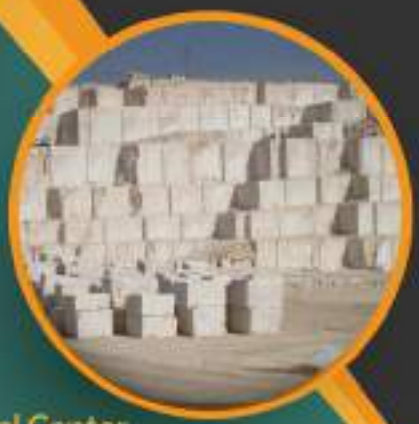
MÜHJEO'2019

ULUSAL MÜHENDİSLİK JEOLOJİSİ ve JEOTEKNİK SEMPOZYUMU BİLDİRİLERİ

ENGGEO'2019

PROCEEDINGS OF THE NATIONAL SYMPOSIUM ON ENGINEERING GEOLOGY and GEOTECHNICS



Editörler *Editors*

Halil KUMSAR

Sefer Beran ÇELİK

Tolga ÇAN

Mahmut MUTLUTÜRK

3-5 Ekim *October 2019*

Pamukkale *University*

Prof. Dr. Hüseyin YILMAZ *Congress and Cultural Center*

Denizli *TÜRKİYE*

MÜHJEO'2019 ULUSAL MÜHENDİSLİK JEOLOJİSİ VE JEOTEKNİK SEMPOZYUMU
3–5 EKİM 2019 DENİZLİ / TÜRKİYE

ENGGEO'2019 NATIONAL SYMPOSIUM ON ENGINEERING GEOLOGY AND GEOTECHNICS
3–5 OCTOBER 2019 DENIZLI / TURKEY

MÜHJEO'2019 ULUSAL MÜHENDİSLİK JEOLOJİSİ VE JEOTEKNİK SEMPOZYUMU BİLDİRİLERİ

PROCEEDINGS OF THE ENGGEO'2019 NATIONAL SYMPOSIUM ON ENGINEERING GEOLOGY AND GEOTECHNICS

Editörler / *Editors*

Halil KUMSAR, Sefer Beran ÇELİK, Tolga ÇAN, Mahmut MUTLUTÜRK

Düzenleme / *Organized by*

Pamukkale Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü
Pamukkale University, Faculty of Engineering, Department of Geological Engineering

Mühendislik Jeolojisi Derneği
Turkish Society for Engineering Geology

ISBN: 978-975-6992-85-2

Baskı: ERS Matbaası
Kazım Karabekir c. Altuntop İş Hanı No: 87/7 İskitler/ANKARA
Tel: 0 (312) 384 54 88

Bu bildiriler kitabının yayım hakkı, Mühendislik Jeolojisi Derneği'ne aittir. Bu kitapta yer alan bildirilerin aynen yayımlanması yazar(lar)ından izin alınması koşuluyla mümkündür. Alıntı için kaynak gösterilmesi yeterlidir. Bildiriler, Bilimsel Kurul tarafından seçilmiş olup, yazarları tarafından basıma hazır hale getirilmiştir. Bildirilerin içeriklerinin tüm sorumluluğu yazar(lar)ına aittir.

Bu bildiriler kitabı, TÜBİTAK'ın katkılarıyla basılmıştır.

Bu sempozyumun düzenlenmesinde katkıda bulunan aşağıdaki kurum ve kuruluşlara teşekkür ederiz.
Valuable contribution of the following institutions and organizations is gratefully acknowledged.

Önsöz

Mühendislik Jeolojisi Derneği (MühJeoDer) tarafından iki yılda bir düzenlenmesi öngörülen Mühendislik Jeolojisi ve Jeoteknik Sempozyumlarının (MÜHJEO'2019) üçüncüsü Pamukkale Üniversitesi ile Mühendislik Jeolojisi Derneği'nin ortak katkılarıyla 3-5 Ekim 2019 tarihleri arasında Denizli Pamukkale Üniversitesi Kınıklı Yerleşkesinde gerçekleştirilmiştir.

Ulusal düzeyde planlanan Sempozyumda, mühendislik jeolojisi, jeoteknik ve ilgili disiplinlerdeki akademisyenler, uygulayıcı kurum ve kuruluş temsilcilerinin arasında daha etkin bir iletişim kurulması için bilimsel ve teknik bir platform oluşturulması hedeflenmiştir.

MÜHJEO'2019 programında, bir adet Çağrılı Konuşma, yeraltı açıklıklarında mühendislik jeolojisi ve jeoteknik, kaya ve zeminlerin mühendislik özellikleri, tarihi yapıların korunması, şev duraylılığı ve heyelanlar, Mühendislik uygulamalarında hidrojeoloji, jeoteknik ölçüm ve izleme teknikleri, mekansal planlama, mühendislik jeolojisinde tehlike ve risk, agregalar ve endüstriyel hammaddeler, doğal afetler ve doğal yapı malzemeleri konularında olmak üzere, toplam 90 adet bildiri yer almıştır. Yerli ve yabancı yazarlar tarafından hazırlanan bildirilerin tam metinleri, Bilim Kurulu'nda yer alan ikişer hakem tarafından değerlendirildikten sonra Sempozyum programına alınmış ve Bildiriler Kitabında basılmıştır. MÜHJEO'2019 Bildiriler Kitabı'na Derneğimiz web sayfasından (http://www.muhjeoder.org.tr/sempozyum) da ulaşım sağlanmaktadır.

Bildiriler Kitabı'nın sunulan içerikte hazırlanmasına, bildirileri ile katkıda bulunan yazarlara, bilim kurulu üyelerine, Sempozyumun başarı ile gerçekleşmesini sağlayan destekleyici kurum ve kuruluşlar ile tüm katılımcılara içten teşekkür eder, saygılarımızı sunarız.

Düzenleme Kurulu

Foreword

The third Engineering Geology and Geotechnics Symposium (ENGGEO'2019), which has been planned to be organized by Turkish Society for Engineering Geology (MühJeoDer) in every two years, was held in Denizli Pamukkale University Kınıklı Campus between October 3-5, 2019 with joint contributions of Pamukkale University and Turkish Society for Engineering Geology.

The symposium, which is planned at national level, aims to establish a scientific and technical platform for more effective communication between academicians, implementing institutions and organization representatives in engineering geology, geotechnics and related disciplines.

In MÜHJEO'2019 program, one invited speech and 90 proceedings were taken place in the subjects of engineering geology and geotechnics in underground spaces, engineering properties of soils and rocks, engineering geology in conservation of historical buildings, slope stability and landslides, hydrogeology in engineering applications, geotechnical measurement and monitoring techniques, spatial planning, hazards and risks in engineering geology, aggregates and industrial raw materials, natural hazards, natural building materials. The full texts of the proceedings prepared by national and international participants were reviewed by two referees among the scientific committee and were included in the symposium program and published in the proceedings book. ENGGEO'2019 Proceedings Book is also accessible from the website of our society (http://www.muhjeoder.org.tr/sempozyum).

We would like to express our sincere gratitude to the authors, members of scientific committee, supporting institutions and organizations and all participants for their contribution to the preparation of the Proceedings Book.

Organizing Committee

Onursal Başkan / *Honorary Chairman*

Prof. Dr. Hüseyin BAĞ
Pamukkale Üniversitesi Rektörü
Rector, Pamukkale University

Sempozyum Başkanları / *Symposium Chairmen*

Prof. Dr. Yahya TÜLEK
Pamukkale Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi Dekanı
Dean, Faculty of Engineering, Pamukkale University

Prof. Dr. Remzi KARAGÜZEL
Mühendislik Jeolojisi Der. Yön. Kur. Bşk.
Chairman, Turkish Society for Engineering Geology

Prof. Dr. Halil KUMSAR
Düzenleme Kurulu Başkanı / *Head of Organizing Comittee*

Doç. Dr. Sefer Beran ÇELİK
Sempozyum Sekreteri / *Symposium Secretary*

Pamukkale Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü
Pamukkale University, Faculty of Engineering, Department of Geological Engineering

Düzenleme Kurulu / *Organizing Committee*

Prof. Dr. Mahmut MUTLUTÜRK, Üye (MühJeoDer, Süleyman Demirel Üniversitesi)
Prof. Dr. Tolga ÇAN, Üye (Çukurova Üniversitesi)
Prof. Dr. Tamer KORALAY, Üye (Pamukkale Üniversitesi)
Prof. Dr. Erdal AKYOL, Üye (Pamukkale Üniversitesi)
Doç. Dr. Mete HANÇER, Üye (Pamukkale Üniversitesi)
Doç. Dr. Ali GÖKGÖZ, Üye (Pamukkale Üniversitesi)
Doç. Dr. İbrahim ÇOBANOĞLU, Üye (Pamukkale Üniversitesi)
Doç. Dr. Ali BÜLBÜL, Üye (Pamukkale Üniversitesi)
Doç. Dr. Hüseyin ERTEN, Üye (Pamukkale Üniversitesi)
Dr. Öğr. Üyesi Suat TAŞDELEN, Üye (Pamukkale Üniversitesi)
Dr. Öğr. Üyesi Turgay BEYAZ, Üye (Pamukkale Üniversitesi)
Dr. Öğr. Üyesi Barış SEMİZ, Üye (Pamukkale Üniversitesi, JMO Denizli Şb. Bşk.)
Hüseyin ALAN, Üye (JMO Başkanı)
Kemal KARAKUŞ, Üye (DSİ)
Sina KİZİROĞLU, Üye (KGM)
M. Kemal AKMAN, Üye (Yüksel Proje)
Dr. Orhan ŞİMŞEK, Üye (Fugro Sial)
Dr. Savaş TOPAL, Üye (Pamukkale Üniversitesi)
Dr. Arzu Gül, Üye (Pamukkale Üniversitesi)
Dr. Taylan AKIN, Üye (Pamukkale Üniversitesi)

Bilimsel Kurul / *Scientific Committee*

A. Bahadır YAVUZ	*Dokuz Eylül Üniversitesi*
Ahmet KARAKAŞ	*Kocaeli Üniversitesi*
Akös TÖRÖK	*Budapest University of Technology and Economics, Macaristan*
Ali AYDIN	*Pamukkale Üniversitesi*
Ali KAYABAŞI	*Eskişehir Osmangazi Üniversitesi*
Alper BABA	*İzmir Yüksek Teknoloji Enstitüsü*
Arzu FIRAT ERSOY	*Karadeniz Teknik Üniversitesi*
Atiye TUĞRUL	*İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa*
Ayberk KAYA	*Recep Tayyip Erdoğan Üniversitesi*
Ayhan KOÇBAY	*Devlet Su İşleri*
Aykut AKGÜN	*Karadeniz Teknik Üniversitesi*
Ayşen DAVRAZ	*Süleyman Demirel Üniversitesi*
Aziz ERTUNÇ	*Toros Üniversitesi*
Can AYDAY	*Anadolu Üniversitesi*
Caner ZANBAK	*Türkiye Kimya Sanayicileri Derneği*
Cem KINCAL	*Dokuz Eylül Üniversitesi*
Erdoğan YÜZER	*İstanbul Teknik Üniversitesi*
Ergün TUNCAY	*Hacettepe Üniversitesi*
Fatma GÜLTEKİN	*Karadeniz Teknik Üniversitesi*
Fikret KAÇAROĞLU	*Muğla Sıtkı Koçman Üniversitesi*
Fikri BULUT	*Karadeniz Teknik Üniversitesi*
Gültekin TARCAN	*Dokuz Eylül Üniversitesi*
Hakan ERSOY	*Karadeniz Teknik Üniversitesi*
Hakan HOŞGÖRMEZ	*İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa*
Haluk AKGÜN	*Orta Doğu Teknik Üniversitesi*
Harun SÖNMEZ	*Hacettepe Üniversitesi*
Hasan ÇETİN	*Çukurova Üniversitesi*
Hasan KARAKUL	*İzmir Kâtip Çelebi Üniversitesi*
Hidayet TAĞA	*Mersin Üniversitesi*
Hitoshi MATSUBARA	*University of the Ryukyus, Japonya*
H. Hüsnü AKSOY	*Atılım Üniversitesi*
Işık YILMAZ	*Cumhuriyet Üniversitesi*
İhsan ÖZKAN	*Selçuk Üniversitesi*
İrfan YOLCUBAL	*Kocaeli Üniversitesi*
Kamil KAYABALI	*Ankara Üniversitesi*
Louis Ngai Yuen WONG	*The University of Hong Kong*
M. Celal TUNUSLUOĞLU	*Çanakkale Onsekiz Mart Üniversitesi*
M. Yalçın KOCA	*Dokuz Eylül Üniversitesi*
Mahir VARDAR	*İstanbul Teknik Üniversitesi*
Mehmet ÇELİK	*Ankara Üniversitesi*
Mehmet EKMEKÇİ	*Hacettepe Üniversitesi*
Mustafa KORKANÇ	*Niğde Ömer Halisdemir Üniversitesi*
Mustafa YILDIRIM	*Yıldız Teknik Üniversitesi*
Müge AKIN	*Abdullah Gül Üniversitesi*
N. Sinan IŞIK	*Gazi Üniversitesi*
Necdet TÜRK	*Dokuz Eylül Üniversitesi*
Ömer AYDAN	*Ryukyu Üniversitesi, Japonya*
Ömer ÜNDÜL	*İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa*
Özkan CORUK	*Kocaeli Üniversitesi*
Rafig AZZAM	*RWTH Aachen Üniversitesi, Almanya*
Recep KILIÇ	*Ankara Üniversitesi*
Reşat ULUSAY	*Hacettepe Üniversitesi*
Richard A. HERRMANN	*Siegen Üniversitesi, Almanya*
S. Okay EROSKAY	*İstanbul Kültür Üniversitesi*
Sedat TÜRKMEN	*Çukurova Üniversitesi*
Selçuk ALEMDAĞ	*Gümüşhane Üniversitesi*
Süleyman DALGIÇ	*İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa*
Şaziye ABACI	*Çukurova Üniversitesi*
Takafumi SEIKI	*University of Utsunomiya, Japonya*
Vassilis MARINOS	*Aristotle University of Thessaloniki, Yunanistan*
Veysi GÜMÜŞ	*Devlet Su İşleri*
Yılmaz MAHMUTOĞLU	*İstanbul Teknik Üniversitesi*
Zülfü GÜROCAK	*Fırat Üniversitesi*

İçindekiler / *Contents*

Önsöz / *Foreword* iv
Sempozyum Başkanları ve Düzenleme Kurulu / *Symposium Chairmen and Organizing Committee* v
Bilimsel Kurul / *Scientific Committee* vi
İçindekiler / *Contents* vii

Çağrılı Konuşma / *Invited Speech*

Tarihi Alanlardaki Kayadan Oyma Yapıların Duraylılıklarının ve Uzun-Süreli Performanslarının Değerlendirilmesinde Mühendislik Jeolojisi ve Kaya Mekaniği ve Mühendisliğinin Önemi: Kapadokya Bölgesi Örneği / *The Importance of Engineering Geology and Rock Mechanics and Engineering for the Assessment of Stability and Long-term Performance of Rock-hewn Structures at Historical Sites: Cappadocia Region as an Example*
Reşat Ulusay, Ömer Aydan 3

Yeraltı Açıklıklarında Mühendislik Jeolojisi ve Jeoteknik / *Engineering Geology and Geotechnics in Underground Spaces*

RMQR, RMR ve Q Kaya Kütlesi Sınıflama Sistemlerinin Tünel Destek Seçiminde Kullanımı / *Use of RMQR, RMR and Q Rock Mass Classification Systems in Tunnel Support Selection*
Dursun Erik, Mahmut Mutlutürk 9

Yapay Dolguda Açılması Planlanan Şehir İçi Tünel Portalının Jeolojik-Jeoteknik Araştırma Çalışmaları / *Geological Investigations for Urban Tunnel Portal in Artificial Fill*
Emin Alper Tekyıldız, Sitem Aldoğan, Serdar Aydoğan 17

Faylar ve Heyelan İçerisinde Tünel Tasarımı: Honaz Tüneli Örneği, Denizli / *Tunnel Design in Faults and Landslide: Example of Honaz Tunnel, Denizli*
Serhat Acar, Eren Akdaş, Sinan Yılmazer, Ömer Baki, Aydın Durukan 27

Kaya ve Zeminlerin Mühendislik Özellikleri / *Engineering Properties of Soils and Rocks*

Tek Eksenli Sıkışma Dayanımının Farklı Boy/Çap Oranlarındaki Örneklerden Belirlenmesi Yaklaşımının Değerlendirilmesi / *Assessment of Determination Approach of Uniaxial Compressive Strength from Specimens with Different Length to Diameter Ratios*
A. Fidan Üzgün, Ergün Tuncay 39

Leeb Sertliğinin Kaya Malzemelerin Tek Eksenli Sıkışma Dayanımının Tahmininde Kullanımının Araştırılması / *Investigation of the Use of Leeb Hardness in the Prediction of Uniaxial Compressive Strength of Rock Materials*
Sefer Beran Çelik, İbrahim Çobanoğlu, Tamer Koralay 47

Endüstriyel Bir Alandaki Turba Çökelinin Sahadaki Uzun Süreli Oturmasının Tahmini İçin Bir Yaklaşım / *An Approach for the Estimation of the In-situ Long-term Settlement of a Peat Deposit at an Industrial Area*
Nazlı Tunar Özcan, Reşat Ulusay, Nihat Sinan Işık 57

Van Fayı Civarındaki Kil Zeminlerin Mühendislik Özellikleri / *Engineering Properties of Clay Soils near The Scarp of Van Thrust Fault*
Ali Özvan, Elif E. Özvan, İsmail Akkaya, Müge K. Akın, Mutluhan Akın 65

Rezidüel Zeminlerin Özelliklerinin Derinlikle Değişiminin Koni Penetrasyon Deneyi (CPT) ile Belirlenmesi / *Determination of The Residual Soils Properties as Change With Depth by The Conic Penetration Test*
Bilgehan Kul Yahşi, Hakan Ersoy 73

Denizli-Afyonkarahisar Demiryolu Bozkurt-Dinar Arası Hat Yenileme Projesinde Novocrete® Teknolojisi ile Zemin İyileştirme Uygulamaları / *Soil Improvement Applications with Novocrete® Technology in Bozkurt-Dinar Line of Denizli-Afyonkarahisar Railway Renewal Project*
Özkan Coruk, Aydın Kavak, Adnan Aydıner 81

Şistlerdeki Dayanım Anizotropisinin Tek Eksenli Sıkışma Dayanımı Deneyi ile Değerlendirilmesi (Yanışlı, Mersin) / *Assessment of Strength Anisotropy of Schists by Uniaxial Compressive Strength Test (Yanışlı, Mersin)*
Defne Katipoğlu, Kıvanç Zorlu 89

Makaslama Kutusu Deneyinde Zeminlerde Yenilmenin İncelenmesi / *Investigation of Failure of Soils in the Shear Box Test*
Eren Kömürlü 97

Piroklastik Kayaçların (Sille, Konya) Tek Eksenli Sıkışma Dayanımlarının Tahmini / *Predicting the Uniaxial Compressive Strength of Pyroclastic Rocks (Sille, Konya)*
Elif Avşar 105

Yerinde Deney Uygulamaları: Konik Penetrasyon Deneyi ile Zemin Sınıflandırma / *In Situ Test Applications: Soil Classification by Cone Penetration Test*
Recep Çetin 113

Mikro-Çatlaklı Mermerde Yenilme Sonrası Sürecin Hoek-Brown Yenilme Kriterleri ile Karşılaştırılması / *Comparison of Post-Failure Phase of Micro-Fractured Marble with Hoek-Brown Failure Criterions*
Yılmaz Mahmutoğlu, Gökhan Şans 121

Kumlu Zeminlerde Doygunluk Derecesinin Makaslama Dayanımına Etkisinin İncelenmesi / *Investigating the Effect of Saturation Degree on the Shear Strength of Sandy Soils*
Koray Ulamış, Recep Kılıç 131

Baraj Yerlerinde Mühendislik Jeolojisi Çalışmalarında Kaya Kütlelerinin Karakterizasyonu ve Örnek Çalışma / *Characterization of Rock Mass in Engineering Geological Works at Dam Sites and a Case Study*
Cemal Yıldız, Mustafa Özgehan Ünal, Haydar Kırkbudak 139

Menard Presiyometre Deneyi ile Sığ Temellerde Taşıma Gücü ve Oturma Hesapları / *Calculations of Bearing Capacity and Amount of Settlement on Shallow Foundations by Menard Pressuremeter Test*
İsmail Cengiz, Tuna Altay 147

Tarihi Yapıların Korunmasında Mühendislik Jeolojisi / *Engineering Geology in Conservation of Historical Buildings*

Fariske/Göktepe (Karaman, Türkiye) Kaya Mezarlarındaki Bozunmaların Tahribatsız Deney Yöntemleriyle (NDT) Belirlenmesi / *Determination of weathering in Pharax rock tombs (Karaman, Turkey) by non-destructive test methods (NDT)*
Mustafa Korkanç, İsmail İnce, M. Ergün Hatır, Ali Bozdağ, M. Bahadır Tosunlar, O. Doğanay 157

Niğde Yöresi Tarihi Taş Ocaklarının Mühendislik Özellikleri / *Engineering Properties of Historical Quarries in Niğde Region*
Mustafa Korkanç, Ali Turgut 167

İstanbul'daki Tarihi Yapılarda Kullanılan Küfeki Taşları Üzerinde Uygulanan Farklı Temizleme Yöntemlerinin Etkilerinin Değerlendirilmesi / *Evaluation of Different Cleaning Techniques Applied on Küfeki Stones Used for Historical Buildings in İstanbul*
Tuğçe Erözmen, Namık Aysal, Ömer Ündül 177

Şev Duraylılığı ve Heyelanlar / *Slope Stability and Landslides*

İstanbul, Avcılar İlçesi Ambarlı Heyelanının Gerilemesini Önlemeye Yönelik İksa Sisteminin Modellemesi / *Modeling of Support System for Preventing Retrogressive Slide of Ambarlı Landslide in Avcılar District, Istanbul*
İbrahim Kuşku, Süleyman Dalgıç 187

Bir Atık Barajının Şev Stabilitesinin Limit Denge Yöntemi ile Değerlendirilmesi: Vaka Çalışması / *Evaluation of Slope Stability of a Waste Dam by Limit Eequilibrium Method: A Case Study*
Muhammed Mahmudi, Semih Çakıcı 195

Derinde Meydana Gelen Bir Heyelanın Önlenmesinde Kullanılan Baret Kazık Yöntemi Uygulaması / *Application of Barette Pile Method for Prevention of a Deep Landslide*
İsmail Biricik, Ahmet Karakaş 203

Yusufeli Barajı ve Hes Projesi Su Alma Yapısı Kapak Kontrol Şaftının Yükselen Delgi (Raise Boring) Yöntemiyle Açılması ve Genişletilmesi / *Yusufeli Dam and HEPP Project Water Intake Structure Excavation of Gate/Control Shafts by Raise Boring Method and Enlargement of the Shaft*
Mustafa Özgehan Ünal, Dinçer Aydoğan 211

Türkiye-Gürcistan Sınırındaki (Artvin, KD Türkiye) Kazı Şevinin Duraylılığının Jeoteknik ve Jeofizik Yöntemlerle İncelemesi / *Investigation of Stability of the Cut Slopes at the Turkish-Georgian Border (Artvin, NE Turkey) Using Geotechnical and Geophysical Methods*
Muhammet Oğuz Sünnetci, Hakan Ersoy, Zekai Angın, Arzu Fırat Ersoy 219

Considerations About the so Called "Scars Method" / *"Scars Yöntemi" Hakkında Dikkat Edilmesi Gerekenler*
Jose Antonio Urroz Lopes 227

Application of Rock Mass Classifications for the Assessment of Slope Stability along Road Cut Slopes in Kullu Himalaya, India / *Kullu Himalaya, Hindistan'da Yol Kazı Yamaçlarında Şev Stabilitesinin Değerlendirilmesi İçin Kaya Kütle Sınıflandırmalarının Uygulanması*
Rahul Khanna, Rajendra Kumar Dubey 235

Süreksizlik Kontrollü Çift Düzlemsel Şev Yenilme Mekanizmasının Farklı Yöntemlerle Analizi / *Analysis of Discontinuity Controlled Bi-Planar Slope Failure Mechanism Using Various Methods*
Yalın Umur Doğan, Nihat Sinan Işık 245

Eurocode 7, BS 8006 ve Limit Denge Yöntemlerinin Şev Duraylılığı Analizlerinde Başarı Oranlarının Birbirleriyle Kıyaslanması / *Comparison of the Success Rates of Eurocode 7, BS 8006 and Limit Equilibrium Methods for Slope Stability Analyzes*
Can Ziver Büyükkağnıcı, Nihat Sinan Işık 255

Khemis Miliana - Hanacha Otoyolu İnşaatı Sırasında Ani Yağışlarla Tetiklenen Heyelanların Özellikleri; Ain Defla, Kuzey Cezayir / *Properties of Landslides Triggered by Heavy Rainfall during the Construction of Khemis Miliana - Hanacha Motorway; Ain Defla, Northern Algeria*
Caner R. Cavlaz, Burhan Avcı, Turgut Aksakal, Rachid Bensaad, Tamer Y. Duman 263

Kaya Dolgu Bir Barajda Şev Duraylılığı Analizleri: Kurşun-Çinko-Bakır Flotasyon Projesi, Gümüşhane / *Analysis of Slope Stability at a Rock Fill Dam: Lead-Zinc-Copper Flotation Project, Gümüşhane*
Mustafa Kanık, Selçuk Alemdağ, Zülfü Gürocak 271

Şam-Beyrut Otoyolundaki Heyelanların Özellikleri ve İyileştirme Önerileri; Beyrut, Lübnan / *Characteristics of Landslides on Damascus-Beirut Highway and Recommendations for Mitigations; Beirut, Lebanon*
Orhan Şimşek, Tamer Y. Duman 279

Volkanik Sahalarda Oluşan Karmaşık Kütle Hareketlerine Bir Örnek; Yenidoğan (Fatsa, Ordu) Kütle Hareketi / *An Example of Complex Mass Movements In Volcanic Fields; Yenidoğan (Fatsa, Ordu) Mass movement*
Dursun Erik, Naci Sönmez 287

Divriği-Arapgir Karayolu Heyelanı, Oluşum Mekanizması ve Alternatif Çözümler / *Divriği-Arapgir Highway Landslide Formation Mechanism and Alternative Solutions*
Karaca Karakaş, Dursun Erik 295

Bursa Yıldırım İlçesi Mollaarap Heyelanının Nedenleri ve İyileştirme Çalışmaları / *Causes and Remediation Studies of Mollaarap Landslide in Bursa Yıldırım District*
Özkan Coruk, Aydın Kavak, Mehmet Sönmez, Gürkan Varlı, Nesrin Selcen Türkyılmaz 301

Tarsus-Çamlıyayla Yolu (Mersin) Km 11+600 ile 12+100 Arasındaki Kütle Hareketinin Değerlendirilmesi / *Assessment of Mass Movement Between Km 11+600 and 12+100 at Tarsus-Çamlıyayla (Mersin) Road*
Hidayet Tağa, Ergun Yalçın 309

Kıbrıs-Güzelyurt Çamlıbel Formasyonu Yamaç Duraysızlığının İncelenmesi / *Investigation of Slope Instabilities at Çamlıbel Formation: Kıbrıs-Güzelyurt*
Mahmut Mutlutürk, Halil Kumsar 317

Importance of Geological and Geotechnical Investigations in Hydropower Plant Projects -A Case Study / *Jeolojik ve Jeoteknik Araştırmaların Hidroelektrik Santral Projelerindeki Önemi-Bir Vaka Çalışması*
Muhammed Mahmudi, Semih Çakıcı 325

Siirt Madenköy Açık Ocak Maden İşletmesinde Görülen Kütle Hareketlerinin Duraylık İncelemesi / *Stability Analysis of Mass Movements in Siirt Madenköy Open Pit Mine*
Mehmet Korkut, Gökhan Şans, E. Vural Yavuz 333

Mühendislik Uygulamalarında Hidrojeoloji / *Hydrogeology in Engineering Applications*

Obruk Oluşumu Hassasiyet Haritasının Coğrafi Bilgi Sistemi ve OHİ Yöntemleri ile Hazırlanması: Afşin-Elbistan Linyit Havzası Örneği / *Susceptibility Mapping for Sinkhole Occurrence by GIS and OHI methods: A Case Study in Afşin-Elbistan Coal Basin*
Remzi Karagüzel, Yılmaz Mahmutoğlu, Meral Erdoğan Topçuoğlu, Gökhan Şans, Aynur Dikbaş ... 343

Ayazmant (Balıkesir) Maden İşletmesinde Planlanan Yeraltı Galerilerine Yeraltısuyu Akımının Kestirilmesi / *Prediction of Groundwater Inflow to Underground Galleries Planned at Ayazmant (Balıkesir) Mine Site*
Mehmet Ekmekçi, Şükran Açıkel 351

Bilinmeyen Yeraltısuyu Kirletici Kaynak Yüklerinin Entegre bir Simülasyon-Optimizasyon Yaklaşımı Kullanılarak Belirlenmesi / *Identification of Unknown Groundwater Pollution Source Loads by using an Integrated Simulation-Optimization Approach*
Mustafa Tamer Ayvaz 359

Gök HES/Sakarya Gölalanı Çevre Koruma Setinin Mühendislik Jeolojisi ve Jeoteknik Etmenlere Göre Tasarımı / *Design of Environmental Protection Dam Gök HEP/Sakarya After Engineering-Geological and Geotechnical Aspects*
Ali Bora Yalçın, Mahir Vardar 367

3 Dimensional Chemical Dissolution Simulation of Calcium Carbonates in Limestone Based on Advection-reaction-diffusion System / *Kireçtaşı İçindeki Kalsiyum Karbonatın Adveksiyon-Reaksiyon-Difüzyon Sistemini Temel Alan 3-Boyutlu Kimyasal Çözünme Simülasyonu*
Hitoshi Matsubara 375

Katı Atık Düzensiz Depolama Sahasının Su Kaynaklarına Etkisinin İncelenmesi ve İyileştirilmesine Yönelik Öneriler: Düzce Belediyesi Örneği / *Investigation and Improvement of the Solid Waste Irregular Disposal Sites in Düzce Province*
Hazel Alan, Nazife Onaral, Efe İzmirli, Remzi Karagüzel 383

Engiz Çayı (Ondokuzmayıs-Samsun) Akiferi'nin Hidrokimyasal Özellikleri Açısından Değerlendirilmesi / *Evaluation of Hydrochemical Properties of Engiz River (Ondokuzmayıs-Samsun) Aquifer*
Arzu Fırat Ersoy, Zeynep Karaca 391

Jeoteknik Çalışmalarda Enjeksiyonun Önemi ve Örnek Çalışma
Importance of Grouting at Geotechnical Studies and Case Study
İsmail Güler, Ayhan Koçbay 399

İçme Suyu ve Atık Su Arıtma Tesisleri Yer Seçimindeki Jeoteknik Çalışmalar ve Örnek Projeler / *Geotechnical Studies on Site Selection of Waste and Potable Water Treatment Plants and Case Studies*
Mikdat Özmen, Tuna Altay 407

İleri Arıtılmış Atıksularla Akiferlerin Beslenmesi
Aquifer Recharge with Treated Waste Water
Mircan Acar 415

Çoruh Havzası Bayburt – Demirözü Barajında Slurry-Trench Geçirimsizlik Perdesinin Başarısının Kontrolü: Pompaj Test Sonuçlarının Değerlendirilmesi / *Testing the Effectiveness of Slurry-Trench Impermeable Wall in Bayburt - Demirözü Dam in Çoruh Basin: The Evaluation of Pumping Test Results*
Murat Mert Toklu, Mikdat Özmen, Merve İşlek, Aylin Civan Erdoğan 423

Jeofizik Yöntemlerle Yeraltı Suyu Beslenim Yönlerinin Belirlenmesi, Gökpınar Kaynağı Örneği, Denizli, Türkiye / *Determination of Ground Water Recharge System by Using Geophysical Methods, Case of The Gökpinar Spring In Denizli Turkey*
Mohamed Salem Oudeika, Elif Meriç İlkimen, Suat Taşdelen, Mahmud Güngör, Ali Aydın 431

Yenicekent (Denizli)-Atça (Aydın) Arasındaki Yüzey ve Yeraltı Suyu Kirliliğinin ve Kirlilik Taşınımının İncelenmesi / *Investigation of Surface and Groundwater Pollution and Contaminant Transport Between Yenicekent (Denizli) and Atça (Aydın)*
Tufan Tuğrul, Ali Bülbül 437

Zonguldak Filyos Çayı Seddeleri Altından Geçecek Su Miktarının Hesaplanması / *Calculation of the Possible Leakage Under the Zonguldak Filyos River Embankments*
Murat Mert Toklu, Nuray Piyade, Sermin Özsayın 445

Jeoteknik Ölçüm ve İzleme Teknikleri / *Geotechnical Measurement and Monitoring Techniques*

A fundamental study on the pile foundations in Ryukyu Limestone Formation / *Ryukyu Kireçtaşı Formasyonunda Kazıklı Temeller Üzerine Bir Temel Çalışma*
Naohiko Tokashiki, Ömer Aydan, Takashi Ito, Yuji Shuri 451

Development of a Shock Testing Device for Dynamic Properties of Rocks / *Kayaların Dinamik Özelliklerinin Belirlenmesi için Darbe Deney Düzeneğinin Geliştirilmesi*
Ömer Aydan, Takashi Ito, Naohiko Tokashiki, Shinya Kodate 461

Development of Acoustic Emission (AE) Monitoring System for Abandoned Lignite Mines and its Application / *Terkedilmiş linyit madenleri için Akustik Emisyon Sisteminin Geliştirilmesi ve Uygulamaları*
Hisataka Tano, Koujiro Wada, Ömer Aydan 471

Drone and Laser Scanning Technology and its Applications in Rock Engineering / *Dron ve lazer tarama yöntemi ve kaya mühendisliğine uygulamaları*
Naruyuki Okabe, Kouchi Suzuki, Ömer Aydan, Naohiko Tokashiki 481

An application of DInSAR technique for assessing long-term deformation response of Babadağ landslide in Denizli, Turkey / *Denizli (Türkiye) Babadağ heyelanı uzun dönem hareketinin DInSAR yöntemi ile değerlendirilmesi üzerine bir uygulama*
Naoki Iwata, Kazuki Kanose, Ömer Aydan, Halil Kumsar 491

An Optical Fiber Early Warning System for Monitoring Mass Movements and for Assessing the Effect of the Triggering Factors / *Kütle Hareketlerinin İzlenmesi ve Tetikleyici Faktörlerin Etkilerinin Değerlendirmesi İçin Bir Fiber Optik Erken Uyarı Sistemi*
Arzu Arslan Kelam, Mustafa Kerem Koçkar, Haluk Akgün 501

Harmandalı Katı Atık Depolama Alanı Heyelanının Mühendislik Jeolojisi / *Engineering Geology of the Landslide in the Harmandalı Waste Disposal Site*
Cem Kıncal, Mehmet Yalçın Koca 509

Deniz Tabanı Koni Penetrasyon Deneyi Uygulaması / *The Application of Cone Penetration Test in Marine Environment*
Fazıl Kıran, Ergün Toğrol, Ahmet Özgür Demir, Mehmet Bol, Recai Sergin, M. Sezerer Bulut 517

Menderes Masifi, Çine Asmasifi'nde Açılmış Maden Ocağında Meydana Gelen Heyelanın İnklinometre Kullanılarak İzlenmesi / *Monitoring The Landslide Occurred in the Open-Pit Mine in Menderes Massif, Çine Sub Massif by Inclinometer*
Saffet Deniz Karagöz, Mehmet Yalçın Koca 523

Derin Kazılarda Şev Duraylılığının Aletsel Ölçümü ve Ölçüm Aletlerinin Değerlendirilmesi / *Instrumental Monitoring of Slope Stability in Deep Excavations and Evaluation of Instruments*
Veli Keskin, Sedat Türkmen 533

Denizli Yerleşim Alanına Ait Ağır Metal Dağılım Anomalilerinin Yüzey Manyetik Süseptibilite Ölçümleri İle İncelenmesi / *Investigation of Heavy Metal Distribution Anomalies of Denizli Settlement by Surface Magnetic Susceptibility Measurements*
Fatih Akbay, Fatma Figen Altınoğlu, Ali Aydın 541

Mekansal Planlama / *Spatial Planning*

INSPIRE ve TUCBS ile Mühendislik Jeolojisi / *INSPIRE and TUCBS with Engineering Geology*
Can Ayday 549

Fiziksel Modele Dayalı Orta Ölçekli Toprak Akması Duyarlılık Modellemesi: Beşikdüzü (Trabzon, Kuzeydoğu Türkiye) Örneği / *Physical model based medium scaled earthflow susceptibility modeling: Example from Beşikdüzü (Trabzon, Northeastern Turkey)*
Kübra Tezel, Aykut Akgün 555

Yer Seçiminde Jeolojik - Jeoteknik Çalışmaların Önemi: Ankara Örneği / *The Importance of Geological - Geotechnical Investigations for Site Selection: Ankara Example*
Recep Kılıç, Sami Oğuzhan Akbaş 561

Coğrafi Bilgi Sistemleri ve Uzaktan Algılama Teknikleri ile Denizli Kent Merkezi Arazi Kullanım Değişimi / *Land Use Change in Denizli City Center using Remote Sensing and Geographical Information Systems Techniques*
Tolga Çan, Mamadou Traore, Senem Tekin, Halil Kumsar 569

Coğrafi Bilgi Sistemleri, Uzaktan Algılama, Kanıt İnanç İşlevi, Entropi Endeksi ve Ağırlıklandırılmış Doğrusal Birleştirme Teknikleri Kullanılarak Erzurum Uzundere İlçesinin Heyelan Duyarlılık Haritalaması / *Landslide Susceptibility Mapping of Uzundere District of Erzurum by Using Geographic Information System, Remote Sensing, Evidential Belief Function, Index of Entropy and Weighted Linear Combination Techniques*
Azimollah Aleshzadeh, Enver Vural Yavuz 575

İmar Planına Esas Mikrobölgeleme Etüt Çalışmalarıyla Yerleşim Alanlarının Planlanması: Erzin, Payas, Dörtyol (Hatay) Örneği / *Planning of Residential Areas with Microzonation Survey Studies Based on Zoning Plan:Case Study Erzin, Payas, Dörtyol (Hatay)*
Musa Eskiocak, Demet Över 583

Edirne-Tekirdağ Bölgesi Mevcut Kömür Alanlarının CBS ile İncelenmesi / *Study of Existing Coal Areas in Edirne-Tekirdağ Region by GIS*
Abdurrahman Cihan Bayraktaroğlu 593

Yer Radarı Yönteminin Farklı Yapılarda Uygulama Örnekleri / *Application Examples of Ground Penetrating Radar Method in Different Structures*
Elif Meriç İlkimen, Mohammed Salem Oudeıka, Ali Aydın 599

Mühendislik Jeolojisinde Tehlike ve Risk / *Hazards and Risks in Engineering Geology*

Some considerations on the causes of cliff failures of Ryukyu Limestone in Ryukyu Archipelago / *Ryukyu Takımadalrında Ryukyu Kireçtaşı Falezlerindeki yenilmelerin nedenleri üzerine bazı görüşler*
Ömer Aydan, Kouki Horiuchi 607

An Integrated Study on the Risk Assessment of Abuchiragama Karst Underground Shelter (Okinawa, Japan) / *Abuchiragama (Okinawa, Japonya) Karstik Yeraltı Sığınağının Risk Değerlendirmesi Üzerine Birleşik Bir Çalışma*
Takashi Ito, Ömer Aydan, Naohiko Tokashiki, Hidemasa Inoue 617

Mühendisik Yapıları Açısından Yüzey Faylanması Tehlikesinin Değerlendirilmesinde Temel Yaklaşımlar / *Basic Approaches in the Assessment of Surface Fault Hazards in Terms of Engineering Structures*
Ömer Emre, Tamer Y. Duman 625

K-Ortalamalar Kümeleme Analizi Yöntemiyle Deprem Kaynaklı Boru Hasarlarının İncelenmesi / *Investigation of Pipe Damages by K-Means Clustering Analysis Method*
Engin Nacaroğlu, Selçuk Toprak, Gizem Dündar, Muhammet Ceylan 631

Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü'nde Sismik Tehlike Analizi Çalışmaları ve Cibuti Ambouli Dostluk Barajı Örneği / *The Study of Seismic Hazard Analysis in The General Directorate of Hydraulic Works, Turkey and a Case Study, Djibouti Ambouli Dam*
Mustafa Genç, Haydar Şimşek, Rabia Parlak, Ayhan Koçbay 639

Agregalar ve Endüstriyel Hammaddeler / *Aggregates and Industrial Raw Materials*

Bala-Aşıkoğlu Alçıtaşı Yataklarında Karstlaşma ve Madenciliğe Etkisi / *Carstification of Bala-Aşıkoğlu Gypsum Deposit and its Effect to Mining*
Seyfi Kulaksız 647

Pişme sıcaklığının seramik malzemelerin fiziksel özelliklerine etkileri: Karacasu (Aydın) Killeri / *Effects of firing temperature on physical properties of ceramic materials: Karacasu (Aydın) clays*
Barış Semiz 657

Kocaeli Hereke Dolayındaki Karbonatlı Kayaçların Malzeme Özelliklerine Göre Kullanım Alanlarının Belirlenmesi / *Usage Area Determination of Carbonate Rocks based on Material Properties around Kocaeli Hereke*
Murat Öztürk, Ahmet Karakaş, Özkan Coruk 665

Sarıçay Barajı Gövdesinde Gnaysların Silindirle Sıkıştırılmış Beton Agrega Malzemesi Olarak Kullanılabilirliğinin Araştırılması / *Investigation of the Usability of Gneisses as Roller Compacted Concrete Aggregate Material in Sarıçay Dam Body*
Mehmet Önder Atay, Ayşe Aydın, Veysi Gümüş, Orhan Erbiz 673

Doğal Afetler / *Natural Hazards*

Yerel Zemin ve Kaya Koşullarının Derin Kazılardaki İksa Sistemlerine Etkileri / *Effects of Local Soil and Rock Conditions on Shoring Systems in Deep Excavations*
Süleyman Dalgıç, İbrahim Kuşku 683

Büyük Menderes Havzasının Mantıksal Regresyon Yöntemi ile Heyelan Duyarlılık Değerlendirmesi / *Landslide Susceptibility Assessment of the Büyük Menderes Watershed Using Logistic Regression Method*
Senem Tekin, Tolga Çan 693

20 Mart 2019 Mw 5.5 Acıpayam (Denizli) Depreminin Jeolojik ve Jeoteknik Açıdan İncelenmesi / *Geological and Geotechnical Investigation of 20 March 2019 Mw 5.5 Acıpayam (Denizli) Earthquake*
Halil Kumsar, Mehmet Özkul, Barış Semiz 701

Detection of tectonic lineaments of SE Denizli, Turkey by using Bouguer gravity data / *Bouguer Gravite Anomali Verisi Kullanılarak Denizli GB'sının Tektonik Çizgiselliklerinin Belirlenmesi*
Fatma Figen Altınoğlu, Ali Aydın 711

Doğal Yapı Malzemeleri / *Natural Building Materials*

Traverten Plakalarda Gözenek Dolgu Malzemesi İçin Alternatif Bir Karışımın Kullanımının Değerlendirilmesi / *Evaluation of the Use of an Alternative Mixture for Pore Filling Material on Travertine Slabs*
İbrahim Çobanoğlu, Sefer Beran Çelik 719

Ergene Formasyonunda (Trakya) Kum Üretiminden Sonra Kazanılabilecek Kil Potansiyeli Üzerine Bir Çalışma / *A Study on Clay Potential that can be Gained after Sand Production in the Ergene Formation (Thrace)*
Fahri Esenli, Gökhan Şans, Bala Ekinci Şans, Ali Haydar Gültekin 727

Çan ve Ayvacık (Çanakkale) Çevresindeki Yapı Taşı Olarak Kullanılan Tüflerin Petrografik ve Jeomekanik Özelliklerinin Belirlenmesi ve Karşılaştırılması / *Determination and Comparison of Petrographical and Geomechanical Properties of Tuffs Used as a Building Stone in Çan and Ayvacik (Çanakkale)*
Merve Diler, Ayten Çalık, M. Celal Tunusluoğlu 735

Yüksek Sıcaklık Etkisinde Kalan Bayburt Tüfünün Fiziksel ve Mekanik Özelliklerinin Sıcaklık Derecesi ve Süresine Bağlı Değişimi / *Variation of Physical and Mechanical Properties of Bayburt Tuff Under High Temperature Based on Temperature Degree and Duration*
Murat Karahan, Hakan Ersoy, Muhammet Oğuz Sünnetci, Semih Peker 743

Püskürtme Betonun Kuzey Makedonya'daki Tarihçesi / *History of Shotcrete in North Macedonia*
Bülent Sulooca, Sead Abazi 751

Yazar İndeksi / *Author Index* 757

Çağrılı Konuşma
Invited Speech

Tarihi Alanlardaki Kayadan Oyma Yapıların Duraylılıklarının ve Uzun-Süreli Performanslarının Değerlendirilmesinde Mühendislik Jeolojisi ve Kaya Mekaniği ve Mühendisliğinin Önemi: Kapadokya Bölgesi Örneği

The Importance of Engineering Geology and Rock Mechanics and Engineering for the Assessment of Stability and Long-term Performance of Rock-hewn Structures at Historical Sites: Cappadocia Region as an Example

Reşat ULUSAY[1,*], Ömer AYDAN[2]

[1]*Hacettepe Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Beytepe, Ankara*
[2]*Ryukyus Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Okinawa, Japonya*
*(*resat@hacettepe.edu.tr)*

GENİŞLETİLMİŞ ÖZ: İnsanlık tarihi boyunca yeraltı; barınak, dini törenler, savunma, yiyecek depolaması vd. amaçlarla kullanılagelmiştir. Yeraltı açıklıklarının inşası düşük maliyetli ve yıllık sıcaklık dalgalanmalarına karşı uygun bir çözümdür. Dünya'nın farklı kesimlerinde çok sayıda kayadan oyma tarihi yapılar ve yerleşim yerleri bulunmaktadır. Bu yapılardan bir bölümü yapısal bütünlüklerini korurlarken, bazıları bozunma ile erozyon ve depremler, volkanik faaliyetler, heyelanlar ve insan etkileri gibi doğal tehliklerden etkilenmektedirler. Bu etkiler söz konusu bu yapılarda, dik yamaçlarda bulunmaları halinde, kısmi veya tam göçme ve yenilme şeklinde hasarlara maruz kalmalarına neden olmaktadır. Bu nedenle, bu kültürel mirasların yapısal duraylılıklarının korunması ve bunlara etkiyen içsel faktörlerin en aza indirilmesi tüm uluslar için hayati öneme sahiptir. Çağımızda hızlı kentleşme, kentlerde nüfusun çok yüksek rakamlara ulaşacağına işaret etmektedir. Bu nedenle, mevcut ve gelecekteki kentsel alanların altına yer altı boşluklarının dahil edilmesi şehir planlamasına yeni bir boyut katacaktır. Dolayısıyla tarihi ve arkeolojik karakteristiklerinin yanı sıra, kayadan oyma tarihi yerlerin ve yapıların kısa- ve uzun-dönemli davranışları da, mühendislik jeolojisi ile kaya mekaniği ve mühendisliğini kapsayan yeraltına yönelik yer-mühendisliği çalışmaları açısından önemli veri kaynaklarıdır.

Dünya'da yukarıda değinilen türdeki tarihi alanlardan biri de Türkiye'de Orta Anadolu'da bulunan ve 1985'te UNESCO tarafından Dünya Kültür Mirası Listesi'ne alınan Kapadokya Bölgesi'dir. 40.000 km^2'nin üzerinde bir alanı kaplayan bu ünlü tarihi ve turistik bölge, yüksek bir plato oluşturmakta olup, üç eski volkana ait malzemeden oluşan yumuşak kaynaşmış tüfler ve lavlar tarafından kaplanmıştır. Bu bölgede çoğu en az 1500-1800 yaşında olan konut, şehir, kilise ve yarı yeraltı dik yamaç yerleşimleri gibi kayadan oyma önemli tarihi yerleşimleri mevcuttur. Kapadokya'da farklı boyutlarda ve şekillerde geçmişte ve güncel olarak oyulmuş yeraltı ve yarı yerlatı açıklıkları günümüzde bile meyva ve patataes depolaması, kayadan oyma otel, restoran ve seramik veya çömlek atölyeleri olarak kullanılmaktadır. Kapadokya'daki yumuşak tüflerin kolay kazılabilme ve ısıl yalıtım özellikleri, geçmişten günümüze bölgede yeraltının çok amaçlı olarak yaygın şekilde kulanılmasının başlıca nedenleridir. Dünya'da kayadan oyma tarihi yapıların korunmasına ve duraylılığına yönelik araştırmalara verilen önemin giderek artması dikkate alınarak, bu çağrılı konuşmada; kayadan oyma tarihi yapıların içinde açıldıkları kayaların kısa- ve uzun- süreli mekanik davranışlarının ve bu yapıların duraylılıkları ile yapısal bütünlüklerinin, ilgili yer-mühendisliği sorunlarının ve mümkün olabilecek iyileştirme ve koruma yöntemlerinin değerlendirilmesinde mühendislik jeolojisi ile kaya mekaniği ve mühendisliğinin birlikte kullanılmasının önemine, Kapadokya Bölgesi esas alınarak dikkat çekilmesi amaçlanmıştır. Ayrıca, peri bacaları, erozyona açık bir vadinin yamacında konuşlanmış ve kavlaklanmaya karşı duyarlı iki açıklık gibi Kapadokya'dan seçilmiş bazı vakalar da tartışılarak, kayadan oyma tarihi yapıların duraylılığında ve yapısal bütünlüğünde yer mühendisliğinin rolü vurgulanmıştır. Yukarıda yapıldığı belirtilen değerlendirmelerden çıkarılan başlıca sonuçlar aşağıdaki paragraflarda verilmiştir.

Yumuşak Kapadokya tüfleri çok yüksek gözenekliliğe ve çok düşük kuru birim hacim ağırlığa sahiptir. Tek eksenli sıkışma dayanımlarına (UCS) göre orta zayıftan çok zayıf kayaya kadar değişecek şekilde sınıflandırılan bu kayalar, atmosferik koşullara karşı duyarlıdırlar. Pek çok kayadan oyma tarihi yapının içinde açıldığı Zelve tüfü, jeo-mühendislik açısından bölgedeki en zayıf tüftür. Tüf örneklerinin kuru ve doygun durumlardaki dayanımları karşılaştırıldığında, doygun durumda dayanımdaki azalma oranı 1/4 ile 1/5 arasında değişmekte olup, bu eğilim tüflerin diğer dayanım ve

deformabilite özellikleri için de benzerdir. Bu tüfler, hem düşey hem de yatay yönlerde mühendislik özellikleri açısından önemli bir değişim göstermezler. UCS ve iğne batma dayanım indeksi (NPI) arasındaki istatistiksel anlamdaki güçlü ilişki, kayaca hasar vermeyen bir deney türü olan iğne batma deneyinin bu tür yumuşak kayaçların UCS değerlerinin dolaylı yoldan tahmini için yararlı ve koruma altındaki tarihi yerlerde uygulanabilir olduğunu göstermiştir.

Kapadokya Bölgesi'nde meydana gelen duraysızlıklar başlıca; yumuşak tüflerin ayrışması, yüksek devamlılığa sahip süreksizliklerin varlığı ve ıslanma-kuruma ve donma-çözülme süreçlerinden dolayı kayanın dayanımının azalması gibi faktörlerle ilgilidir. Bunların yanı sıra rüzgar ve yağış, sadece peri bacalarının oluşumunda değil, ayrıca vadilerdeki doğal yamaçların duraylılığı üzerinde de etkili olan bölgedeki güçlü erozyon unsurlarıdır. Özellikle Zelve tüfünde ölçülmüş olan erozyon hızı daha yüksektir. Bu durum, bu tüfte erozyonun önemli olduğunu ve özellikle kış ve bahar mevsimlerinde arttığını göstermektedir. Özellikle vadi yamaçlarının topuk kesimlerinde meydana gelen erozyon, bu yamaçlardaki desteğin yitimine neden olmakta ve özellikle yamaç yerleşimlerini tehdit edecek şekilde ileri düzeyde şev duraysızlıklarını tetiklemektedir. Erozyondan dolayı arazi gerilmesindeki değişimin, donma-çözülmeden dolayı gelişen ısıl yüklemenin ve çevrimsel ıslanma-kuruma süreçlerinin bir sonucu olarak dik yamaçlardaki yarı yeraltı açıklıklarında çevre kayacının yenildiğinin bir göstergesi şeklinde kavlaklanma ve dilimlenme meydana gelebilmektedir. Yumuşak Kapadokya tüflerinin dayanımı doygun koşulda oldukça düşmekte olup, duraysızlıkların yağışlı dönemlerde meydana gelebileceği tahmin edilebilir.

Basitleştirilmiş modeller esas alınarak yapılan ön duraylılık analizleri, uzun süre bazında peri bacaları içinde oluşturulmuş açıklıklarla karşılaştırıldığında, dik yamaçlara komşu konumlu açıklıkların yenilmelerinin daha mümkün olduğunu göstermektedir. Kapadokya'dan seçilmiş bazı yer-mühendisliği sorunları için yapılan sayısal analizlerin sonuçları saha gözlemlerini doğrulamıştır. Yapılan değerlendirmeler ayrıca, Kapadokya gibi tarihi alanlar için kaya kütlesi sınıflama sistemlerinin yeraltı açıklıklarının desteksiz kalma sürelerini tutucu şekilde tahmin ettiklerini ve bunların mühendislik analizlerinin yerini almamaları, ancak kaya kütlesinin daha iyi anlaşılmasında kullanılmalarının gerektiğini göstermiştir.

Kapadokya'daki kayadan oyma yapılar için koruyucu ve iyileştirici önlemler yapısal ve yapısal olmayan önlemler olarak iki grupta düşünülebilir. Yapısal önlemler, antik kayadan oyma yapıların kültürel karakteristiklerine zarar vermeden bu yapılara destek sağlarlar ve yapıları güçlendirirler. Yapısal önlemler kategorisinde kullanılabilecek çok sayıda yöntem bulunmasına rağmen, tüflerdeki yüksek nem içeriğinden dolayı kaya saplamaları korozyona maruz kalabilecekleri ve bunlarla çevre kayacı olan tüfün sıkılıkları arasındaki büyük farktan dolayı etkin olamayabilecekleri için, klasik kaya saplamalarının kulanılması halinde, bu kaya türlerinde kaya saplamasının uygulanması ve performansı soru işaretleri taşıyacaktır. Bu nedenle, Kapadaokya'da kaya saplamalarının uygulanması konusunda çalışmaların yapılmasına gereksinim olup, yerleştirme işlemi çevre kayasına zarar vermeyen karbon-fiber türü kaya saplamalarının uygun olabileceği dikkate alınmalıdır. Kapadokya'daki bazı antik yarı yeraltı kaya yapılarında püskürtmeyle yüzey kaplama tekniği uygulanmış olmasına rağmen, estetik kaygılar nedeniyle halen uygun bir teknik değildir. Bu nedenle, Kapadokya'da daha etkin bir püskürtmeyle kaplama tekniğinin geliştirilmesi ve kaya saplamasının uygulanabilirliği için çalışmaların yapılması gereklidir. Kapadokya için başlıca yapısal olmayan önlemler ise; göçme riskinin yüksek olduğu yarı yeraltı yapılarına insanların girmelerine izin verilmemesi ve bu tür yapıların izleme teknikleriyle izlenmesidir.

Sadece Kapadokya'da değil, Dünya'nın farklı kesimlerindeki benzeri tarihi yerlerde de koruma ve restorasyon çalışmalarında, başlıca dikkatin sadece estetik kaygılar üzerinde yoğunlaşması halinde, tarihi yerlerle ilgili duraylılık sorunlarının artacağı ve toptan göçme riski nedeniyle gelecek nesillere bırakılacak olan bu tarihi mirasın sayısının azalacağı dikkate alınmalıdır. Bu nedenle, tarihi mirasın yapısal bürtünlüğünün korunması için mühendislik değerlendirmelerine gereken dikkat ve önem verilmelidir. Tarihi kayadan oyma yapıların korunmasında; yerbilimleri, mühendislik jeolojisi, kaya mekaniği ve kaya mühendisliği, mimarlık, malzeme bilimleri, kimya, fizik, mikrobiyoloji, ekoloji gibi dalları kapsayan meslekleraras ı işbirliğine önem verilmesi özellikle vurgulanır.

Anahtar Kelimeler: Tarihi kayadan oyma yapı, mühendislik jeolojisi, kaya mekaniği ve mühendisliği, Kapadokya, duraylılık

EXTENDED ABSTRACT: *Underground space has been used throughout history by humankind for the purposes of human accommodation, religious ceremonies, defence, food storage etc. The underground architecture constitutes a low cost solution and a suitable answer to face up to annual thermal fluctuations. There are a number of historical rock-hewn structures and settlement sites in different parts of the World. While some of them have preserved their structural integrity, some have been affected by weathering, erosion, natural hazards such as earthquakes, volcanic activities, landslides and human activities. These effects result in damage to these structures, their partial or total collapse and their failure if they are located next to steep cliffs. Therefore, protection of structural stability of these cultural heritages and minimizing the effects of internal factors have vital importance for all nations. In this century, the fast urbanization indicates that the population in cities will reach high numbers. Thus, the incorporation of underground space beneath existing and future urban areas introduces a new dimension to city planning. Therefore, in addition to their historical and archaeological characteristics, short- and long-term behaviors of rock-hewn historical sites and structures are also important data sources in terms of underground geo-engineering, which includes engineering geology and rock mechanics and rock engineering.*

One of the above mentioned type of historical sites in the World is the Cappadocia Region which is located in the Central Anatolia of Turkey and was included in the World Heritage List in 1985 by UNESCO. This famous historical and touristic region, extending over 40.000 km^2, forms a high plateau and is covered by soft welded tuffs and lavas from three old volcanoes. In this area, there exist significant historical underground settlements, most of which are at least 1500-1800 years old, such as rock cut dwellings, cities, churches, and semi-underground cliff settlements. Even today, old and recently carved underground and semi-underground openings of different sizes and shapes in Cappadocia are being used for underground storage facilities for fruit and potato preservation, carved hotels and restaurants and ceramic and pottery plants to a limited extent compared to the past use. Easy carving and thermal insulation properties of the soft Cappadocian tuffs are the main reasons for the extensive multi-purpose underground use in the region from the past to the present. In this keynote lecture, by considering the increase in the attention paid to investigations on the protection and stability of rock-hewn historical structures in the World, it is aimed to point out the importance of harmonization of engineering geology with rock mechanics and rock engineering in the assessments of short- and long-term mechanical behaviour of the host rocks and stability and structural integrity of rock-hewn historical structures, associated geo-engineering problems and possible measures of protection and mitigation of such structures with emphasize on the Cappadocia Region. In addition, some cases selected from Cappadocia, such as fairy chimneys, a valley slope prone to erosion and an opening prone to spalling are also briefly discussed for highlighting the role of geo-engineering aspects on the stability and integrity of the historical rock-hewn structures. The main conclusions drawn from the above mentioned assessments are as follows.

The soft Cappadocian tuffs have a very high porosity and very low dry unit weight. Based on their uniaxial compressive strength (UCS), they are classified as moderately weak to very weak and they are prone to atmospheric conditions. The Zelve tuff, which is the surrounding rock of a number of ancient rock-hewn structures, is the weakest tuff in terms of geo-engineering viewpoint. When the strengths of dry and saturated tuff samples are compared, the ratio of decrease in strength is between one quarter and one fifth, and this trend is similar in other strength and deformability properties. These tuffs do not show significant changes in their engineering properties both in vertical and horizontal directions. The presence of a statistically strong relationship between the UCS and needle penetration strength index (NPI) suggests that the needle penetration test, which is a non-destructive test, can be useful for the indirect estimation of the UCS of such soft rocks and applicable at historical sites under protection.

The instabilities occurring in the Cappadocia Region are mainly associated with deterioration of the soft tuffs, presence of discontinuities with high persistence and a considerable decrease in overall strength of the rock mass due to wetting-drying and freezing-thawing cycles. In addition, wind and rainfall are strong erosion agents in the region not only on the formation of fairy chimneys, but also on the stability of natural slopes of valleys. Particularly the erosion rates measured in the Zelve tuff is higher. This suggests that erosion in this tuff is important and particularly increases in winter and spring seasons. The erosion specifically occurring at the toe of the valley slopes results in loss of support and accelerates the occurrence of further slope failures which particularly threat the

historical cliff settlements. As a result of changes in stress due to toe erosion, thermal loading due to freezing-thawing and property changes due to cyclic wetting-drying processes, spalling and slabbing may occur in cliffs and semi-underground openings as the indicators of yielding of rock. The strength of the soft Cappadocian tuffs is reduced drastically under saturated condition and it can be expected that instabilities may occur during rainy seasons.

Preliminary stability assessments based on simplified models suggest that openings next to cliffs are more likely to fail in long-term as compared with those in fairy chimneys. Results of the numerical analyses confirmed observations carried out for some geo-engineering problems selected from Cappadocia. The assessments also indicated that rock mass classification systems give overly conservative unsupported span predictions for the historical sites such as Cappadocia and they should not replace to engineering analysis but rather to provide better understanding of the rock mass.

The protective and remedial measures for the rock-hewn structures in Cappadocia can be considered in two categories, namely hard measures and soft measures. Hard measures provide supports and reinforce antique rock-hewn structures without major disturbance to their cultural characteristics. Although there are many techniques to be used in the hard measures category, since bolts may be subjected to corrosion due to high moisture content in the tuffs and may not be efficient due to large stiffness differences between them and the surrounding tuffs, the application and performance of bolting in these rocks seem to be questionable if conventional type rock bolts are used. Therefore, application of bolting needs further studies in Cappadocia, and rock bolts of carbon-fibre type may be more appropriate provided that the installation procedure does not damage the surrounding rock mass. Although spraying technique has been implemented in some of the antique semi-underground structures in Cappadocia, it is still inappropriate from an aesthetic viewpoint. Therefore, further studies on the development of more effective spraying techniques and applicability of bolting in Cappadocia are necessary. Soft measure for Cappadocia include the restriction of entry of people to semi-underground structures susceptible to high risk of collapse and monitoring of such structures using monitoring techniques.

In the protection and restoration studies, not only in Cappadocia, but also in similar historical places at different parts of the world, if prime attention is given only to aesthetic considerations, it should be kept in mind that stability problems associated with historical sites will increase, and due to the risk of total collapse, the number of these historical heritages, which will be left for future generations, will considerably decrease. Therefore, to protect the structural integrity of historical heritages, necessary attention should also be paid to engineering considerations. It is also emphasized that protection of the ancient rock-hewn structures should be based on an interdisciplinary processing including geosciences, engineering geology, rock mechanics and rock engineering, architecture, material sciences, chemistry, physics, microbiology, ecology.

Keywords: *Rock-hewn structure, engineering geology, rock mechanics and engineering, Cappadocia, stability*

Yeraltı Açıklıklarında Mühendislik Jeolojisi ve Jeoteknik

Engineering Geology and Geotechnics in Underground Spaces

RMQR, RMR ve Q Kaya Kütlesi Sınıflama Sistemlerinin Tünel Destek Seçiminde Kullanımı

Use of RMQR, RMR and Q Rock Mass Classification Systems in Tunnel Support Selection

Dursun ERİK[1,*], Mahmut MUTLUTÜRK[2]

[1]KGM 16. BL. Md. Sivas
[2]Süleyman Demirel Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Isparta
*(*derik@kgm.gov.tr)*

ÖZ: Yeraltı kazılarında ön destek elemanlarının doğru bir şekilde belirlenmesi, kazının sağlıklı ve hızlı ilerlemesi açısından büyük önem taşır. Bu amaçla, destek seçiminde kaya kütlesinin jeomekanik özelliklerinin belirlenmesi için kaya kütlesi sınıflama sistemleri yaygın olarak kullanılmaktadır. Kaya kütlesi sınıflama sistemleri aynı zamanda yeraltı kazıları için destek sistemleri de önermektedir. Bu çalışma kapsamında, yeni bir kaya kütlesi sınıflama sistemi olan RMQR ile RMR ve Q sınıflama sistemleri değişik mühendislik projelerinde uygulanarak destek önerileri incelenmiştir. Elde edilen sonuçlar sonlu elemanlar yöntemleri ile analiz edilmiş ve önerilerin yeterlilikleri uygulama sonuçları ile birlikte tartışılmıştır. Kaya kütlesi sınıflama sistemlerinin kaya kütlesinin mekanik özelliklerinin belirlenmesinde, ön destek elemanlarının seçimi hususunda önerilerde bulunulmasında önemli bir rehber olduğu, kazı geometrisi, destek elemanlarının tip ve özellikleri gibi destek boyutlandırılmasında doğrudan destek önerisi için çok uygun olmadığı sonucuna varılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Tünel, destek sistemleri, kaya kütlesi sınıflama sistemi, yeraltı açıklıkları

ABSTRACT: *Accurate determination of the pre-support elements in underground excavations is of great importance for the healthy and rapid progress of the excavation. For this purpose, rock mass classification systems are widely used to determine the geomechanical properties of rock mass in support selection. Rock mass classification systems also propose support systems for underground excavations. In this study, RMQR, a new rock mass classification system, and RMR and Q classification systems were applied in different engineering projects and support proposals were examined. The results were analyzed by finite element methods and the competences of the proposals were discussed together with the application results. It has been concluded that rock mass classification systems are an important guide in determining the mechanical properties of rock mass, suggesting suggestions in the selection of the front support members, not very suitable for direct support in support dimensioning such as excavation geometry, type and characteristics of support elements.*

Keywords: *Tunnel, support systems, rock mass classification system, underground openings*

1. GİRİŞ

Yeraltı kazılarının tarihi, insanoğlunun tarih sahnesine çıkması kadar eskidir. Yaşam alanı olan mağaraların genişletilmesiyle başlayan ilk yeraltı kazıları, artan daha geniş alan ihtiyaçları ve göreli olarak daha zayıf kaya ortamında yapılan kazılar ile destekleme ihtiyacı ortaya çıkmıştır. Gelişen teknoloji ve artan ihtiyaçlar ile İnsanoğlunun yeraltını kullanımı da artmıştır. Bu artış, metro inşaatlarından büyük yeraltı depolama alanlarına, uçak hangarlarından, askeri silah depolarına ve nükleer tesislerin inşasına kadar varmıştır. Yeraltındaki mühendislik teknik girişimlerinin büyümesi ile birlikte kazının yapılacağı ortamın daha iyi tanımlaması ve mühendislik özelliklerinin ortaya konulması, desteklemenin doğru ve sağlıklı bir şekilde yapılması için oldukça önem kazanmıştır. Bu kapsamda ilk kez 1879'da Ritter tarafından tünel dizaynlarında kullanılmak üzere kaya kütle sınıflaması geliştirilmiştir (Hoek, 2000). Devam eden yıllarda birçok araştırmacı tarafından çeşitli kütle sınıflama sistemleri ileri sürmüştür. Modern anlamda ilk kaya kütle sınıflama sisteminin Terzaghi (1946) da ortaya atılan "Kaya Yükü" sınıflama sistemi olduğu genel olarak kabul görmektedir. Günümüzde, RMR v e Q günümüzde yaygın olarak kullanılmaktadır. Her iki sistem de kaya kütlesini oluşturan süreksizliklerin mühendislik özellikleri (ISRM, 2007) ve Deer (1963) tarafından ortaya sürülen RQD parametrelerini kullanmaktadır (Erik ve Mutlutürk, 2019). RMR ve Q sınıflama sistemleri pek çok mühendislik teknik

girişiminde kullanılmış ve karşılaşılan sorunlar ve aksaklıklar sonucu iki sistemde güncel hallerine kavuşuncaya kadar değişikliklere uğramıştır (Bieniawski, 1973, 1976, 1979, 1989; Barton 1974, 1993, 2002). Genel olarak değişiklikler süreksizliklerin özelliklerinin sınıflama üzerindeki etkilerinin değiştirilmesi üzerinedir (Erik ve Mutlutürk, 2019). Bununla beraber bu değişikliklerin yeterli olmadığını düşünen birçok araştırmacı bu sistemler üzerinde değişiklikler yapmışlardır (Özkan ve Ünal, 2012). Aydan vd. (2013) tarafından bu modifikasyonların da yeterli olmayacağı düşüncesi ile yeni bir kaya kütle sınıflama sistemi ortaya konulmuştur. Kaya Kütle Kalitesi Puanlama (RMQR) olarak isimlendirilen bu sistem diğer modern sınıflama sistemleri gibi süreksizlik özelliklerini kullanmaktadır. Ancak sistemin geliştiricileri tarafından diğer sınıflama sistemlerinde Süreksizlik aralığı ve RQD değerinin bir arada kullanılmasının süreksizlik yoğunluğu değerlendirilmesinde tekrara neden olduğu özellikle kil içeren kayalarda su emmenin dayanıma olumsuz etkilerinin olduğu ancak bunun kullanılmadığı öne sürülerek bu sistem geliştirilmiştir (Aydan ve diğ. 2013) de RMQR Sistemi, nicel çağdaş kaya kütle sınıflama sistemlerinde kullanılan önemli parametreler de dikkate alınarak ve parametre tekrarından kaçınılarak, kaya kütlelerinin fiziksel durumunun daha iyi tanımlanması amacıyla geliştirildiği belirtilmektedir. Bu sistem; bozunma derecesi, süreksizlik takım sayısı, süreksizlik aralığı, süreksizlik durumu ile yeraltı suyu sızma ve su emme koşulları gibi 6 temel parametre kullanmaktadır.

2. KAYA KÜTLE SINIFLAMA SİSTEMLERİ DESTEK ÖNERİLERİ

2.1. RMR Sınıflama sistemi ve Destek Önerisi

RMR kaya kütle sınıflama sistemi, kaya kütlelerini temelde 5 sınıfa ayırmakta ve her bir sınıf için ön destek elemanları önermektedir (Çizelge 1).

Çizelge 1. RMR kaya kütle sınıfları ve önerilen destek sistemleri (Bieniawski, 1973).

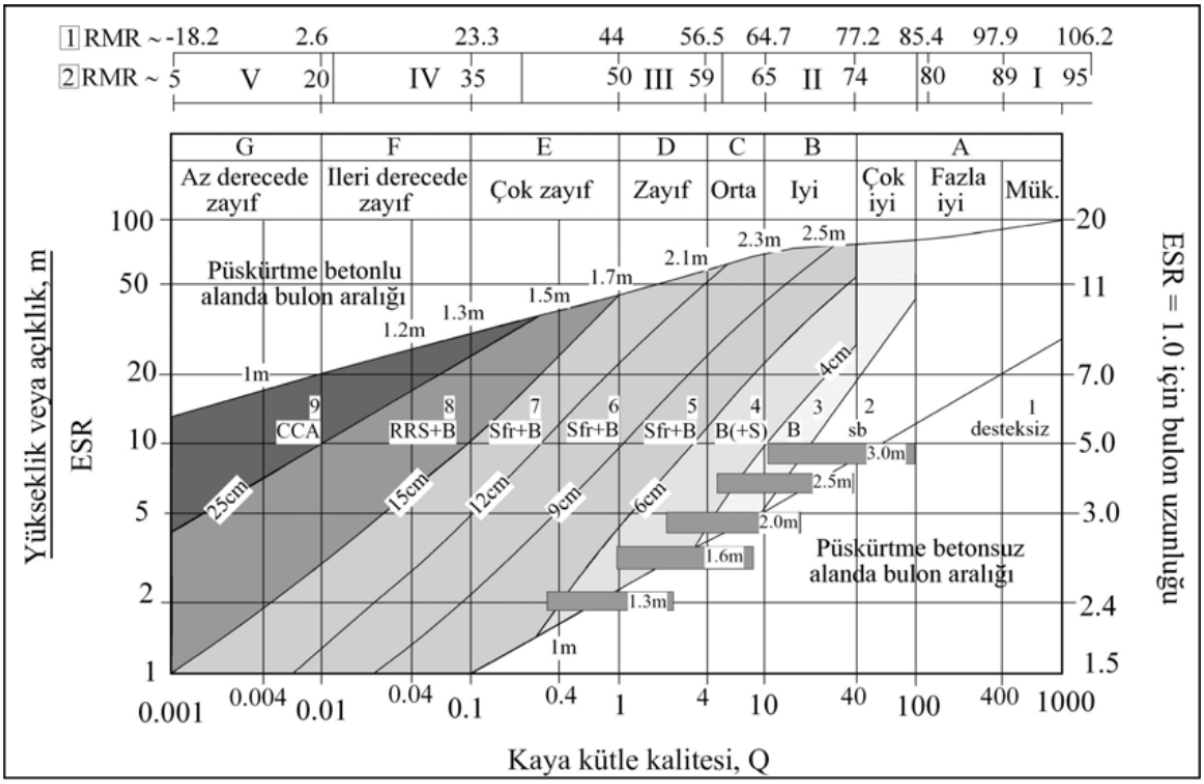
Kaya kütlesinin tanımı, sınıfı ve RMR	Kazı şekli	TAHKİMAT		
		Kaya cıvataları (20 mm çaplı tamamen betonlanmış)	Püskürtme beton	Çelik bağ
Çok sağlam kaya I RMR: 81-100	Tam ayna, 3 m ilerleme	Gerekli belirli noktalar haricinde, genellikle tahkimat gerekmez.		
Sağlam kaya II RMR : 61-80	Tam ayna, 1-1.5 m ilerleme, tahkimatı aynadan 20 m içinde tamamla.	Tavanda bölgesel kaya cıvatası, 3 m uzunlukta, 2.5 m aralıklı, gerektiğinde çelik hasırla birlikte.	Tavanda gerekli yerlerde, 50 mm kalınlığında	Gerekmez
Orta derecede sağlam kaya III RMR : 41-60	İki basamak halinde ilerleme. Üst basamakta 1.5-3 m ilerleme Her patlatmadan sonra tahkimata başla. Tahkimatı aynadan 10 m içinde tamamla.	Sistematik kaya cıvatası, 4 m uzunlukta, tavan ve yan duvarda 1.5-2 m aralıklı, tavanda çelik hasır.	Tavanda 50-100 mm, yan duvarlarda 30 mm kalınlıkta	Gerekmez
Zayıf kaya IV RMR : 21-40	İki basamak halinde ilerleme Üst basamakta 1-1.5 m ilerleme Tahkimatı olabildiğince kazı ile birlikte yürüt. Tahkimatı aynadan 10 m içinde tamamla.	Sistematik kaya cıvatası, 4-5 m uzunlukta, tavan ve yan duvarda 1-1.5 m aralıklı, çelik hasırla birlikte.	Tavanda 100-150 mm, yan duvarlarda 100 mm kalınlıkta	Gerektiğinde 1.5 m aralıklı hafif bağ
Çok zayıf kaya V RMR : 0-20	Birçok basamaklar halinde. 0.5-1.5 m ilerleme. Tahkimatı kazı ile birlikte yürüt. Patlatmadan sonra derhal püskürtme beton uygula.	Sistematik kaya cıvatası, 5-6 m uzunlukta, tavan ve yan duvarda 1-1.5 m aralıklı, tavanda çelik hasır.	Tavanda 150-200 mm, yan duvarlarda 150 mm ve aynada 50 mm kalınlıkta	Orta veya ağır bağ, 0.75 m aralıklarla, çelik kamalarla, taban çevrili

2.2. Q Sınıflama Sistemi Destek Önerileri

İlk kez Barton ve diğ. 1974 tarafından Q sınıflama sistemi destek önerileri Grimstad ve Barton, 1993 tarafından revize edilmiştir (Şekil 1) Bunun yanında kullanılacak kaya saplamalarının boyu ve aralığı aşağıdaki eşitlikler yardımıyla da belirlenebilir;

Tavan kaya saplama boyu;
$L = 2 + 0.15\ (B/ESR)$ (2.1)

Tavanda kullanılan kaya saplama sıralı ankraj boyu;
L = 0.4 (B/ESR) (2.2)
Duvarda kaya saplama boyu;
L = 2 + 0.15 (H / ESR) (2.3)
Duvarda kullanılan kaya saplamasında ankraj boyu;
L = 0.4 (H/ESR) (2.4)
Burada L, Uzunluk (m), B, kazı açıklığı (m). H, kazı yüksekliği (m)



Şekil 1. Q Sınıflama sistemi destek seçim abağı (Grimstad ve Barton, 1993).

2.3. RMQR Sınıflama Sistemi Destek Önerileri

RMQR sınıflama sisteminde diğer sınıflama sistemlerinden farklı olarak kaya saplaması boyunun hesabında sınıflama puanı kullanılmakta ve tavan ve duvarlar için farklı hesaplamalar önerilmektedir (Çizelge 2).

Çizelge 2. RMQR Sınıflama Sistemi destek elemanları boyutlandırılması (Aydan vd., 2015).

Destek Elemanı	Boyut	Tavan	Yan Duvar
Kaya Saplaması	Uzunluk	$\frac{L}{L_a} = 0.8 - \frac{RMQR}{200}$	$\frac{L}{L_a} = 0.7 - \frac{RMQR}{200}$
	Aralık(m)	e_{av}=$2 + 0.02RMQR$	e_{av}=$2 + 0.03RMQR$
Bulon	Uzunluk	$\frac{L_b}{L_a} = 0.35 - \frac{RMQR}{500}$	$\frac{L_b}{L_a} = 0.30 - \frac{RMQR}{500}$
	Aralık(m)	e_{bv}=$1 + 0.015RMQR$	e_{bv}=$1+0.015RMQR$
P. beton	Kalınlık	$\frac{t^{sr}}{L_a} = 0.125 - \frac{RMQR}{1000}$	$\frac{t^{sw}}{L_a} = 0.0075 - \frac{RMQR}{1000}$
Kaplama Betonu *(Geniş yeraltı açıklıkları için)*	Kalınlık (mm)	1000	-

3. DESTEK SİSTEMLERİNİN UYGULANMASI

Bu kapsamında Zara-Suşehri Yolu üzerinde yer alan, çoğunlukla dasidik seri içerisinde açılacak olan 4500m uzunluğunda çift tüplü Geminbeli karayolu Tüneli'nin Km:25+571, Km:27+060 ve Km:29+710 kesimlerinde çalışma yapılmıştır (Limit, 2015). Seçilen bir projenin birbirinden farklı kaya kütlesi özelliği gösteren üç farklı lokasyonunda RMQR, Q ve RMR Kaya Kütlesi Sınıflama Sistemleri sonuçları kullanılarak sınıflama sistemlerinin önerdiği destek boyutları hesaplanmıştır (Çizelge 3).

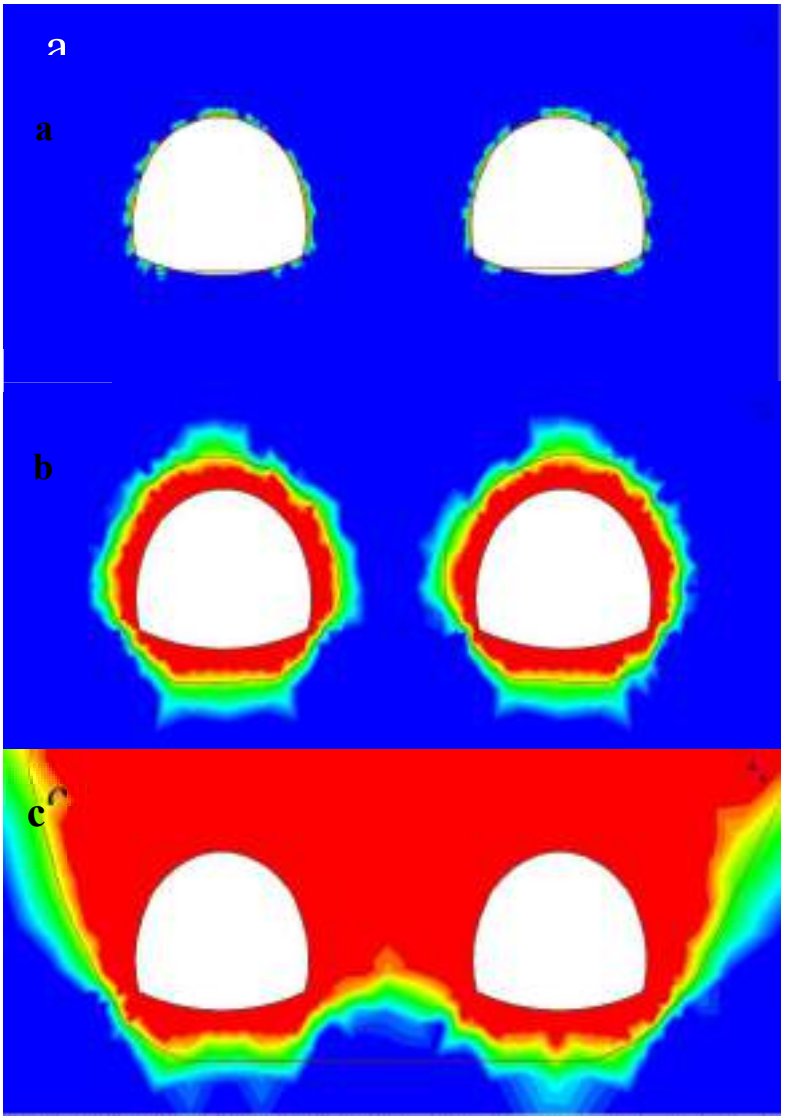
Çizelge 3. RMQR, RMR ve Q Sınıflama Sistemlerine göre destek elemanları boyutlandırılması.

		Km: 25+571			***Km: 27+060***			***Km:29+710***		
		RMQR	***RMR***	***Q***	***RMQR***	***RMR***	***Q***	***RMQR***	***RMR***	***Q***
Kaya Kütle Puanı		*26*	*34*	*0.22*	*47*	*53*	*2.57*	*18*	*19*	*0.08*
P Beton (cm)	Tavan	*10.89*	10-15	12-15	*8.58*	5-10	2.5-7.5	*11.77*	15-20	15-25
	Y. Duvar	*3.33*	10		*2.69*	3		*3.58*	15	
Bulon. Aralığı m.		*1.39*	1-1.5	1.3-1.5	1.71	1.5-2	1.7-2.1	*1.27*	1-1.5	1.2-1.3
Bulon. Boyu m.	Tavan	*3.28*	4-5	3.8	*2.82*	4	3.8	*3.45*	5-6	3.8
	Y.Duvar	*1.36*		3.35	*1.13*		3.35	*1.45*		3.35
İksa		*Ağır*	Hafif	-	*Ağır*	Gerekmez	-	*Ağır*	Ağır	-

Ayrıca seçilen projelerdeki ait kaya kütlelerine ait veriler kullanılarak Hoek-Brown görgül yenilme ölçütüne göre kaya kütlesinin dayanım parametreleri belirlenmiş ve kazı ortamı Phase2 bilgisayar programı kullanılarak modellenmiştir (Şekil 2). Öncelikle desteksiz halde yapılan sonlu elemanlar analizleri ile kazı çevresinde oluşacak plastik zonun boyutları belirlenmiştir (Şekil 2). Buna göre göreli olarak daha sağlam kaya koşullarını içeren Km:25+571' de beklenen plastik zon daha küçük boyutlu iken, Km:27+060 ve Km:29+710 de en büyük boyuttadır (Şekil 2). RMQR, RMR ve Q sınıflama sistemlerine göre önerilen destek elemanları ile yapılan analizler sonrasında ise P.Beton ve Bulon üzerine etki eden Eksenel ve makaslama gerilmeleri ile eğilme momentleri belirlenmiştir (Çizelge 2). Daha sonra, Püskürtme beton üzerine etki eden makaslama gerilmelerini ve eğilme momentlerini GS=1.5 için boyut yeterliliği incelenmiştir (Şekil 3). Yapılan değerlendirme sonrası RMR tarafından önerilen P Beton kalınlıklarının hiçbir kesitte yeterli olmadığı görülürken, diğer iki sistemin çok zayıf ve sağlam kaya koşullarında yeterlilik sunduğu ancak ortalama kaya koşulları için yetersiz olduğu görülmüştür (Şekil 3).

4. TARTIŞMA VE SONUÇLAR

Yeraltı kazılarında ön destek elemanlarının doğru seçimi ve boyutlandırması, kazının istenilen şekilde tamamlanması açısından çok önemlidir. Bu çalışma kapsamında RMQR, Q ve RMR kaya kütle sınıflama sitemlerinin önerdiği destek elemanları farklı projeler üzerine uygulanmış ve pratikte yapılan destekler ile karşılaştırılmışlardır. Kazının geometrisi ve kaya kütlesinin jeomekanik özelliklerinin kazı çevresinde oluşacak deformasyonları ve yeni gerilme dağılımını denetlediği bilinen bir gerçektir. Bunun yanında tünelin içerisinde açıldığı ortam çoğunlukla homojen-izotrop olarak değerlendirilmesine karşın, izotrop davranış göstermeyen ortamdaki litolojik birimlerin dokanak ilişkileri ve yapısal unsurlar da kazı sonrası oluşacak yeni gerilmeleri büyük ölçüde denetlemektedir. Kaya kütlesi sınıflama sistemlerinin çoğunlukla destek elemanlarının boyutlandırılmasında yeterli olmadığı görülmüştür. Destek üzerine gelecek gerilmelere göre desteğin boyutlandırılması daha doğru bir yaklaşım olacaktır. Kütle sınıflama sistemlerinin önerdiği destek elemanlarının, ön destek tiplerinin belirlenmesinde daha faydalı olduğu ancak destek boyutlarının çoğunlukla yeterli olmayıp, bunların başlangıç ve ön projelerde kullanılması daha uygun olacağı düşünülmektedir.



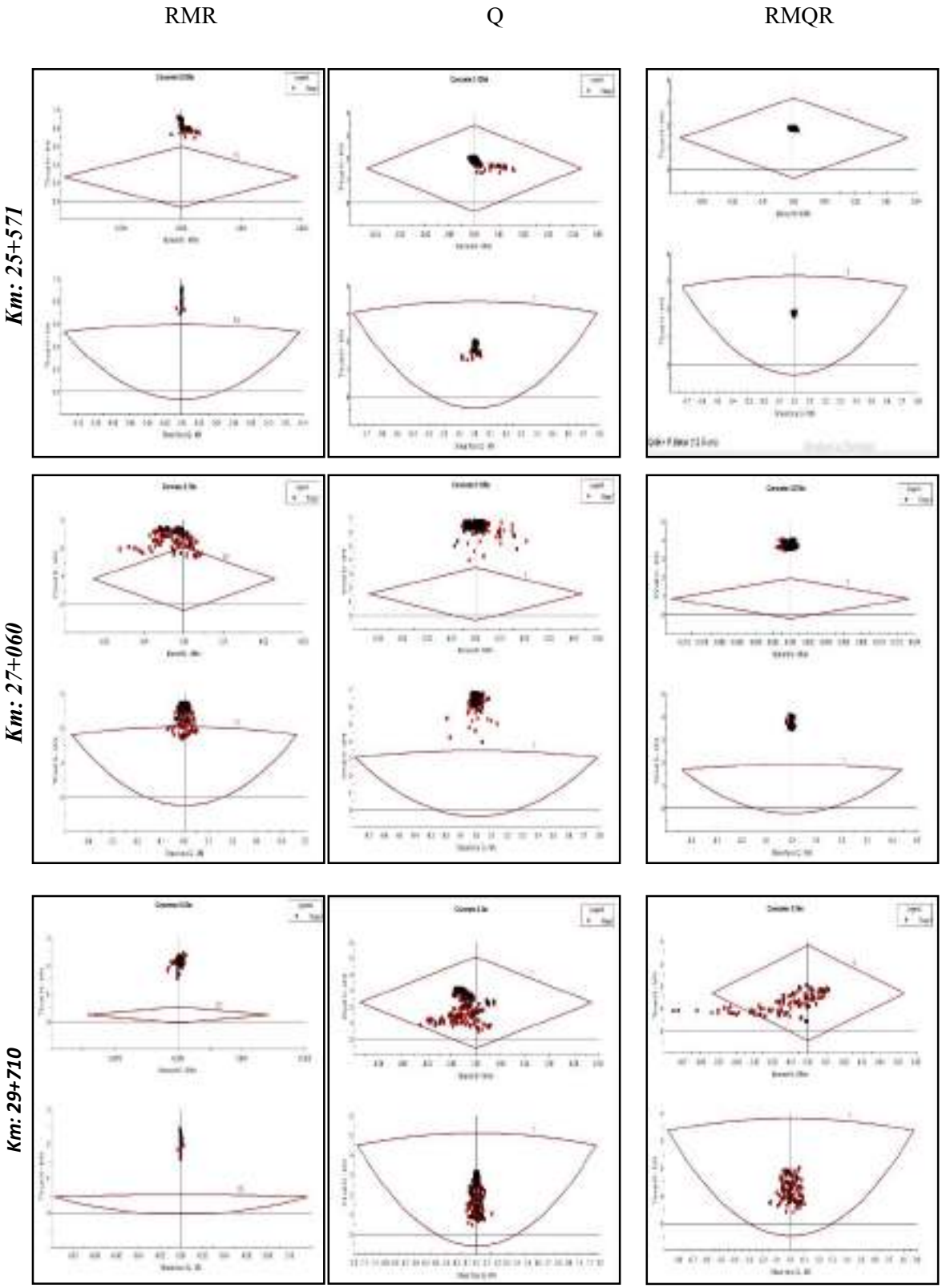
Şekil 2. Her üç bölge için desteksiz olarak yenilme bölgeleri (a= Km: 25+571, b= Km: 27+060, c= Km:29+710)

Çizelge 2. Destek elemanları üzerine gelen kuvvetler (RMR'den).

		Km: 25+571		***Km: 27+060***		***Km:29+710***	
		Mak	***Min***	***Mak***	***Min***	***Mak***	***Min***
Püskürtme Beton	Eksenel Gerilme (MN)	2.36	1.54	5.71	3.12	3.48	0.49
	Makaslama Gerilmesi (MN)	0.02	-0.05	0.01	-0.02	0.1	-0.15
	Eğilme Momenti (MNm)	0.007	0.0017	0.0009	-0.0015	0.01	-0.07
Bulon	Eksenel Kuvvet (MN)	0.07	0.02	0.18	0.15	0.18	0.056
	Eksenel Gerilmesi (MPa)	109.28	37.53	292.43	243.2	292.32	91.9

5. KATKI BELİRTME

Saha çalışmaları sırasında verilerin kullanılmasında destek olan LİMİT A.Ş.'ne ve bu çalışmanın oluşmasında değerli fikirleri ile yön veren Sayın Prof. Dr. Reşat Ulusay'a teşekkür ederiz



Şekil 3. Her üç bölge için RMQR, Q ve RMR kütle sınıflama sistemleri tarafından önerilen Püskürtme Beton ve Hasır çelik destek kapasitesi analizi.

6. KAYNAKLAR

Aydan Ö., Ulusay R. Tokashiki N., 2013. A New Rock Mass Quality Rating System: Rock Mass Quality Rating (RMQR) and Its Application to the Estimation of Geomechanical Characteristics of Rock Masses. Rock Mech Rock Eng, 47:1255-1276.

Aydan Ö., Tokashiki N., Ulusay R., 2015. Rock Mass Quality Rating (RMQR) for Rock Engineering International Journal of the JCRM vol.11 (2015) pp.17-20.

Barton, N., 2002. Some new Q – value correlations to assist in site characterisation and tunnel design. Int. Journal of Rock Mechanics Minning Sciences 39, pp 185-216.

Barton,N., Lien,R., Lunde J., 1974. Engineering Classificition of Rock Masses for the Design of Tunnel Support, Rock Mech., V. 6, pp 189-236.

Bieniawski, Z.T., 1973. Engineering classification of jointed rock masses. Trans.South African Inst. Civil Engineering, 15, 335-344.

Bieniawski, Z.T., 1976. Rock mass classification in rock engineering. Proc. Sym. on Exploration for Rock Engineering, Cape Town, Balkema, 97-106.

Bieniawski, Z.T., 1979. The Geomechanics classification in rock engineering applications. Proc. 4 th Cong. Rock Mechanics, ISRM, Montreux, Vol. 2, 4-48.

Bieniawski, Z.T., 1989. Engineering Rock Mass Classifications. John Wiley and Sons, 237 pp.

Erik, D., Mutlutürk, M., 2019. RMQR Kaya Kütle Sınıflama Sisteminin Türkiyeden Seçilen Bazı Projeler Üzerinde Uygulanması. Uluslararası Katılımlı 72. Türkiye Jeoloji Kurultayı, Ankara.

Grimstad. E., Barton. N., 1993. Updatingthe Q-Systemfor NMT. Proc. Int. Symp. On Sprayed Concrete-Modern Use of Wet Mix Sprayed Concretefor UndergraundSupport. Oslo. Norwegian Concrete Association.

Hoek, E., 2000. Rock Engineering, Course notes by Evert Hoek, Hoek's Corner. www.rocscience.com., 313p.

ISRM, 2007. The Complete ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring, eds: Ulusay, R., J.A. Hudson, Kozan Offset Press, Ankara, pp. 153-154.

Limit, 2015. Zara-Suşehri yolu, Gemin beli tüneli kesin proje jeolojik - jeoteknik etüt raporu, 195 S, Ankara (Yayınlanmamış)

Özkan. İ., Ünal, E., 2012, Kaya kütle sınıflama sistemleri ve M-RMR sınıflama sisteminin yeri, Gelişme Raporu, Selçuk Üniversitesi, Konya, 85s. (yayınlanmamış)

Ritter, W., 1879. Die Statik der Tunnelgewölbe. Berlin: Springer.

Terzaghi, K., 1946. Rock Defects And Loads On Tunnel Supports.‖ Rock Tunneling with Steel Supports,ed. R. V. Proctorand T. White, Commercial Shearing Co.,Youngstown, OH, 1946, pp. 15-99.

Yapay Dolguda Açılması Planlanan Şehir İçi Tünel Portalının Jeolojik-Jeoteknik Araştırma Çalışmaları

Geological Investigation for Urban Tunnel Portal in Artificial Filling

Emin Alper TEKYILDIZ*, Sitem ALDOĞAN, Serdar AYDOĞAN

Emay Uluslararası Müh. Ve Müş. A.Ş. Kısıklı cad. No: 27, 34662 Üsküdar, İstanbul
*(*eatekyildiz@emay.com)*

ÖZ: 16 milyon nüfusu ile dünyanın en kalabalık şehirlerinden biri olan İstanbul'da, bugünkü ulaşım imkânlarının sınırlı olduğu bilinmektedir. Bu kapsamda kuzey-güney yönündeki şehir içi ve bölgesel trafiğin çözümüne yönelik Beşiktaş-Dolmabahçe ile Sarıyer-Kilyos mevkileri arasında toplam uzunluğu yaklaşık 25 kilometre olan 6 adet şehir içi karayolu tünellerinin proje çalışmaları yapılmaktadır. Güzergâhın jeolojik ve mühendislik jeolojisi haritalamaları ile saha araştırmaları yapılırken en kritik kesimin Levazım-Armutlu Tünelinin giriş portal kesimi olduğu belirlenmiştir. Giriş portalinin üst kesimlerinde yoğun yapılaşmalar yer almakla birlikte, kalınlıkları 45 metreye kadar ulaşabilen kentsel kaynaklı yapay dolguların varlığı tespit edilmiştir. Karşılaşılan yapay dolgu ile geçiş kayacının kalınlığının belirlenmesi, jeolojik-jeoteknik özelliklerinin ortaya koyulabilmesi için arazi çalışmaları yapılmıştır. Bildiri kapsamında; giriş portal kesimine ait yüzey jeolojisi çalışmaları, arazi çalışmaları, laboratuvar deney sonuçları birlikte değerlendirilmiş olup, hattın anılan kesiminin jeolojik-jeoteknik en ve boykesitleri çıkarılmıştır. Giriş portal kesimi ve dolayındaki birimlerin mühendislik jeolojisi özellikleri belirlenmiş, duraylılık analizlerine yönelik veriler elde edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Şehir içi tünelciliği, tünel portalı, saha araştırmaları, yapay dolgu, stabilite problemleri

ABSTRACT: *Istanbul is one of the most crowded and traffic-intensive cities in the world. It is planned to construct 2-3 lane highway tunnels in order to reduce the traffic load, time, fuel loss and damage to the environment. Levazim Tunnel, one of the most important of these projects, is located on the Dolmabahçe-Kilyos route. In this study, the entrance portal of the Levazim Tunnel was investigated. Many structures were located on top of the portal section, and urban-borne artificial fillings were found out after site invesitgation in studied area. Geological and geotechnical surveys are very important in order to eliminate potential problems. In this paper, planning and implementation of the site investigations required for design, preparing of geological model and geological sections with the proposal of solution are included.*

Keywords: *Urban tunnel, tunnel portal, site investigation, made ground, stability problem*

1. GİRİŞ

İstanbul Büyükşehir Belediyesi tarafından ihale edilen ve projesini Emay Uluslararası Mühendislik ve Müşavirlik A.Ş'nin üstlendiği Dolmabahçe-Kilyos Karayolu Tünelleri, İstanbul'da mevcut karayollarına alternatif olarak ve trafik yükünü azaltmak amacıyla 2x2 şeritli olarak planlanmaktadır (Şekil 1). 6 adet tünelin toplam uzunluğu yaklaşık 25 Km olup, 3550 m uzunluğundaki Levazım Tüneli bu tünellerin ikincisidir. Tünellerin çoğu kesimi yoğun yapılaşmanın altından geçmektedir. Çalışma kapsamında Levazım Tüneli Giriş Portal'i araştırılmıştır. Giriş portal kesiminin üst kesimlerinde yoğun yapılaşmalar (binalar) yer almakla birlikte bölgede yapılan saha araştırmalarında kentsel kaynaklı yapay dolgular tespit edilmiştir. Portal kesiminde kalınlığı 24 metreye varan yapay dolgunun varlığı ortaya konmuştur. Bu nedenle, portal bölgesinde yapılacak kazıların, üstte bulunan binalar ile etkileşimi önem kazanmıştır.

Arazi araştırma programı elde edilen verilere dayalı olarak güncellenmiş ve birbirini izleyen aşamalar şeklinde yürütülmüştür. Saha çalışmaları, portal kesiminde yer alan dolgu, zemin ve kaya birimlerini karakterize etmek ve jeoteknik birimlerin sınıflandırılmasına yönelik desteklemek için planlanmıştır. Bu

birimlerin yorumlanması, tünel portal yapılırken gerçekleşebilecek jeoteknik risklerin öngörülebilmesi için kritik öneme sahiptir. Arazi çalışmaları kapsamında mekanik ve jeofizik sondajlar, yerinde kuyu içi deneyler (SPT, presiyometre vb.) yapılmıştır. Zemin birimlerinde yapılan SPT numuneleri ile kaya birimlerine ait birimlerden örnekler alınmış ve laboratuvarda sınıflama ve dayanım deneyleri yapılmıştır.

Sondajlar ve jeofizik çalışmalardan elde edilen veriler değerlendirilerek portal bölgesi için boyuna ve enine jeolojik-jeoteknik kesitler hazırlanmıştır. Hazırlanan kesitlerde, dolgu ve ayrışmış kayadan oluşan seviyeler zonlanarak sınırlandırılmış ve tünel kazıları dikkate alınarak değerlendirilmiştir. Saha ve laboratuvar çalışmalarından elde edilen veriler değerlendirilerek modelleme, analiz ve tasarımda kullanılacak mühendislik parametreleri elde edilmiştir.

Şekil 1. Levazım portalı kesiminin İstanbul'daki yerleşimi.

2. ÇALIŞMA YÖNTEMİ

Proje çalışmaları ile saha çalışmalarının birlikte yürütüldüğü Levazım tüneli giriş portalinde kritik ortam koşullarını yapay dolgu oluşturmaktadır. Karşılaşılan dolgunun genç ve güncel olduğu 1990–1993 yılları arasında, büyük bir alışveriş merkezinin temel kazılarından çıkan malzemelere karşılık geldiği belirlenmiştir. Sonraki yıllarda da bu bölgede yapılaşmalar artmış ve maksimum 45 metre kalınlığında olan dolgu üzerine çok sayıda bina temellendirilmiştir.

Planlanan tünel güzergahı ve kotu ile arazi araştırmaları birlikte değerlendirildiğinde, tünel portali üzerinde bulunan kalın dolgu ve yakınında bulunan binaların kazıyla etkileşiminin risk oluşturduğu görülmüştür.

Sondajlardan çıkan dolgu malzemesi ana kaya birimi ile aynı olduğu anlaşılmış, yerinde ayrışmış kaya ile benzer özellikler gösterdiği belirlenmiştir. Ayrıca, yapılan sondajlarda dolgu kalınlığının çok yakın mesafelerde değişkenlik gösterdiği gözlenmiştir. Bu sebeple sadece tünel üst kesiminde değil tünel çevresinde de sondaj çalışmaları planlanmış ve dolgu kalınlıkları ayrıntılı olarak incelenmiştir. Kısa mesafelerde çok değişkenlik gösteren dolgu kalınlıkları sebebiyle saha çalışmaları devam ederken, dolgu kalınlığını ve yayılımını detaylı olarak çıkarmak amacıyla, araştırma programında öngörülen sondajlara yenileri eklenmiştir. Bu çalışmalara ilave olarak 4 hat boyunca jeofizik çalışma (MASW) yürütülmüş bu çalışmadan elde edilen veriler mekanik sondajlardan elde edilenlerle birlikte değerlendirilmiştir. Birbirine yakın mesafelerde yer alan sondajlarda bile dolgu kalınlığının sıklıkla değişmesi, tünel kazı sınırının hemen üstünde yer alan binaların oturduğu yapay dolgu biriminin III.

boyuttaki kalınlıklarının belirlenmesi amacıyla sondajların sayısı arttırılmış, ilave olarak jeofizik çalışmaları yapılmış ve çalışılan bölgenin jeolojisi ayrıntılı olarak belirlenmeye çalışılmıştır. Elde edilen verilerin tümü değerlendirilerek her bir litolojik birim için jeoteknik parametre hesabı yapılmış, portal kesiminde kritik olarak belirlenen bir kesitte örnek olarak stabilite analizi gösterilmiştir.

3. BÖLGESEL JEOLOJİ

Proje alanı İstanbul Zonu olarak bilinen jeolojik bölgede yer almaktadır. Istanbul zonunun içerisinde iki büyük kaya-stratigrafi birimi topluluğu yer alır. Büyük bir tektonik hatla birbirinden ayrılan bu iki topluluktan biri Istıranca Birliği, diğeri ise çalışma alanın da içerisinde bulunduğu İstanbul Birliğidir. İstanbul birliğini oluşturan Paleozoyik yaşlı kayaçlar Ordovisiyen'den Karbonifer'e kadar uzanan transgresif bir istif oluşturur. Paleozoyik yaşlı çökelleri, Ordovisiyen yaşlı Kurtköy formasyonundan Karbonifer yaşlı Trakya formasyonuna kadar uzanan ve çeşitli çökelme ortamlarını temsil eden farklı jeolojik formasyonlar ile temsil edilir. Proje alanındaki en yaygın jeolojik birimi, Trakya formasyonu olarak adlandırılan Karbonifer yaşlı kaya birimleri oluşturur (Özgül, N., v.d, 2012). Istanbul'un Avrupa Yakası'ndaki yaygın olarak bulunan filiş niteliğindeki kumtaşı, silttaşı, şeyl ara düzeylerinden oluşan bu formasyon yerleşim alanının temelini oluşturmaktadır. Levazım Tüneli giriş portalinin bulunduğu kesimde, bu oluşumun üzeri, son 30 yılda yapay dolgu ile örtülmüştür.

3.1. İnceleme Alanının Jeolojisi

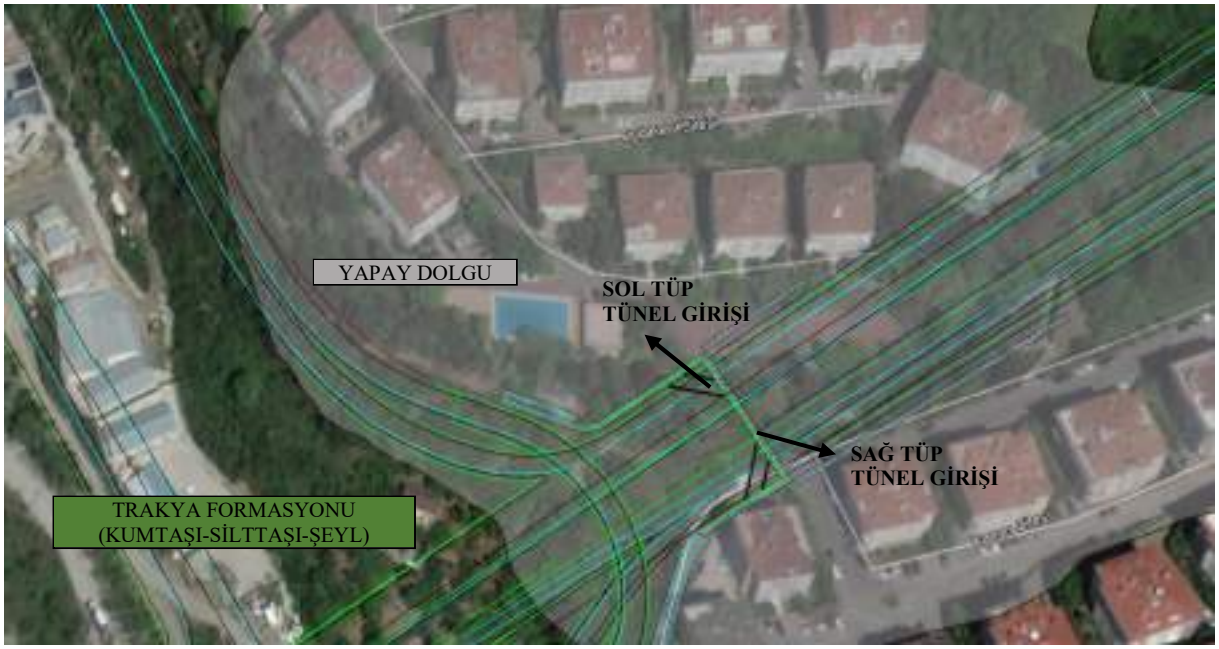
Proje alanı ve çevresinde Trakya Formasyonuna ait Kumtaşı-silttaşı-şeyl birimleri bulunmaktadır. Arazi incelemelerinde ve tünel taban kotunun altına kadar uzayan sondaj çalışmalarında bu kaya birimlerine ait iki farklı seviye belirlenmiştir. Mühendislik özelliklerine göre ayrılan bu iki seviye, orta derecede-çok ayrışmış kumtaşı-şeyl ve az-orta derecede ayrışmış silttaşı-şeyl olarak adlandırılmıştır. 5-15 metre kalınlığında değişkenlik gösteren orta derecede-çok ayrışmış kumtaşı-şeyl kaya birimi; zayıf-çok zayıf dayanımlı, sarımsı kahverengi, çok sık çatlaklı yapıdadır. Ana kaya niteliğindeki az ayrışmış silttaşı-şeyl kaya birimi ise orta sağlam-sağlam dayanımlı, mavimsi gri renkli, orta derecede sık çatlaklıdır. Jeolojik modelde bu iki seviyenin sınırları gösterilmiş olup mühendislik jeolojisi özellikleri Çizelge 1'de sunulmuştur.

Çizelge 1. Levazım Tüneli giriş portalinde karşılaşılan seviyelerin mühendislik jeolojisi özellikleri.

Kaya Kütlesi Tanımlama Ölçütleri	**Orta-Çok Ayrışmış Kumtaşı-Şeyl**	**Az-orta der. ayrışmış Silttaşı-Şeyl**
Dayanım	Zayıf-çok zayıf	Orta sağlam-sağlam
Yapı	İnce tabakalı (6-20 cm)	Orta tab. (20-60 cm)
Renk	Sarımsı kahverengi	Mavimsi gri
Doku	Düzenli tabakalı	Düzenli tabakalı
Tane Boyu	İnce-orta taneli (0,001-0,0063 mm)	İnce-orta taneli
Ayrışma	Orta-çok ayrışmış	Az-orta der. ayr.
Süreksizlikler		
Yönelimi	135/25	135/25
Aralığı	Dar-yakın aralıklı	Orta der. geniş
Devamlılığı	Düşük (1-3 m)	Orta (3-10 m)
Açıklığı	Orta der. geniş (2,5-10 mm)	Açık (0,5-2,5 mm)
Pürüzlülüğü	Düz-az dalgalı	Dalgalı-pürüzlü
Dolgusu	Kil-silt dolgulu	Karbonat-silis dolgulu
Su Sızıntısı	Orta (0.5 l/s-5.0 l/s)	Az (0.05 l/s-0.5 l/s)

Anakaya'yı oluşturan Trakya Formasyon'u üzerinde kalınlığı 45 metreyi bulan yapay dolgu birimi yer alır. Proje alanına yakın bir yerde, 1990–1993 yılları arasında inşaa edilen büyük bir alışveriş merkezi bulunmaktadır. Trakya formasyonu içerisinde yapılan inşaat temel kazılarından elde edilen pasa malzemesi, Levazım vadisi içerisine kontrolsüz olarak doldurulmuştur. Anakaya'nın üzerinde yer alan

ve tünel portalinde gözlemlenen bu yapay dolgu biriminin aynı ortamda açılmış temel kazısı çukurundan çıkan malzemeye karşılık geldiği anlaşılmıştır. Portal kesiminde 24 metre kalınlığında gözlemlenen heterojen nitelikli dolgu birimi kilden bloğa kadar değişen boyutta malzemeden oluşmaktadır.



Şekil 2. T-02 tünel portalı ve çevresinin yüzey jeolojisi.

Şekil 3. T-02 tüneli portalı ile üst kesiminde yer alan dolgu ile anakaya sınırı.

4. ARAŞTIRMA ÇALIŞMALARI

Saha çalışmaları kapsamında Levazım Tüneli giriş portali için toplam 14 adet sondaj yapılmıştır. Bu sondajlardan 8 tanesi dolgu/kaya sınırını belirlemek amacıyla yapılmıştır. Bununla birlikte 6 kuyunun değişik derinliklerinde 31 adet presiyometre deneyi gerçekleştirilmiştir. Ayrıca dolgu kalınlığının yayılımını ve derinliğini belirlemek amacıyla 4 farklı kesimde MASW çalışmaları yapılmıştır. Mekanik

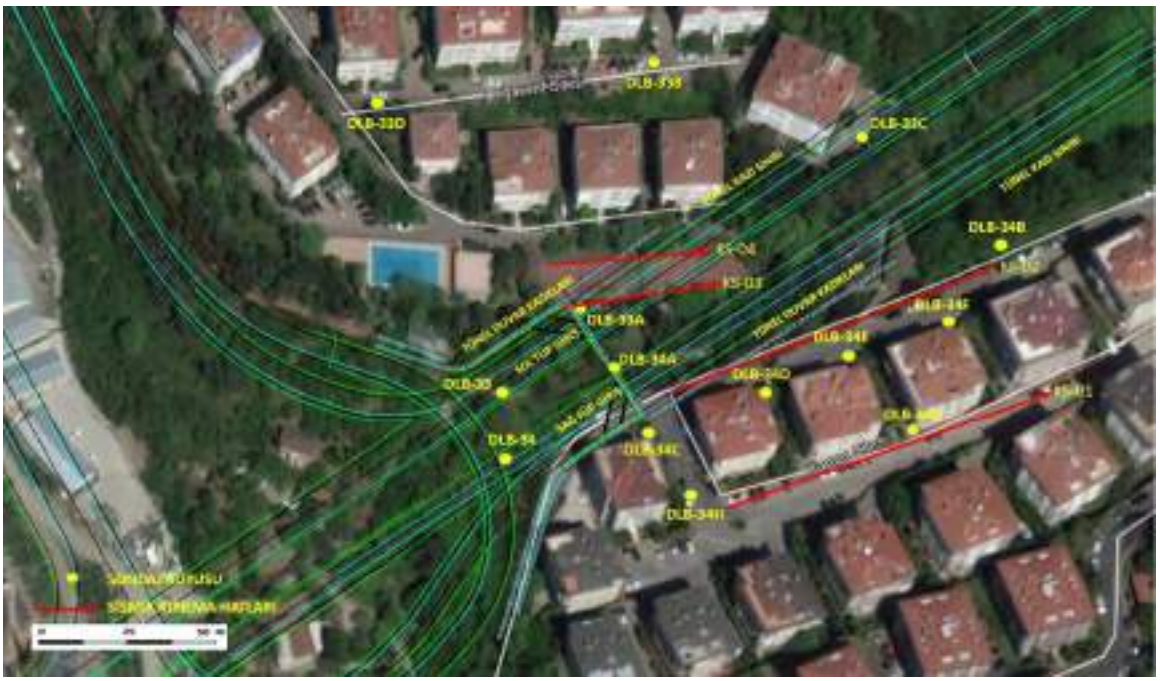
sondaj kuyularından alınan zemin ve kaya nitelikli numuneler üzerinde laboratuvar deneyleri yapılmıştır.

4.1. Sondaj Çalışmaları

Levazım Tüneli giriş portalinde toplam 316,40 metre derinliğinde, farklı derinlikte 14 adet sondaj çalışması yapılmıştır. Sondaj derinlikleri tünel taban kotunun altına uzayacak şekilde seçilmiştir. Bu sondajlardan 6 adet sondaj jeoteknik amaçlı yapılmış olup bu veriler doğrultusunda dolgu kaya sınırını kesin olarak belirlemek amacıyla 8 adet kontrol sondajı yapılarak jeolojik model kurgulanmıştır. Sondajlardan elde edilen veriler ışığında TCR, SCR, RQD değerleri ile dolgu kalınlıkları, ayrışma derecesi ve zayıf zonlar tanımlanmıştır. Buna göre maksimum 23 metre kalınlığında yapay dolgu birimi ile birlikte Trakya Formasyon'una ait 5-15 metre arasında değişen orta-çok derecede ayrışmış kumtaşı-şeyl birimi ile ana kayayı oluşturan az-orta derecede ayrışmış silttaşı-şeyl birimlerine rastlanılmıştır. Sondaj Lokasyonları Şekil 4'te gösterilmiştir. ondajlar rotary sulu yöntem ile yapılmış olup kuyu çapları 76 mm'dir.

4.2. Jeofizik Çalışmalar

Tünel giriş portalinin önemli bir kısmının dolguda geçtiği sondaj çalışmalarında tespit edilmiştir. Ancak dolgu seviyesinin kalınlığının ve yayılımının kesin olarak belirlenmesi amacıyla 4 farklı kesimde MASW çalışmaları yapılmıştır. Aşağıdaki şekillerde portal kesiminde yapılan jeofizik hatları (Şekil 4) ile bu hatlara ait kesitler gösterilmiştir. Jeofizik kesitler, hat üzerinde yapılan sondajlar ile birlikte değerlendirilerek yorumlanmış ve jeolojik profilleri oluşturulmuştur.



Şekil 4. T-02 tüneli giriş portalında yapılan jeofizik (MASW) hatları.

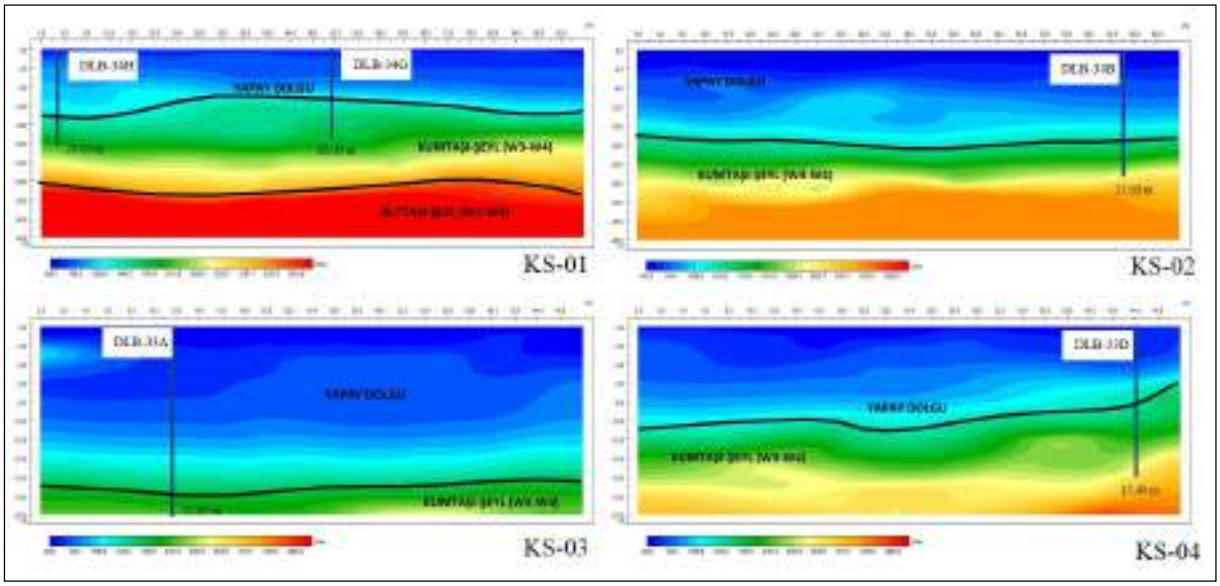
4.3. Presiyometre Deneyi

Tünel giriş portalinde sondajlarda kesilen birimlerin yük-deformasyon değerlerini elde etmek amacıyla presiyometre deneyleri yapılmıştır (Çizelge 2).

4.4. Laboratuvar Deneyleri

Levazım-Armutlu (T-02) Tünel Giriş Portalı kazısı sırasında oluşacak sorunların belirlenip ve alternatif çözümlerin üretilebilmesi için sondajlardan elde edilen numuneler üzerinde laboratuvar deneyleri

yapılmış, sondajlarda geçilen ortamların indeks özellikleri ile jeomekanik özellikleri belirlenmiştir. Laboratuvar deneylerinden elde edilen sonuçlar aşağıda verilmiştir.



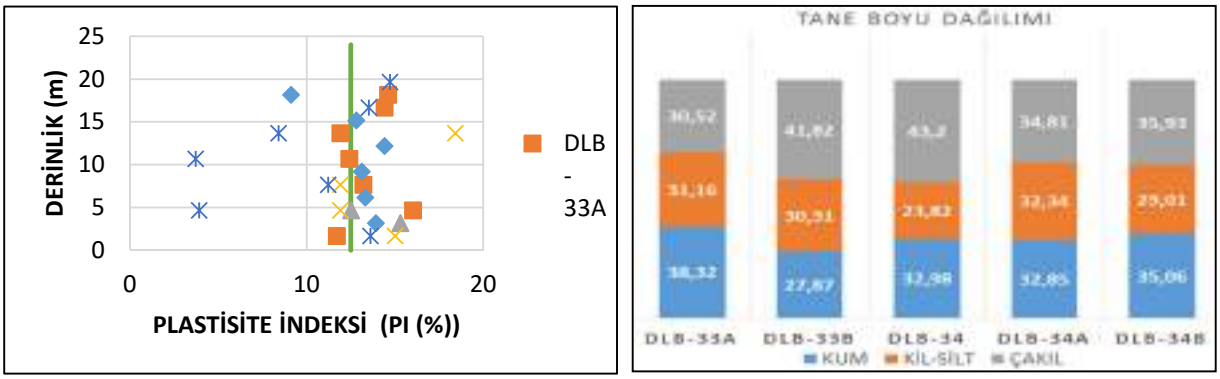
Şekil 5. T-02 tüneli giriş portalında yapılan jeofizik (MASW) hatları.

Çizelge 2. Tünel portal bölgesinde, presiyometre deneylerinin yapıldığı sondajlar ve derinlikleri.

Sondaj No	PMT Derinlik Aralığı (m)	Yapılan PMT Adedi	Litoloji	Elastik Modül (MPa)
DLB-33	18,0-20,0	1	Yapay Dolgu	34,6
DLB-33A	3,0-18,0	6	Yapay Dolgu	6,5-18,0
DLB-34	2,0-24,0	11	Yapay Dolgu	2,5-18,5
DLB-34A	3,0-16,0	5	Yapay Dolgu	5,1-24,2
DLB-34C	3,0-12,0	4	Yapay Dolgu	4,6-22,3
DLB-34E	3,0-12,0	4	Yapay Dolgu	3,1-28,1

4.4.1. Kıvam Limitleri ve Dane Boyu Dağılım Analizi Deneyleri

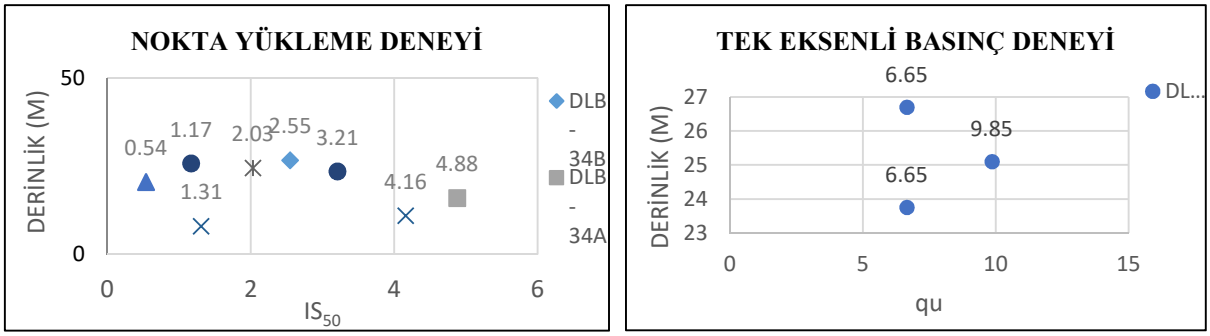
İnceleme alanında yapılan DLB-33A, DLB-33B, DLB-34, DLB-34A ve DLB-34B sondajlarında kesilen yapay dolgunun kıvam limitleri ve tane boyu dağılımı belirlenmiştir. Yapay dolgunun ortalama plastisite indisi 12,5 olarak hesaplanmıştır. Elek analizi sonuçlara göre ise yapay dolgu birimi genel olarak killi kum ve killi çakıl niteliğindedir. Laboratuvar deney sonuçları Şekil 5 de karşılaştırmalı olarak sunulmuştur.



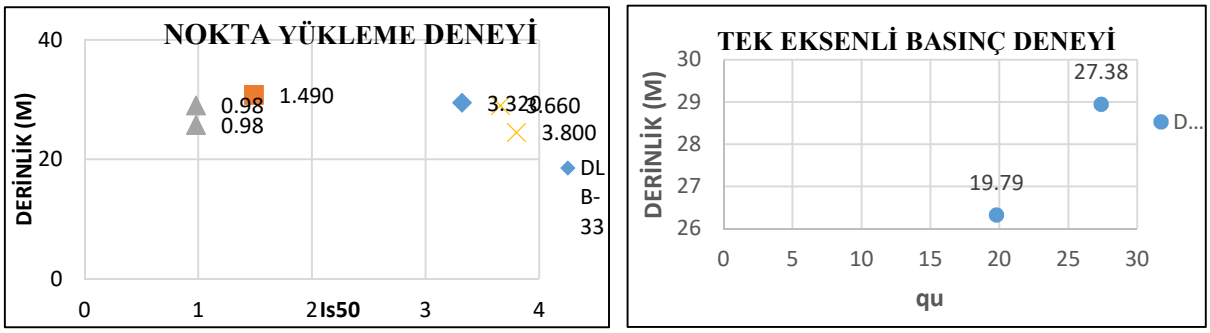
Şekil 6. Yapay dolguyu temsil eden örneklerin plastisite indisinin derinlikle değişimi ve dane boyu dağılımları.

4.4.2. Kaya Malzemesi Üzerinde Yapılan Deneyler

Sondajların farklı derinliklerden alınan karot numuneleri üzerinde nokta yükleme deneyleri ile tek eksenli basınç deneyleri yapılmıştır. Trakya Formasyonu içerisinde mühendislik jeolojisi özelliklerine göre ayrılan iki farklı kaya birimime ait deney sonuçları aşağıdaki grafiklerde topluca sunulmuştur (Şekil 7 ve Şekil 8).



Şekil 7. Kumtaşı-Şeyl (W3-W4) birimine ait nokta yükleme ve T.E.B. deneyleri sonuçları.



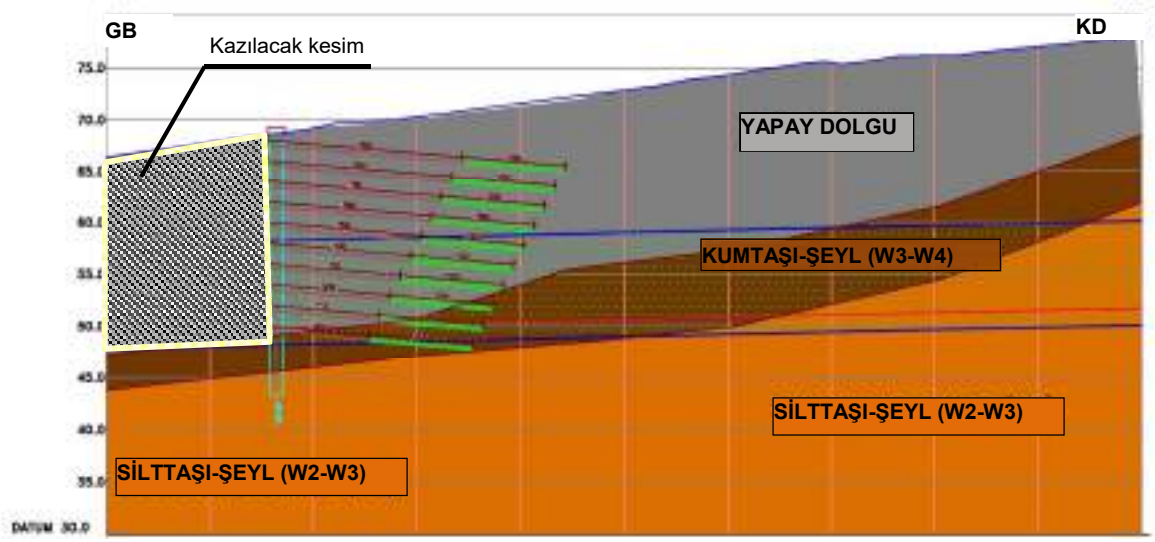
Şekil 8. Silttaşı-Şeyl (W2-W3) birimine ait nokta yükleme ve T.E.B. deneyleri sonuçları.

5. JEOTEKNİK DEĞERLENDİRME

Levazım-Armutlu (T-02) tüneli giriş portal kesiminde jeoteknik değerlendirmelerin yapılabilmesi için; saha gözlemleri, sondaj ve yerinde deneyler ile laboratuvar deneyleri vb. mühendislik jeolojisi çalışmaları yapılmıştır. Elde edilen verilere göre zemin ve kaya birimlere ait birim kalınlıkları belirlenmiş ve jeolojik enkesit ve boykesitler çizilmiş, kaya birimlerine ait RMR ve GSI değerleri hesaplanarak (Ulusay ve Sönmez, 2006) kaya kalite değerleri ile birimlere ait jeoteknik parametre hesapları (Vardar, 2010, 2011; Yüzer ve Vardar, 1986) yapılmıştır. Buna göre inceleme alanında yapay dolgu birimi ile Trakya Formasyonu'na ait; zayıf kalitede kaya niteliğinde kumtaşı-şeyl ve orta kalitede kaya niteliğinde silttaşı-şeyl birimleri gözlenmiştir. Tünel portal-yapılaşma ilişkisi açısından değerlendirilen ve yapılacak stabilite analizleri için üç farklı litolojik seviyeler için jeoteknik parametre hesapları ile sol tüpe ait jeolojik boykesit aşağıdaki Çizelge 3 ve Şekil 9'da verilmiştir.

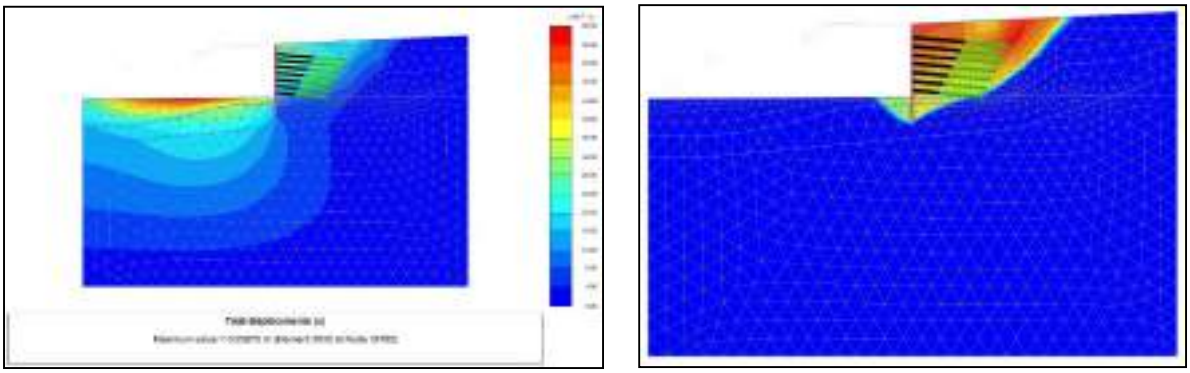
Çizelge 3. Litolojik birimlere ait jeoteknik parametreler.

Litoloji	σ_{ci} (MPa)	GSI	m_i	D	E_i (MPa)	γ (kN/m^3)	h (m)	c (kPa)	ϕ (°)	E (MPa)	v
Yapay Dolgu	-	-	-	-	-	18	-	5	28	30	0,35
Kumtaşı-Şeyl (W3-W4)	10,1	25	7	0,7	4700	24	22	55	25	169	0,30
Silttaşı-Şeyl (W2-W3)	29,2	35,3	9	0,7	9400	27	25	126	35	421	0,24



Şekil 9. T-02 tüneli sağ tüp jeolojik boykesiti ve iksaları.

Eldeki tüm veriler değerlendirildiğinde giriş portal kazısı için en olumsuz özellikteki enine ve boyuna kesitler belirlenmiş, bu kesitler üzerinde Plaxis 2D 2016 bilgisayar programı kullanılarak portal stabilite analizleri yapılmıştır. Aşağıdaki şekilde en kritik kesim olan sağ tüp tünel giriş portal aynasında zeminde oluşan maks. deformasyon miktarı (58 mm), kazıklara düşen maks. deformasyon miktarı 0,016 mm ulaşmış olup enine ve boyuna kesitlerde yapılan hesaplamalar arasından çözüm yöntemi olarak örnek amaçlı verilmiştir.



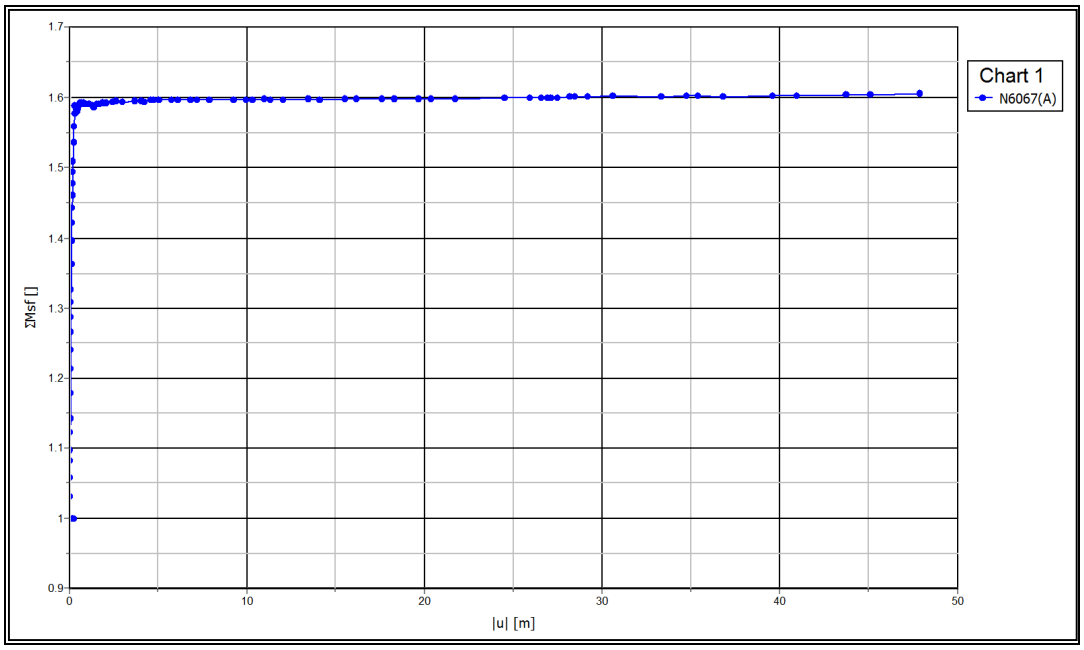
Şekil 10. Portal girişi için tasarlanan akrajlı istinat yapısının arkasında oluşan maksimum deplasmanlar ve kayma dairesi.

T-02 Tüneli sağ tüp boykesiti üzerinde yapılan stabilite analizi sonucunda ortaya çıkan güvenlik sayısı (Msf=1,605) aşağıda Şekil 11'da verilmiştir.

6. SONUÇLAR

Dolmabahçe-Levazım Tüneli (T-02) giriş portal kesimi için yapılan ilk 2 adet portal sondajında beklenenden daha kalın yapay dolgu birimine rastlanılmıştır. Yerinde incelemeler sonrasında inceleme alanı ve çevresinde dolgu kalınlıklarının çok sık mesafelerde değiştiği belirlenmiştir. Tünel-yapılaşma ilişkisi göz önüne alındığında, ana kayayı oluşturan ve Trakya Formasyonu'na ait Silttaşı-Şeyl (W2-W3) birimine ulaşıncaya kadar olan yapay dolgu ve Kumtaşı-Şeyl (W3-W4) birimlerinden oluşan gevşek ve zayıf kalitedeki birimlerin kalınlıklarını belirlemek amacıyla 12 adet daha sondaj ile 4 farklı serimde jeofizik (MASW) çalışmaları yapılmıştır. Böylelikle inceleme alanının yüzey jeolojisinin belirlenmesine ilave olarak enkesit ve boykesitlerde litolojik birimlerin kalınlıkları detaylı olarak belirlenmiş ve çözüm aşamasına önemli katkı sağlamıştır. Yapılan saha, ofis ve laboratuvar çalışmaları

sonucunda gözlenen hakim birim Kumtaşı-Şeyl (W3-W4), Silttaşı-Şeyl (W2-W3) ve Yapay Dolgu birimleri için jeoteknik parametre çalışmaları yapılmış ve elde edilen veriler kullanılarak portal kesimi-yapılaşma ilişkisini gösterir stabilite analiz çalışması Plaxis 2D programı kullanılarak yapılmıştır. Yapılacak olan zemin iyileştirme çalışması için derin kazı-kazıklı sistem yöntemi seçilmiştir. İmal edilecek olan kazıkların arkasında bulunan kaya tabakasından etkilenmemesi amacıyla kaya birimi içerisinde ankrajlar ile destekleme yapılarak tasarlanmıştır. Kaya biriminde bulunan kazıklar 120 cm çapında ve yatay doğrultuda 1,40 m arayla yapılacaktır. Ayrıca ankraj yapılamayacak yerlerde yüksekliğe bağlı olarak çift sıra konsol kazıklar düşünülmüştür.



Şekil 11. Ortaya çıkan güvenlik sayısı (Msf=1,605) (Statik Durum).

7. KAYNAKLAR

EMAY Uluslararası Mühendislik ve Müşavirlik A.Ş. 2017. Levazım-Armutlu (T-02) Tüneli Jeolojik ve Jeoteknik Etüt Raporu.

EMAY Uluslararası Mühendislik ve Müşavirlik A.Ş. 2017. Levazım-Armutlu (T-02) Tüneli Giriş Portali Hesap Raporu.

Özgül, N., v.d, 2012. İstanbul İl Alanının Jeolojisi, İBB Deprem ve Zemin İnceleme Müdürlüğü, İstanbul.

Ulusay R., Sönmez H., 2006. Kaya Kütlelerinin Mühendislik Özellikleri, TMMOB Jeoloji Mühendisleri Odası Yayınları.

Vardar M., 2010-2011. Kaya Yapıları Mekaniği Yüksek Lisans Ders Notları, İstanbul Teknik Üniversitesi, Maden Fakültesi.

Yüzer E., Vardar M., 1986. Kaya Mekaniği, İstanbul Teknik Üniversitesi Vakfı.

Faylar ve Heyelan İçerisinde Tünel Tasarımı: Honaz Tüneli Örneği, Denizli

Tunnel Design in Faults and Landslide: Example of Honaz Tunnel, Denizli

Serhat ACAR[1,*], Eren AKDAŞ[1], Sinan YILMAZER[1], Ömer BAKİ[1], Aydın DURUKAN[2]

[1]TTS Mühendislik ve Mimarlık A.Ş., Kozyatağı, İstanbul
[2]Karayolları Genel Müdürlüğü, AR-GE Başmühendisliği, Ankara
*(*serhatacar@ttsmuhendislik.com)*

ÖZ: Honaz Tüneli, ''Denizli–Acıpayam 13.Bölge Hududu Yolu Projesi'' kapsamında doğu tüp ekseni Km: 10+565 – 13+135 ve batı tüp ekseni Km: 10+585–13+125 kilometreleri arasındadır. Honaz Tüneli, giriş kesiminde Honaz Diri Fayı, tünelin orta kesimlerinde Cankurtaran Diri Fayı bulunmaktadır. Ayrıca tünel eksenini başka faylar da kesmektedir. Honaz Tüneli, fayların etkisiyle tamamen deforme olmuş neredeyse zemine dönüşmüş birimler ile bu birimler içerisinde ayrışmaya dirençli kireçtaşı bloklarından oluşan ortamda açılmıştır. Ayrıca tünel çıkış kesiminin eski bir heyelan sahası içinde olduğu tespit edilmiştir. Tüm bu jeolojik karmaşanın açıklığa kavuşturulması için araştırma çalışmaları gerçekleştirilmiştir. Honaz Tüneli'ne ait jeoloji ve mühendislik jeolojisi haritaları ve kesitleri hazırlanmıştır. Bu çalışmalar sonucunda, tünel ekseni boyunca fay geçilen kesimlerde ise özel tünel destek sistemi uygulaması yapılmış ve portallerde açık kazı yapılamayan bölgelerde özel destek sistemleri tasarlanarak tünel aynaları oluşturulmuştur. Tünel çıkışında eski bir heyelan sahası içerisinde bulunan kesimlerde kazıklı istinat duvarları projelendirilmiştir. Sayısal analizler ve ampirik hesaplamalarla destek sistemlerinin başarısını teyit edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Honaz tüneli, aktif fay, tünel çıkışı, destekleme sistemi

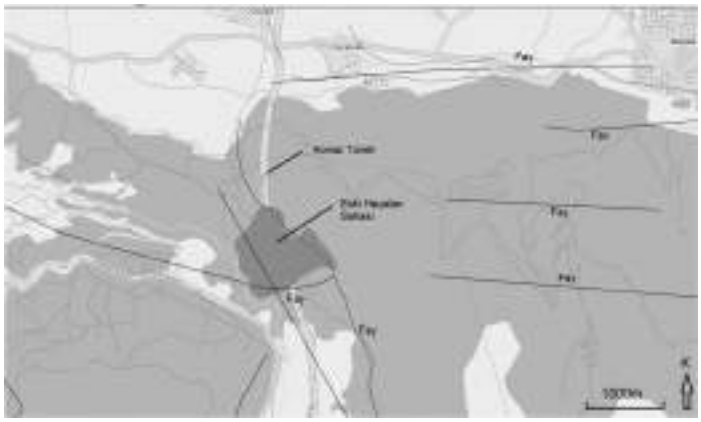
ABSTRACT: *Honaz Tunnel within the scope of "Denizli - Acipayam 13th District Border Road Project" is between east tube axis Km: 10+565 – 13+135 and west tube axis Km: 10+585–13+125. Honaz Tunnel intersects Honaz Active Fault in the entrance section and Cankurtaran Active Fault in the middle sections of the tunnel. The Honaz Tunnel was excavated in almost completely deformed units due to the faults and limestone blocks which are resistant to decomposition within these units. The tunnel exit section is located in old landslide area. Site investigations have been carried out to clarify this geological complexity. Geological and engineering geology maps and cross sections of Honaz Tunnel were prepared. As a result of these studies, special support systems have been designed for fault zones and tunnel face have been formed with special support system in areas where no open excavation bas been made. Piled retaining walls have been designed in the old landslide area at the tunnel exit. The adequacy of the support systems with numerical analysis and empirical calculations has been confirmed.*

Keywords: *Honaz tunnel, active fault, tunnel exit, support systems*

1. GİRİŞ

Honaz Tüneli, ''Denizli – Acıpayam 13.Bölge Hududu Yolu Projesi'' kapsamında yaklaşık olarak kuzey – güney doğrultuda olup doğu tüp ekseni Km: 10+565 – 13+135 ve batı tüp ekseni Km: 10+585 – 13+125 kilometreleri arasında olup doğu tüp 2530 m ve batı tüp 2540 m olacak şekilde çift tüp olarak tasarlanmıştır. Bu tünel mevcut otoyolun iptal edilerek yerine çevre yolunun uzatılması kapsamında Karateke Köyü yakınlarında dağlık bir arazinin geçişi için planlanmıştır. Ancak saha ve sondaj, jeofizik mühendislik jeolojisi çalışmalarından sonra tünel eksenini kesen birçok fayın varlığı tespit edilmiştir. Honaz Tüneli, giriş kesiminde Honaz Diri Fayı, yaklaşık olarak orta kesimlerinde Cankurtaran Diri Fayı ile varlıkları sondaj ve jeofizik çalışmalarla tespit edilmiş olan faylar tarafından kesilmektedir. Honaz Tüneli güzergahı, Cankurtaran Diri Fayı, Honaz Diri Fayı ve Kuvaterner yaşlı fayların etkisiyle tamamen ezilmiş, parçalanmış ve karmaşık yapı kazanmıştır. Tünel ilksel özelliklerini kaybetmiş birimler ile bu birimler içerisinde ayrışmaya dirençli kireçtaşı blokları içerisinde açılmıştır. Tünel çıkış kireçtaşı birimlerinin serbest bloklu hale gelerek yamaç aşağı yerçekimi etkisiyle hareket etmesi sonucu

birikmiş olan yamaç molozu içerisinde kalmaktadır. Bu kesim MTA'nın hazırlamış olduğu heyelan envanter haritasında, eski bir heyelan sahası olarak gösterilmiştir. Heyelan ve fayların konumu Şekil 1'de gösterilmiştir. Bu bildiride tünel giriş ve çıkış portallerinde yeraltı kazısı yapılamayan bölgelerde tünelde karşılaşılan fay zonlarda uygulanan özel tünel destek sistemleri ile tünel mühendisliği açısından sorunlu kısımlar konu edilmiştir.



Şekil 1. Honaz Tüneli güzergahını kesen faylar ile tünel çıkışında bulunan eski heyelanlı alan (http://yerbilimleri.mta.gov.tr'den düzenlenerek alınmıştır).

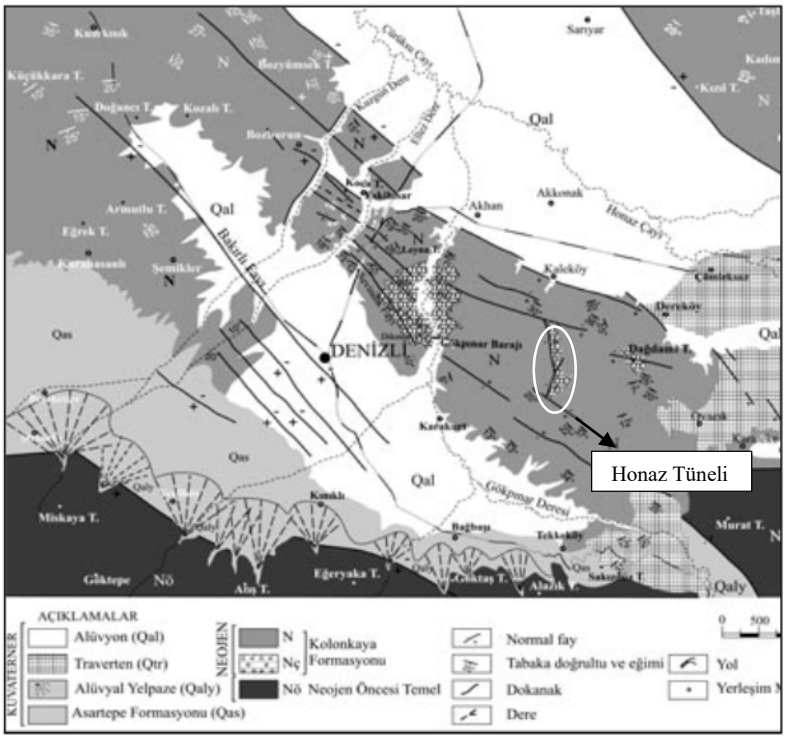
2. BÖLGESEL JEOLOJİ

Denizli'nin Honaz ilçesi ve çevresi Menderes masifi dâhilinde ve masifin güney kompartmanı üzerindedir. Masifin temelinde Paleozoyik yaşlı, her seviyede metamorfizmaya uğramış kayaç toplulukları içeren gnayslarla, migmatitlerden oluşan bir çekirdek kısmı ile şist, kuvarsit ve mermerden oluşan, bu çekirdeği çevreleyen örtü zonları görülmektedir. Bölgede, Neojen birimler gölsel ortamda çökelmişlerdir. Bu birimler Menderes masifinin kuzeyinde ve güneyinde, kristalin temelli kayaçlar üzerine uyumsuz olarak gelmişlerdir ve kalınlıkları yer yer yüzlerce metreye kadar çıkmaktadır. Neojen yaşlı birimler çeşitli irilikte kum ve çakıllardan, konglomera, kumtaşı, kil, marn-kil ardalanmasından oluşmuştur. Bol miktarda fosil bantlar içeren seviyeler görülmektedir. Kuvaterner birimler geniş alüvyon sahaları ve yan derelerin ağızlarında oluşmuş birikinti konileri ile temsil edilmektedir. Bölgede kuru ve sulu dere ağızlarında ve dik yamaçlı topoğrafyanın ovaya girişte bıraktığı kesimlerde yamaç molozları, alüvyonlar ve alüvyon yelpazeleri izlenmektedir. Bu birimler, temeldeki birimler üzerine uyumsuz olarak çökelmişlerdir (Sun, 1990). Bölgede ayrıca Pliyokuvaterner yaşlı birimler ya da karbonatlı suların bıraktığı travertenler de görülmektedir. Bu birimler Menderes masifini örtmektedir. Şekil 2 içerisinde Honaz Tüneli ve çevresine ait yüzey jeolojisi haritası gösterilmiştir.

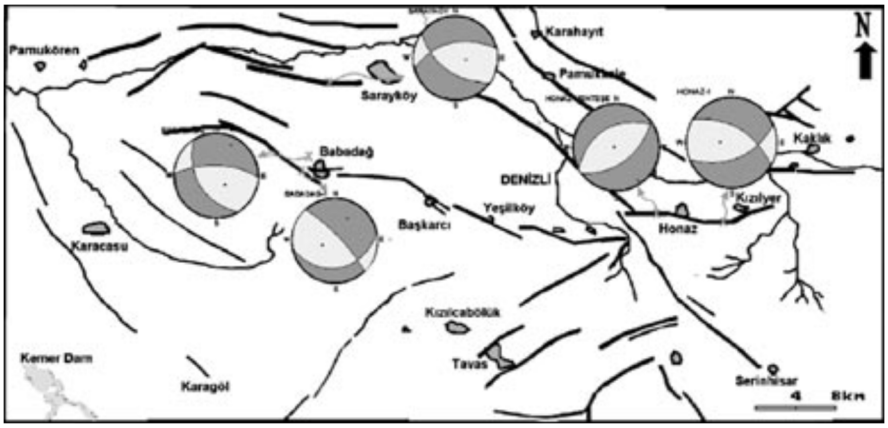
Denizli graben havzası Batı Anadolu genişleme bölgesinde Büyük Menderes ve Gediz grabenlerinin kesiştiği alanın doğusunda yer alır. (Şekil 3). Genel olarak KB-GD uzanımlı olan graben, eğim atımlı normal faylarla sınırlanmıştır. Kuzeyde KB-GD doğrultulu Pamukkale-Karahayıt fayı, güneyde KB-GD doğrultulu Babadağ-Denizli fayı ve havzanın doğusunda yaklaşıl D-B doğrultulu Honaz fayı bölgede deprem üreten ana faylardır.

3. MÜHENDİSLİK JEOLOJİSİ

Honaz Tüneli, tektonik etkiler nedeniyle, tünel açılacağı bölgede yer alan birimler, genellikle karmaşık yapıda ve zayıf karakterdedir. Ayrışma sonucu birimlerin birincil dokusal özellikleri kaybolmuş ve bazı birimler ileri düzeyde ayrışarak zemin niteliği kazanmıştır. Bu birimlerin mühendislik jeolojisi ve jeoteknik özelliklerinin ortaya konulması için tünel kazı kotunun altına kadar uzayan 20 adet sondaj çalışmasından elde edilen veriler, arazide yapılan gözleme dayalı tespitler, jeofizik çalışmaları ve laboratuvar deneyi sonuçları birlikte değerlendirilmiştir. Tünel başlangıç noktasına uzaklığa göre tanımlanan kesimler aşağıda kilometre aralıkları belirtilerek açıklanmıştır.



Şekil 2. Denizli ve yakın çevresinin jeoloji haritası (Sun, 1990 ve Topal, 2003'den değiştirilerek).



Şekil 3. Denizli ve yakın çevresinin tektonik haritası ve Babadağ, Sarayköy ve Honaz yakınlarındaki faylara ait faylanma mekanizması çözümleri (Aydan vd., 2001).

3.1 Tünel Güzergahının Tanıtılması

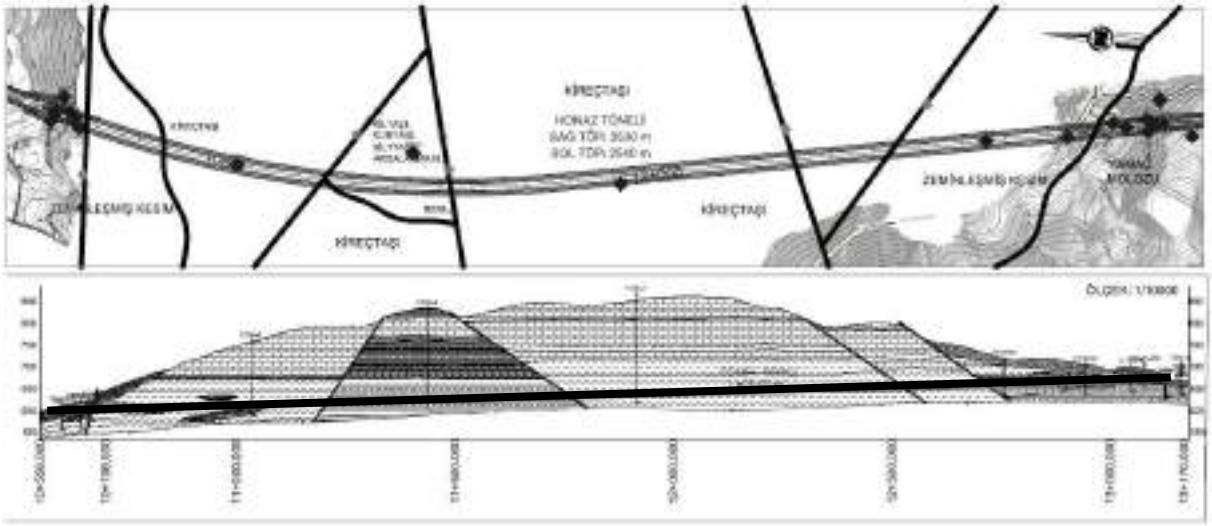
Honaz tüneli giriş portalinde yapılan saha jeolojisi, sondaj ve jeofizik etüt çalışmaları, yarma şevlerinin oluşturulacağı kesimdeki birimlerin mühendislik jeolojisi yönünden kötü kalitede, çok ayrışmış, parçalı – çok kırıklı ve zayıf dayanımlı olduklarını göstermiştir. Yüzeyde bulunan kireçtaşı çakılları ve kil içerisinde 2-4 metre kalınlığındaki yüzen kireçtaşı blokları ile bu örtünün altında yer alan kireçtaşları, giriş portalinde karşılaşılmıştır. Giriş portal kazılarının gerçekleştirileceği alanda görülen kireçtaşları, geçmiş dönemlerde gerçekleşmiş fosil heyelanla yer değiştirmiş ve bugünkü konumunu kazanmıştır. Ayrık kayaç – zemin niteliğindeki bu birimlerin içerisinde, dayanımı yüksek olan çok küçük boyutlu bloklu bloklar ile büyüklükleri birkaç metreye varan kireçtaşı blokları yüzmektedir. Uydu görüntüleri ve saha çalışmalarından portal bölgesinden (km 10+670) bir fayın geçtiği tespit edilmiştir (Şekil 4).

Güzergahın km 10+670- km 11+205 arasındaki kesimde, 200 metreye ulaşan arazinin üst kotlarında kireçtaşı çakılları ve kil içerisinde 2-4 metre büyüklükte yüzen kireçtaşı blokları bulunmaktadır. Bu birimin hemen alt kesiminde tünel üst kotunun yaklaşık olarak 60 metre üstlerinde kalınlığı 20 metre ile 120 metre arasında değişen dayanımı yüksek, geçirimsiz kireçtaşları bulunmaktadır. Bu kireçtaşlarının hemen altında tünel kırmızı kotunun da altına kadar inen gri kil ve kırmızı kil olarak adlandırılan, kiltaşı bulunmaktadır. Bu birim ezilme zonu ürünü olup dayanımı düşük, ayrışma derecesi yüksek ve genel olarak hidrojeolojik açıdan geçirimsiz olup, makro süreksizlikler nedeniyle yer yer yeraltı suyunu iletme potansiyeli taşır.

Km: 11+205,00-11+770,00 arasındaki kısım birim faylar ile yükselmiş ve bugünkü konumunu almıştır. Bu kesim genellikle kiltaşı-silttaşı-kumtaşı ardalanmasından oluşup yer yer 5 metre ile 45 metre arasında değişen kireçtaşı katmanları içermektedir. Tünel etkileşim zonu tamamen kiltaşı-silttaşı-kumtaşı içerisinde bulunmaktadır. Bu kesimdeki birimler de, tektonizmadan etkilenmiş olup, olup, ayrışmış ve düşük dayanımlı düşük ve yüksek ayrışmış özelliktedir. Bu özelliklere ek olarak birimler hidrojeolojik açıdan yarı geçirimli özelliğe sahip olmasına rağmen sondaj sırasında yapılan ölçümlerde yeraltı suyuna rastlanılmamıştır.

Tünel hattının km:11+770,00-12+720,00 arasındaki kesiminde tünel üst kotunun yaklaşık olarak 40-70 m üstlerinde yüksek dayanımlı, az ayrışmış, hidrojeolojik açıdan geçirimsiz kireçtaşı bulunmaktadır. Bu kesimin hemen altında tünel tabanının altına kadar devam eden kiltaşlarının ayrışması ile oluşmuş gri kil ve kırmızı kil ardalanması gözlenmektedir. Hattın bu kısmında iki ayrı fay (km12+525 ve km:12+720) tespit edilmiştir (Şekil 4). Bu bölgenin devamında, (km:12+720-km13+010 arasında) yüzeyden 20-25 m derinliğe kadar devam eden çok ayrışmış kiltaşı, silttaşı ve kumtaşı tabakalarından oluşan birim bulunmaktadır. Bu birimler arsında yer yer kil-bitümlü kireçtaşı ve kireçtaşı mercekleri gözlenmiştir. Araştırma sondajlarında yapılan yeraltısuyu seviyesi ölçümlerinden tünel kotu üzerinde yeraltı suyunun varlığı belirlenmiştir.

Km:13+010,00-13+125,00 arasında yüzeyden 30m derinliğe kadar devam eden ve tüneli de içine alan bu kesimde yamaç molozu birimine rastlanılmıştır. Sondaj sırasındaki ölçümlerde yamaç molozu içerisinde yeraltı suyu varlığı tespit edilmiştir. Yamaç molozunun altında kiltaşı-silttaşı-kumtaşı ardalanması bulunmaktadır. Bu birimler dayanım ve ayrışma açısından orta-yüksek, hidrojeolojik açıdan ise geçirimli-yarı, geçirimli karakterdedir.



Şekil 4. Honaz Tüneli güzergâhının jeoloji haritası ve kesiti (1/10.000).

3.2. Tünel Kazı Kotundaki Homojen Bölgelerin Belirlenmesi

Bir önceki alt başlık altında sıralanan özellikler, sondaj verileri ve deneysel çalışmaların sonuçları dikkate alınarak, tünel girişinden itibaren, kazı kotunda karşılaşılacak homojen bölgeler tanımlanmıştır (Çizelge 1). Buradan da görülebileceği gibi tünel üzerindeki maksimum örtü kalınlığı 205 m'dir.

Homojen bölgeler için; ortalama örtü kalınlığı, Kaya Kütle Puanı (RMR), Kaya Kalitesi (Q), Jeolojik Dayanım İndeksi (GSİ) ile kaya maddesinin laboratuvarda belirlenen mühendislik özelliklere dayalı değerlendirmenin sonuçları Çizelge 2'de topluca sunulmuştur. Homojen bölgeler için ayrı ayrı yapılan analizlerde, çizelgede verilen değerler göz önünde tutulmuştur.

Çizelge 1. Honaz Tüneli homojen bölgelendirme kesimleri.

No	Kesim	Kilometre	Litoloji	Örtü Kalınlığı(m) (min-maks)
I	Giriş Portali	10+585-10+700	Kireçtaşı blokları çevresinde kumlu killi birim - bitümlü kireçtaşı	5-35
II	Tünelli Kesim	10+700-11+180	Bitümlü kireçtaşı - gri kil	35-170
III	Fay Zonu	11+180-11+230	İleri derecede ayrışmış kiltaşı (Gri kil) - kiltaşı kumtaşı silttaşı ardalanması	165-170
IV	Derin Tünelli Kesim	11+230-11+740	Kiltaşı kumtaşı silttaşı ardalanması	170-205
V	Fay Zonu	11+740-11+790	Kiltaşı kumtaşı silttaşı ardalanması – İleri derecede ayrışmış kiltaşı (gri kil)	200-205
VI	Tünelli Kesim	11+790-12+500	İleri derecede ayrışmış kiltaşı Gri kil	140-215
VII	Fay Zonu	12+500-12+550	İleri derecede ayrışmış kiltaşı (Gri kil-kırmız kil)	120-140
VIII	Geçiş Zonu	12+550-12+690	İleri derecede ayrışmış kiltaşı Gri kil-kırmızı kil	75-120
IX	Fay Zonu	12+690-12+740	İleri derecede ayrışmış kiltaşı Gri kil-kırmızı kil-bitümlü kireçtaşı	60-75
X	Geçiş Zonu	12+740-12+760	Bitümlü kireçtaşı	50-60
XI	Tünelli Kesim	12+760-12+850	Bitümlü kireçtaşı - Kiltaşı kumtaşı silttaşı ardalanması	50-55
XII	Sığ Tünelli Kesim	12+850-13+010	Kiltaşı kumtaşı silttaşı ardalanması - Bitümlü kireçtaşı	20-50
XIII	Çıkış Portali	13+010-13+125	Kiltaşı kumtaşı silttaşı ardalanması – yamaç molozu	5-20

Çizelge 2. Honaz Tüneli hesap kesitlerinde kullanılan sayısal parametreler.

No	RMR	Q	GSI	E_{lab} (GPa)	σ_{lab} (MPa)	D	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	E (MPa)	c (MPa)	Ø °	k	ν	γ MN/m³	m_i	Z (m)
I	15	0.010	30	5	20	0	0,344	0,010	406,92	0,070	52,94	0,49	0,32	0.024	10	10
						0.3	0,219	0,007	276,94	0,056	49,62					
II	17	0.025	22	7	24	0	0,226	0,008	354,44	0,217	32,17	0,61	0,30	0.023	8	110
						0.3	0,135	0,005	262,33	0,178	27,94					
III	11	0.009	22	5	15	0	0,141	0,005	253,17	0,257	26,47	0,55	0,32	0.024	9	170
						0.3	0,084	0,003	187,38	0,210	22,55					
IV	20	0.044	25	10	40	0	0,478	0,011	598,56	0,513	36,54	0,52	0,36	0.026	13	190
						0.3	0,292	0,007	428,08	0,429	32,39					
V	11	0.009	22	5,5	16	0	0,151	0,005	278,48	0,280	26,23	0,50	0,28	0.022	9	205
						0.3	0,090	0,003	206,12	0,229	22,33					
VI	19	0.033	24	8	26	0	0,288	0,011	452,15	0,311	30,41	0,53	0,30	0.023	8	170
						0.3	0,174	0,007	327,00	0,257	26,40					
VII	13	0.012	24	4,5	17	0	0,188	0,006	254,33	0,228	30,62	0,56	0,28	0.022	9	130
						0.3	0,114	0,004	183,94	0,188	26,59					
VIII	19	0.025	24	8	24	0	0,265	0,010	425,15	0,217	33,71	0,63	0,30	0.023	8	100
						0.3	0,161	0,006	327,00	0,179	29,57					
IX	11	0.009	26	5,5	18	0	0,232	0,008	349,16	0,163	36,65	0,75	0,30	0.023	9	65
						0.3	0,143	0,005	247,03	0,136	32,58					
X	20	0.044	25	7	30	0	0,358	0,010	418,99	0,194	42,48	0,84	0,34	0.025	11	55
						0.3	0,219	0,006	299,66	0,161	38,34					
XI	33	0.413	48	7,5	35	0	1,875	0,053	2035,85	0,380	52,72	0,93	0,36	0.026	13	50
						0.3	1,354	0,039	1312,96	0,324	50,36					
XII	20	0.044	25	6,5	24	0	0,287	0,011	389,06	0,121	41,62	1,12	0,32	0.024	8	35
						0.3	0,175	0,007	278,25	0,099	37,50					
XIII	10	0.009	25	4.5	18	0	0,215	0,008	269,35	0,049	49,67	0,42	0,24	0.020	8	10
						0.3	0,131	0,005	192,64	0,038	45,86					

3.3. Kazı Destek Tiplerinin Belirlenmesi

Yapılan mühendislik jeolojisi ve jeomekanik çalışmalara dayanarak, Karayolları Teknik Şartnamesi'nde (KTŞ) esas alınan tünel destekleme sınıfları belirlenmiştir. Aşağıdaki kazı destek sınıflarının belirlenmesinde kullanılan kaya sınıflandırmaları karşılaştırmalı olarak verilmiştir (Şekil 5).

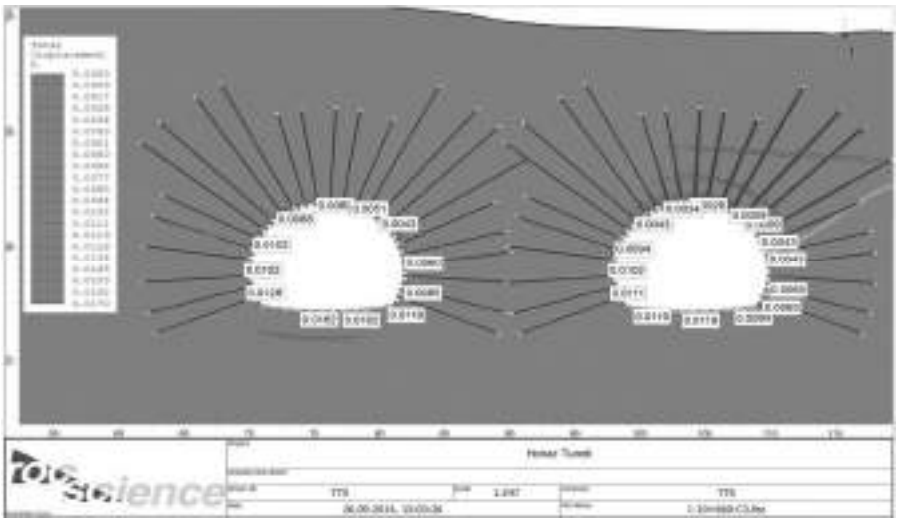
Şekil 5. Karayolları Teknik Şartnamesine göre kazı destek sınıflarının kaya sınıfları ile ilişkilendirilmesi.

Honaz Tüneli için yapılan detaylı kaya kütlesi sınıflandırmaları neticesinde elde edilen sonuçların Karayolları Teknik Şartnamesindeki karşılıkları aşağıda Çizelge 3'de sunulmaktadır.

Çizelge 3. Honaz tüneli için RMR, Q ve KTŞ ilişkisi.

Kesim	RMR_F	KTŞ	Q	KTŞ	ÖnerilenKTŞ
I	15	C3	0.010	C3	**C3**
II	17	C2	0.025	C2	**C2**
III	11	C3	0.009	C3	**C3**
IV	20	C2	0.044	C1	**C2**
V	11	C3	0.009	C3	**C3**
VI	19	C2	0.033	C2	**C2**
VII	13	C3	0.012	C3	**C3**
VIII	19	C2	0.025	C2	**C2**
IX	11	C3	0.009	C3	**C3**
X	20	C2	0.044	C1	**C2**
XI	33	B3i	0.413	B3i	**B3i**
XII	20	C2	0.044	C1	**C2**
XIII	10	C3	0.009	C3	**C3**

Yukarıda verilmiş olan KTŞ sınıflamaları ilgili homojen bölgelendirmelerin her biri için jeolojik ve jeoteknik kritik enkesitler üzerinden Rocscience Phase 2 yazılımı kullanılarak analizler gerçekleştirilmiştir. En kritik kesimlerden biri olan Kesim 1 giriş portali için öngörülen C3 destek sınıfına göre yapılan analizin sonucu Şekil 6 da verilmiştir.



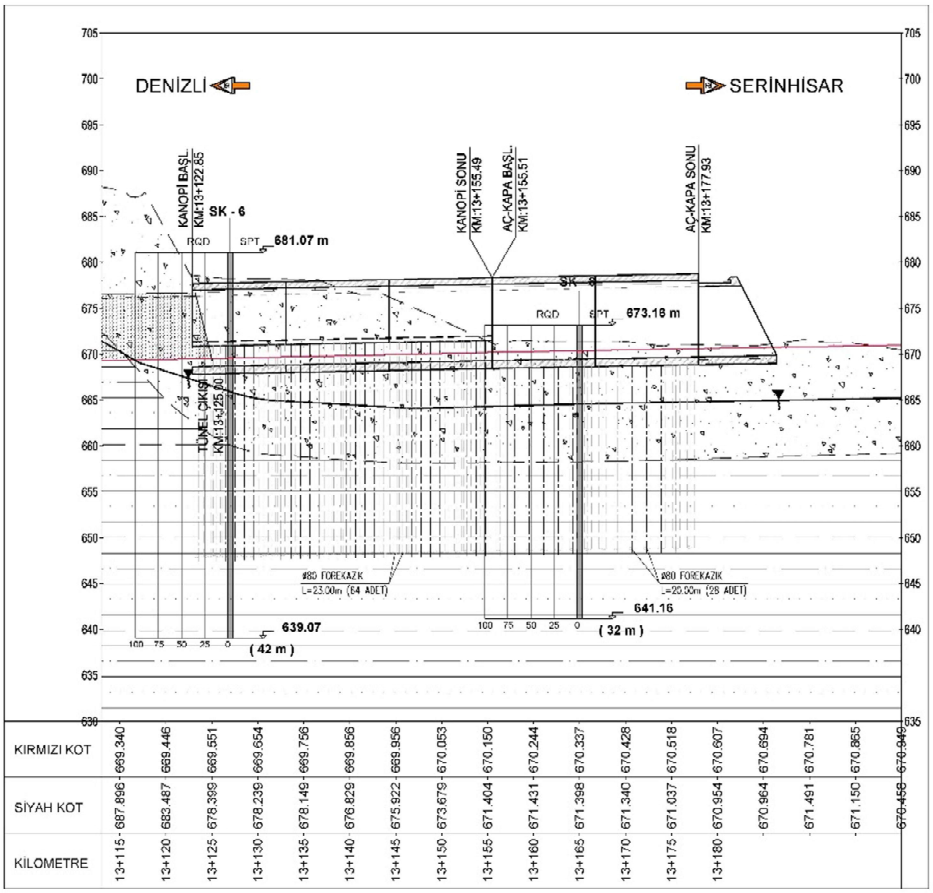
Şekil 6. C3 destekleme sistemi için tünel giriş portali için sonlu elemanlar yöntemiyle yapılan analizin sonuçları.

3.4. Çıkış Portalindeki Heyelanlı Bölge İçin Alınan Önlemler

Honaz Tüneli çıkış ağzının eski bir heyelan sahası içinde kaldığı belirlenmiştir. Yukarıda açıklanan durum belirleme çalışmalarının sonuçları ve tünel yaklaşım şevlerinde oluşabilecek hareketler göz önünde tutularak, özel önlem ve uygulama gerektiği ortaya çıkmıştır.

Tünel çıkış kesiminin kazı güvenliği ve yaklaşım şevlerinin yol yapılarına olası hasarlarını önlemek için tünel çıkış kesiminde aç – kapa tüneli ve bu yapının altında iyileştirme elemanı olarak 80 cm çaplı 18

metre uzunluğunda kazıklar projelendirilmiştir. Çıkış portali için hazırlanan mühendislik jeolojik modeli ve uygulanan destekleme yöntemi Şekil 7 de gösterilmiştir.



Şekil 7. Tünel çıkış ağzının mühendislik jeolojik modeli ve aç-kapa kesim olarak projelendirilen kesim için uygulanan destekleme yöntemi.

4. SONUÇLAR

Yapılan çalışmalar sonucunda, tünel içerisinde bulunan faylı kesimlere özel tünel destek sistemi tasarlanarak faylı kesimlerin problem olmadan geçilmesi sağlanmıştır. Tünel portallerinde zayıf zemin ve heyelan sebebi ile açık kazı yapılamayan bölgelerde ise kazıklı iksa sistemleri tasarlanarak tünel aynaları oluşturulmuştur. Paleo heyelan sahası içerisinde bulunan tünel çıkış portalinde ise kazıklı istinat duvarları projelendirilerek yol gövdesi oluşturulmuştur. Sayısal analizler ve ampirik hesaplamalarla da tasarlanan destek sistemlerinin başarısı teyit edilmiştir.

5. KATKI BELİRTME

Yazarlar, katkılarından dolayı TTS Mühendislik ve Mimarlık A.Ş.'ne teşekkür ederler.

6. KAYNAKLAR

Aydan, Ö., Kumsar, H., Ulusay, R., 2001. How to infer the possible mechanism and characteristicsof earthquakes from striations and ground surface traces of existing faults. Seismic FaultInduced Ground Failures, Tokyo, 153-162.

Barton, N., Lien, R., Lunde, J., 1974. Engineering classification of rock masses for desing of tunnel support. Rock Mechanics, 6, 189-236.

Bieniawski, Z.T., 1989. Engineering Rock Mass Classifications. John Wiley and Sons, New York.

Hoek, E., Brown, E.T., 1980. Empirical strength criterion for rock masses, Journal of the Geotecnical Engineering Division, 106(GT9), 1013-1035.

KGM, 2013. Karayolları Teknik Şartnamesi, Karayolları Genel Müdürlüğü, Ankara.

Sönmez, H., Ulusay, R., 2002. A Discussionon the Hoek-Brown failure criterion and suggested modifications to the criterion verified by slope stability case studies. Hacettepe Üniverstesi Yerbilimleri Dergisi, 26, 77-99.

Sun, S., 1990. Denizli-Uflak arasının jeolojisi ve linyit olanakları. MTA Raporu, No.86.

TTS Müh. ve Mimarlık A.Ş. 2014. Honaz Tüneli Kesin Proje Jeoloji – Jeoteknik Raporu.

Topal, S., 2003. Denizli neojen istifinin stratigrafisi ve tektonik özellikleri, Pamukkale Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi.

URL-1, 2019. www.rocscience.com.

URL-2, 2019. www.yerbilimleri.mta.gov.tr.

Kaya ve Zeminlerin Mühendislik Özellikleri

Engineering Properties of Soils and Rocks

Tek Eksenli Sıkışma Dayanımının Farklı Boy/Çap Oranlarındaki Örneklerden Belirlenmesi Yaklaşımının Değerlendirilmesi

Assessment of Determination Approach of Uniaxial Compressive Strength from Specimens with Different Length to Diameter Ratios

A. Fidan ÜZGÜN[1,*], Ergün TUNCAY[2]

[1]*Yenimahalle Belediyesi, Ankara*
[2]*Hacettepe Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Beytepe, Ankara*
*(*fuzgun@ankara.edu.tr)*

ÖZ: Literatürde, tek eksenli sıkışma dayanımı (UCS) deneyinde kullanılacak örnekler (karot) için kaya türüne bağlı olarak farklı Boy/Çap oranlarının (L/D) seçilebileceği bir sınıflama yöntemi önerilmiştir. Bu yöntemde ayrıca, önerilen L/D sınıflarının alt limitlerinden daha düşük L/D oranlarına sahip örneklerden belirlenen UCS'lerin düzeltilmesi için bir eşitlik de sunulmuştur. Bu çalışmada, bu yöntemin geçerliliğinin araştırılması ve ayrıca UCS'nin dolaylı yoldan belirlenmesi için yaygın olarak kullanılan bazı indeks deneylerden alınan sonuçlarla bu yöntemden elde edilenlerin karşılaştırılması amaçlanmıştır. Bu amaçla, Türkiye'nin farklı bölgelerinden derlenen kaya örneklerinin öncelikle laboratuvarda bazı jeo-mekanik özellikleri belirlenmiş ve kaya örneklerine ait bloklardan alınan farklı L/D oranlarındaki karotlarda UCS deneyleri yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar dikkate alınarak, söz konusu yöntemden belirlenen UCS'ler ile Uluslararası Kaya Mekaniği Birliği (ISRM) önerilerine uygun şekilde belirlenenler karşılaştırılmıştır. Sonraki aşamada, her bir kaya türü için Schmidt çekici, nokta yükü, disk makaslama ve iğne penetrometre deneyleri yapılarak ISRM önerilerine uygun şekilde dolaylı yoldan UCS değerleri belirlenmiştir. Elde edilen veri tabanı için yapılan istatistiksel değerlendirmeler sonucunda; bu yöntem kullanılarak belirlenen UCS'lerin farklı kaya türleri için temsil edici olduğu ve L/D = 1.0 oranına kadar örnek alınabilen kayalarda UCS'nin belirlenmesi için bu yöntemin indeks deneylere tercih edilmesi gerektiği sonucuna ulaşılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Boy/çap oranı (L/D), indeks deneyler, L/D sınıflama, tek eksenli sıkışma dayanımı (UCS)

ABSTRACT: *In literature, a classification method for selection of different length to diameter ratios (L/D) of specimens (core) based on rock type used for uniaxial compressive strength (UCS) test was suggested. In addition, in this method an equation was also offered to correct the UCSs obtained from specimens having less L/D ratios than lower limits of the proposed L/D classes. In this study, researching of validity of this method and comparison of the results of index tests, which were commonly used to determine UCS indirectly, with those obtained from this method, was aimed. For this purpose, some geo-mechanic properties of rock samples compiled from different locations in Turkey were determined in laboratory, and UCS tests were carried out on cores having different L/D ratios extracted from rock block samples. By considering the obtained results, UCSs determined by following this method and those from International Society for Rock Mechanics (ISRM) Suggested Methods were compared. In next stage, UCS values were determined indirectly by applying Schmidt hammer, point load, block punch and needle penetration tests for each rock type by following ISRM Suggested Methods. As a result of statistical assessments on the obtained data base; it was concluded that UCSs determined from this method were representative for different rock types and this method should be preferred instead of index tests for determination of UCS of rocks from which a specimen with an L/D down to 1 can be extracted.*

Keywords: *Length to diameter ratio (L/D), index tests, L/D classification, uniaxial compressive strength (UCS)*

1. GİRİŞ

Laboratuvar koşullarındaki deneylerde, tek eksenli sıkışma dayanımını etkileyen parametrelerden biri de deneyde kullanılan örneğin boy/çap (L/D) oranı olup, bu oran değiştiğinde UCS değerinde de değişme olduğu bilinmektedir. Amerikan Test ve Malzeme Birliği (ASTM) (ASTM, 1994) tarafından

deney yapılacak silindirik örnek için L/D oranı 2.0 - 2.5 olarak kabul edilirken, Uluslararası Kaya Mekaniği Birliği (ISRM) (ISRM, 2007) tarafından L/D oranı için 2.5 – 3.0 aralığı önerilmektedir. Bu farklılıklar dikkate alınarak Tuncay vd. (2015) tarafından gerçekleştirilen çalışmada, deney örneklerinin L/D oranı için ISRM önerisindeki aralığın uygulamada kullanılabileceği, ancak ASTM önerisindeki alt sınırın (L/D=2) özellikle yüksek dayanıma sahip kayalar için yeterli olmayacağı sonucuna ulaşılmıştır. Buna ek olarak, özellikle zayıf kayalar için L/D=2 oranından daha kısa örneklerde yapılacak deneylerle de UCS'nin belirlenebileceği vurgulanmıştır. Bu belirlemelerin ışığında araştırmacılar, UCS deneylerinde kullanılması gereken L/D oranının seçimine yönelik bir sınıflama ve düzeltme eşitliğini içeren bir yöntem önermişlerdir. Bazı değişikliklerle birlikte yöntemin son şekli Tuncay vd. (2019)'nde sunulmuş ve farklı yerlerden temin edilen kayalar üzerinde benzer deneylerin yapılarak bu önerinin geçerliliğinin sınanması gerektiği söz konusu araştırmacılar tarafından belirtilmiştir. İlerleyen bölümlerde anlatım kolaylığı sağlanması amacıyla, söz konusu yöntem "L/D SINIF yöntemi" olarak adlandırılmıştır.

Bu çalışmada; L/D SINIF yönteminin geçerliliğinin araştırılmasına ek olarak, UCS'nin belirlenmesi için yaygın olarak kullanılan bazı indeks deneylerden alınan sonuçlar ile özellikle bu yöntemdeki düzeltme eşitliğiyle elde edilen sonuçların karşılaştırılması amaçlanmıştır. Bu amaç doğrultusunda öncelikle, Türkiye'nin farklı bölgelerinden düşük dayanımlı olanlar ağırlıklı olmak üzere farklı kaya türlerine ait blok örnekler temin edilmiş, derlenen kayaların laboratuvarda bazı jeo-mekanik özellikleri belirlenmiş ve bloklardan alınan farklı L/D oranlarındaki karotlarda UCS deneyleri yapılmıştır. UCS deneyleri için silindirik örnekler, hem L/D SINIF yönteminde önerilen L/D sınıflarını kapsayacak şekilde 1.75, 2.0, 2.5, 3.0 L/D oranlarında, hem de düzeltme eşitliğinin hangi orana kadar doğru sonuç verdiğinin değerlendirilmesi için 1.0, 1.25, 1.50 oranlarında hazırlanmıştır. Bu örneklerdeki deneylerden elde edilen veriler istatistiksel değerlendirmelere tabi tutularak önerilen yöntemin geçerliliği tartışılmıştır. Sonraki aşamada, UCS'nin dolaylı yöntemlerle tayini için Schmidt çekici, nokta yükü dayanım indeksi, disk makaslama dayanımı ve iğne penetrometre deneyleri yapılarak derlenen kaya örneklerinin UCS'leri dolaylı yoldan belirlenmiştir. Bu indeks deneylerden tahmin edilen UCS'ler, L/D SINIF yönteminde düşük L/D oranlarındaki örneklerden belirlenenlerle karşılaştırılmış ve elde edilen sonuçlar yorumlanmıştır.

2. L/D SINIF YÖNTEMİ

İlk olarak Tuncay vd. (2015) tarafından önerilen L/D SINIF yönteminde, UCS deneyi öncesi örneğin L/D oranının belirlenmesi ve daha kısa örnekler için düzeltme eşitliğini içeren dört seçenek sunulmakta iken, Tuncay vd. (2019) tarafından, yöntemin kullanımında etkisi olmayan seçeneklerden biri kaldırılarak, seçenek sayısı üçe indirilmiştir (Çizelge 1). Bu yönteme göre; 1. seçenekte, Hoek-Brown m_i sabiti (Hoek ve Brown, 1980) için Marinos ve Hoek (2001) tarafından farklı kaya türleri için önerilen değerler ile örneklerin Brazilian deneyiyle dolaylı olarak belirlenmiş çekilme dayanımı (σ_t)'nın çarpımından (m_i x σ_t) elde edilen değere bağlı olarak L/D aralığının belirlenebileceği dört sınıf önerilmektedir. 2. seçenek, Brazilian deney sonucunun olmadığı durumlarda sadece m_i sabitine bağlı olarak L/D aralığı sınıflarını göstermektedir. Bu iki seçenekten herhangi birisi kullanılarak belirlenen L/D sınıf aralığındaki oranlara sahip örneklerdeki deneylerden elde edilen UCS'ler, doğrudan deneyi yapılan kaya malzemesinin dayanımını temsil etmektedir. Bununla birlikte, daha hassas bir belirleme yapılması için bu seçeneklerden öncelikle 1.'sinin tercih edilmesi gerekmektedir. 3. seçenekte ise, 1. veya 2. seçeneklerdeki L/D sınıflarına uygun boyutta örnek alınamaması durumunda, daha kısa örneklerdeki deneylerden belirlenen UCS'lerin düzeltilmesi için bir eşitlik sunulmuştur. Bu eşitlik, deneyde kullanılan örneğin L/D oranının 1'den küçük olmaması durumunda geçerlidir.

3. LABORATUVAR ÇALIŞMALARI

Kaya örneği üzerindeki L/D-UCS ilişkisinin hassas bir şekilde belirlenebilmesi için farklı L/D oranlarındaki örneklerin homojen özellikteki kaya bloklarından alınması gerekmektedir. Bu nedenle, çalışmanın amacı doğrultusunda kullanılmak üzere, homojen özellikte, bozunmamış ve kırık çatlak içermeyen kaya örneklerinin yapı taşı üretim firmalarından temin edilmesi yoluna gidilmiştir. Buna ek olarak, kaya örneklerinin mümkün olduğunca farklı kökenden (magmatik, metamorfik, sedimanter) ve

zayıf örnekler ağırlıklı olmak üzere, nispeten dayanım çeşitliliğine de sahip olmasına özen gösterilmeye çalışılmıştır (Çizelge 2). İncelenen 10 kaya örneğinden, L/D SINIF yönteminin geçerliliğinin araştırılması amacıyla, her biri için NQ (47.6mm) çapta, 1.0, 1.25, 1.5, 1.75, 2.0, 2.5, 3.0 L/D oranlarına sahip en az 5'er adet silindirik örnek (karot) alınmış (Şekil 1) ve UCS deneyleri yapılmıştır. Ayrıca, örneklerin birim hacim ağırlık (γ), görünür boşluk oranı (e) ve Brazilian çekilme dayanımı, Schmidt çekici geri sıçrama sayısı (SH), nokta yükü dayanım indeksi (PLI), disk makaslama dayanım indeksi (BPI) ve iğne penetrometre indeksi (NPI) değerleri, ISRM (2007 ve 2014) önerileri dikkate alınarak belirlenmiştir (Çizelge 3).

Çizelge 1. UCS deneylerinde kullanılacak silindirik örnekler için Tuncay vd. (2019) tarafından önerilen L/D SINIF yöntemi: L/D oranı sınıfları (1. ve 2. Seçenek) ve daha düşük L/D oranlarındaki örneklerden belirlenen UCS'ler için düzeltme eşitliği (3. Seçenek).

Seçenek No	Kaya özelliği	L/D Aralığı
1 (Brazilian deneyi ile çekilme dayanımının (σ_t) belirlenmiş olması durumunda)	$m_i\ \sigma_t < 30$ $30 \leq m_i\ \sigma_t < 80$ $80 \leq m_i\ \sigma_t < 180$ $m_i\ \sigma_t > 180$	1.7-2.0 2.0-2.5 2.5-3.0 3.0*
2 (Sadece Hoek-Brown m_i parametresi kullanılarak)	$m_i < 8$ $8 \leq m_i < 14$ $14 \leq m_i < 25$ $m_i > 25$	1.7-2.0 2.0-2.5 2.5-3.0 3.0*
3 Düzeltme eşitliği (Bu eşitlik, daha kısa örneklerden belirlenen UCS'lerin düzeltilmesi için kullanılmalıdır. *(1≤ L/D ≤ Seçenek 1 veya 2'de önerilen L/D aralıklarının alt limitleri))*	$UCS_c = UCS\ [\ 0.238\ (L/D)\ /\ (0.0079\ m_i\ \sigma_t + 1.69) + 0.755\ ]$ UCS_c: Düzeltilmiş (olması gereken) tek eksenli sıkışma dayanımı (MPa) UCS: L/D oranındaki örnekte yapılan deneyden belirlenen tek eksenli sıkışma dayanımı (MPa) L/D: Deneyde kullanılan örneğin L/D oranı m_i: Marinos ve Hoek (2001) tarafından önerilen çizelgeden seçilmelidir. σ_t: Brazilian deneyi ile belirlenmiş çekilme dayanımı (MPa)	

*Bu değerde L/D oranına sahip örnek alınamıyorsa, 2.5-3.0 arasında bir L/D'ye sahip örnekte deney yapılarak ihmal edilebilir düzeyde bir hatayla UCS belirlenebilir.

Çizelge 2. Kaya örneklerine ait bilgiler ve bazı fiziksel ve mekanik özellikler.

Örnek no	Kaya türü	Renk	Blok sayıları	Alındığı yer
1	Tüf	Sarımsı-beyaz	2	Nevşehir (taş ocağı)
2	Tüf	Beyaz	2	Nevşehir (taş ocağı)
3	İgnimbrit	Pembe	2	Nevşehir (taş ocağı)
4	Tüf	Beyazımsı-sarı	2	Nevşehir (taş ocağı)
5	Kumtaşı	Sarı	10	Edirne/Keşan (kaya satış fab.)
6	İgnimbrit	Sarımsı-beyaz	6	Bayburt (kaya satış fabrikası)
7	Andezit	Pembe	9	Çankırı (kaya satış fabrikası)
8	Mermer Rekristalize	Grimsi-beyaz	8	Afyon (kaya satış fabrikası)
9	Kireçtaşı	Beyazımsı-gri	6	Afyon (kaya satış fabrikası)
10	Marn	Yeşilimsi-gri	1	Zonguldak/Gökçebey (şevlendirme kazı alanı)

Şekil 1. UCS deneyi için farklı L/D oranında hazırlanmış bazı karotlardan görünüm.

Çizelge 3. İndeks deneylerden elde edilen sonuçlar.

Örnek No	γ (kN/m^3)	e (%)	σ_t (MPa)	SH	PLI (MPa)	BPI (MPa)	NPI (N/mm)
1	13.6	6.8	1.3	22	0.31	1.1	14.4
2	14.3	6.5	1.2	26	0.79	3.6	8.1
3	14.5	7.1	1.6	24	0.80	5.3	9.4
4	14.2	5.9	1.4	30	0.92	3.2	12.3
5	21.9	3.0	2.4	42	1.95	5.3	-
6	17.3	5.1	4.9	53	2.69	6.5	-
7	20.9	2.4	3.1	61	2.33	10.4	-
8	26.3	0.05	3.8	54	2.96	16.0	-
9	26.3	-	7.1	71	-	8.9	-
10	24.8	-	4.9	48	1.52	9.0	-

4. L/D SINIF YÖNTEMİNDEN VE İNDEKS DENEYLERDEN BELİRLENEN UCS'LERE İLİŞKİN DEĞERLENDİRMELER

4.1. UCS'lerin L/D SINIF Yöntemi Dikkate Alınarak Belirlenmesi

L/D SINIF yönteminde önerilen 1. ve 2. seçenekler (bkz. Çizelge 1) dikkate alınarak, çalışmada derlenen kaya örnekleri için L/D sınıf aralıkları Çizelge 4'te verildiği gibi tespit edilmiştir. Sonraki aşamada ise, bu sınıf aralıklarına uygun L/D oranlarındaki örneklerde yapılmış deneylerden belirlenen UCS'lerin ortalama değerleri hesaplanmıştır (Çizelge 5). Çizelge 5'te ayrıca, ISRM tarafından önerilen L/D = 2.5-3.0 aralığındaki örneklerden belirlenen ortalama UCS'ler de verilmiştir. Şekil 2'de L/D SINIF yöntemi ile ISRM önerilerine uygun şekilde belirlenen UCS'ler karşılaştırılmıştır. Bu şekil incelendiğinde, L/D SINIF yöntemi önerilerindeki sınıflamalar kullanılarak belirlenen UCS'lerin, ISRM önerisine uygun şekilde belirlenmiş UCS'lerle çok benzer olduğu (değişimler tüm örnekler için ±%5'in altında) görülmekte olup, bu nedenle önerilen yöntemdeki L/D sınıflarının derlenen kaya örnekleri için kullanılabilir olduğu sonucuna varılmıştır.

L/D SINIF yöntemindeki 3. seçenekte ise, deneyi yapılacak kaya örneği için 1. ve 2. Öneride belirtilen L/D oranı aralığında örnek alınamaması durumunda UCS deneyinin daha düşük oranlardaki örneklerde yapılarak, olması gereken UCS'nin bir düzeltme eşitliğiyle belirlenmesi önerilmektedir (bkz. Çizelge 1). Bu düzeltme eşitliğinin L/D oranı 1.0'e kadar olan örneklerdeki UCS'ler için kullanılabileceği, daha düşük oranlardaki örnekler için geçerli olmadığı vurgulanmıştır. Bu eşitliğin kullanılabilmesi için düşük

L/D oranı için belirlenen UCS değeri ve Hoek-Brown m_i sabitinin yanı sıra, örneğin çekilme dayanımının da belirlenmiş olması gerekmektedir. İlgili parametreler dikkate alınarak, Çizelge 4'te 1. seçenek için sunulan L/D aralıklarından daha küçük oranlardaki örneklerden belirlenen UCS'ler düzeltme eşitliği (bkz. Çizelge 1, 3. seçenek) kullanılarak hesaplanmış (UCS_c) ve L/D SINIF yönteminde 3. seçeneğin geçerliliği üzerine değerlendirmeler yapılmıştır. Bu amaçla hazırlanan grafikler (Şekil 3) incelendiğinde, düzeltilmiş UCS'lerin gerek ISRM önerileri gerekse L/D SINIF yönteminin 1. ve 2. seçenekleri doğrultusunda belirlenen UCS'ler ile oldukça uyumlu oldukları (±% 7'den daha az sapma) tespit edilmiştir.

Çizelge 4. L/D SINIF yöntemindeki önerilere göre belirlenmiş L/D aralıkları.

Örnek No	Kaya adı	m_i	σ_t (MPa)	m_i x σ_t	L/D Aralığı (1. Seçenek)	L/D Aralığı (2. Seçenek)
1	Tüf	13	1.2	15.9	1.7-2.0	2.0-2.5
2	Tüf	13	1.4	18.2	1.7-2.0	2.0-2.5
3	İgnimbrit	13*	1.6	21.4	1.7-2.0	2.0-2.5
4	Tüf	13	1.4	18.7	1.7-2.0	2.0-2.5
5	Kumtaşı	17	2.4	42.1	2.0-2.5	2.5-3.0
6	İgnimbrit	13*	4.9	64.4	2.0-2.5	2.0-2.5
7	Andezit	25	3.2	80.0	2.5-3.0	3.0
8	Mermer	9	3.8	35.0	2.0-2.5	2.0-2.5
9	Rekristalize Kireçtaşı	9^+	7.1	63.9	2.0-2.5	2.0-2.5
10	Marn	7	4.9	34.6	2.0-2.5	2.0-2.5

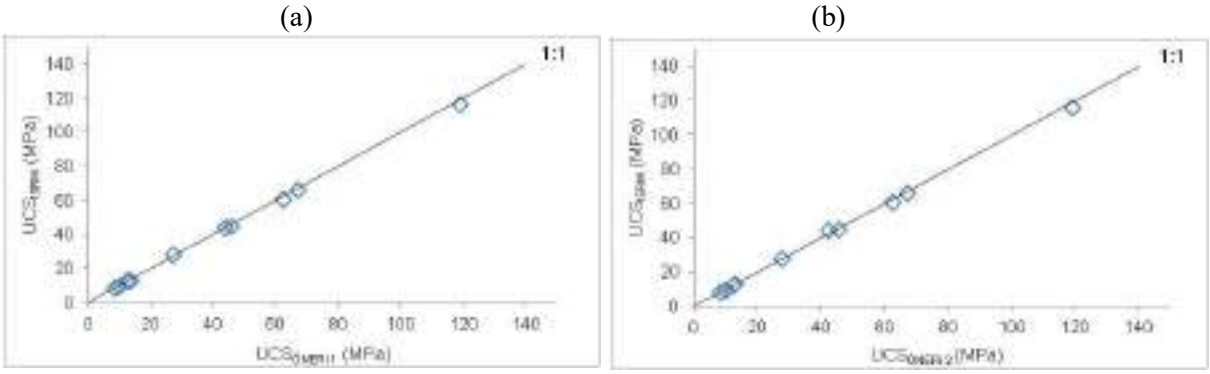
* Tüf için önerilen m_i değerleri alınmıştır. $^+$ Mikritik kireçtaşı için önerilen m_i değerleri alınmıştır.

Çizelge 5. L/D SINIF yöntemi ve ISRM önerileri dikkate alınarak belirlenmiş UCS'ler.

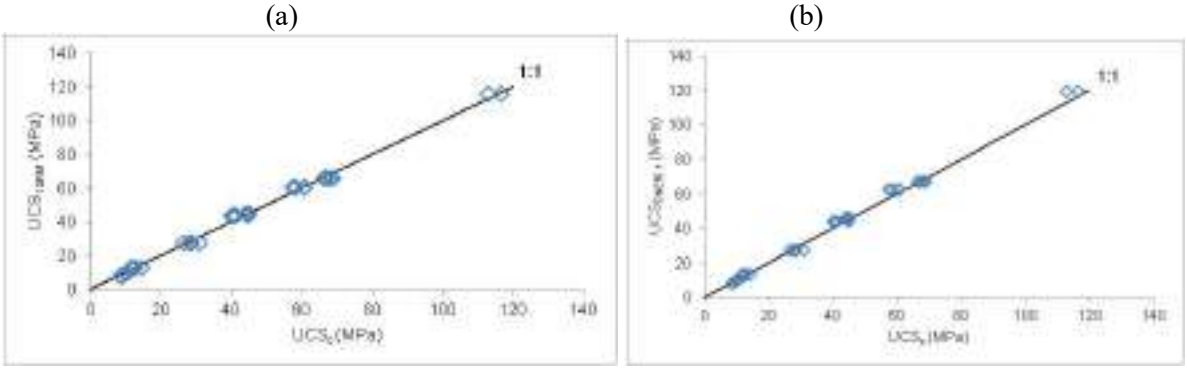
		UCS (MPa)		
		L/D SINIF Yönteminden		ISRM Önerisinden
Örnek No	Kaya Adı	1. Seçenek	2. Seçenek	(L/D=2.5-3.0)
1	Tüf	8.53	8.49	8.1
2	Tüf	10.1	10.0	9.6
3	İgnimbrit	12.3	12.7	12.4
4	Tüf	13.3	13.1	12.8
5	Kumtaşı	27.0	27.5	27.6
6	İgnimbrit	45.7	45.7	44.8
7	Andezit	43.7	42.5	43.9
8	Mermer	62.5	62.5	60.6
9	Rekristalize kçt	119.1	119.1	116.0
10	Marn	67.0	67.0	65.7

4.2 UCS'lerin İndeks Deneylerden Tahmini ve Karşılaştırma

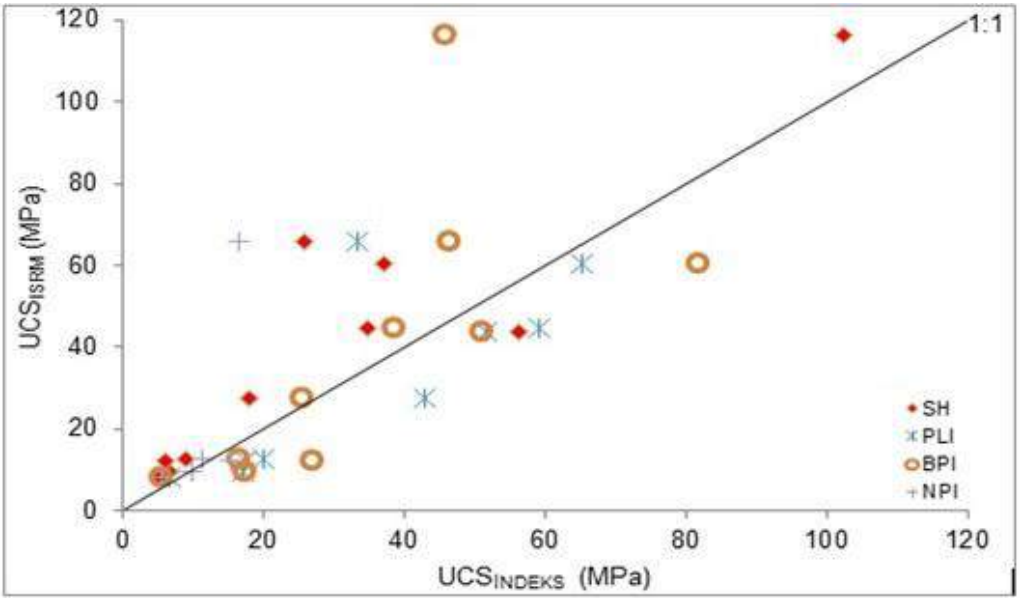
3. Bölüm'de değinildiği gibi, çalışma kapsamında Schmidt çekici, nokta yükü dayanım indeksi, disk makaslama deneyi, iğne penetrometre deneylerinden indeks değerler belirlenmiştir (bkz. Çizelge 3). ISRM (2007 ve 2014) tarafından önerilen ya da literatürde önerilen ilişkilerden en iyi sonucu verenler dikkate alınarak, bu indeks değerlerden dolaylı olarak UCS'ler ($UCS_{İNDEKS}$) belirlenmiştir. Bu değerlerle ISRM önerisine uygun şekilde belirlenmiş UCS_{ISRM}'lerin karşılaştırılması için Şekil 4'de sunulan 1:1 grafiği hazırlanmıştır. Bu grafik incelendiğinde, UCS'nin dolaylı tahmininde indeks deneylerin performanlarının, Bölüm 4.1'de L/D SINIF yöntemindeki 3. seçenek için elde edilenlere (bkz. Şekil 3a) nazaran çok düşük kaldığı açıkça görülebilmektedir.



Şekil 2. L/D SINIF yöntemindeki (a) Seçenek 1 ve (b) Seçenek 2'ye göre tespit edilmiş L/D oranlarındaki örneklerden belirlenen UCS'ler ($UCS_{ÖNERİ}$) ile ISRM önerisindeki L/D aralığındaki örneklerden belirlenenlerin (UCS_{ISRM}) karşılaştırılması.



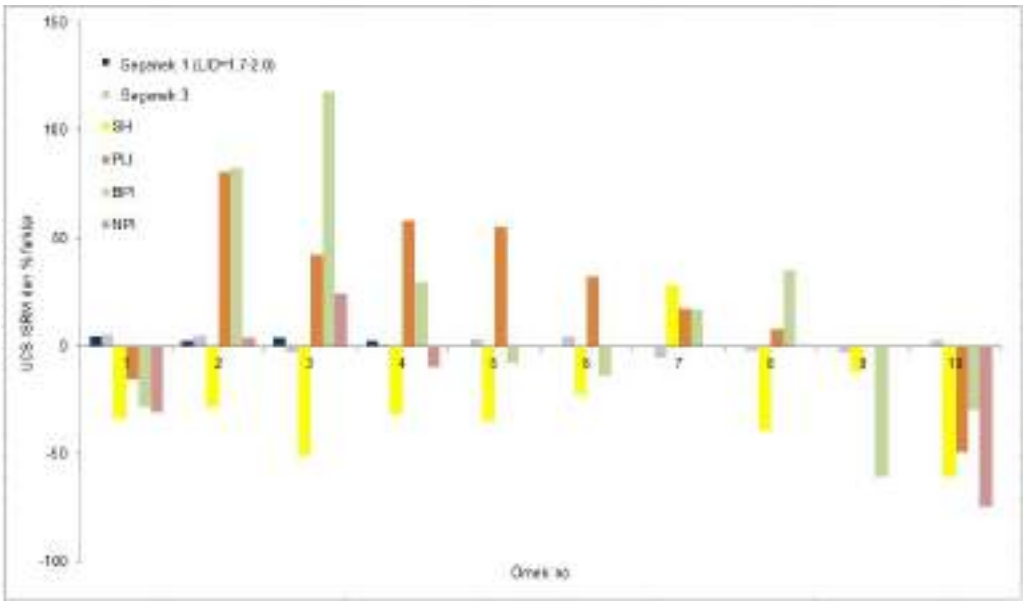
Şekil 3. Düzeltilmiş UCS'ler (UCS_c) ile (a) ISRM önerisine (UCS_{ISRM}) ve (b) L/D SINIF yöntemindeki Seçenek 1'e göre belirlenmiş UCS'lerin ($UCS_{ÖNERİ\ 1}$) karşılaştırılması.



Şekil 4. UCS_{ISRM} ile indeks deney sonuçlarının ($UCS_{İNDEKS}$) karşılaştırılması.

Şekil 5'de, indeks deneylerden tahmin edilenler ile L/D SINIF yöntemindeki Seçenek 3'e göre belirlenen UCS değerlerinin, UCS_{ISRM}'lerden yüzde sapmaları histogram olarak görülmektedir. Bu şekilde ayrıca, Seçenek 1'de yer alan ve 1.7-2.0 L/D oran aralığındaki örneklerden (1, 2, 3 ve 4 no'lu örnekler)

belirlenen UCS'lerin USC_{ISRM}'den yüzde sapmaları da gösterilmiştir. Bu histogramlardan, L/D SINIF yönteminden belirlenen UCS'ler ile indeks deneylerden belirlenen UCS'lerin, UCS_{ISRM}'lerden yüzde değişimleri arasındaki farkların oldukça fazla olduğu açıkça görülmektedir. Bu durum, L/D=1 oranındaki örneklere kadar L/D SINIF yönteminde önerilen seçeneklerin kullanılarak UCS'lerin belirlenmesinin doğru olacağına işaret etmektedir. Bu nedenle, kaya mühendisliği uygulamalarında, L/D oranı 1'e kadar örnek alınabilen kayalarda doğrudan UCS deneyinin yapılması ve L/D-SINIF yöntemindeki 3. Seçeneğin kullanılması, indeks deneylerin ise L/D=1.0 oranında dahi örnek alınamayan kaya örnekleri için tercih edilmesi önerilmektedir. Bununla birlikte, bu belirlemeler çalışmada derlenen 10 kaya örneği için yapılmış olup, farklı kaya türleri için de benzer değerlendirmelere gidilerek L/D SINIF yönteminin geçerliliğine ilişkin bu çalışmadakine benzer değerlendirmelerin yapılması yararlı olacaktır.



Şekil 5. İndeks deneylerden ve L/D SINIF yönteminden (L/D<2 olan örneklerdeki deneylerden) elde edilmiş sonuçların, UCS_{ISRM}'dan olan yüzde farkları.

5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmada, aşağıda verilen sonuçlara ulaşılmıştır.

Dayanımları yaklaşık 8 MPa ile 120 MPa arasında değişen 10 farklı kaya türü için L/D SINIF yöntemindeki ilk iki öneri (Seçenek 1 ve 2 kullanılarak UCS deney örneği L/D oranının deneyden önce seçilebileceği anlaşılmıştır. Bu iki öneriye uygun boyuttaki örneklerden belirlenen UCS'ler ($UCS_{ÖNERİ}$) ISRM'nin önerisine uygun örneklerden belirlenmiş UCS'lerle (UCS_{ISRM}) karşılaştırılmış ve farkların tüm örnekler için % 5'in altında olduğu tespit edilmiştir.

Çalışma kapsamında alınan küçük L/D oranına sahip (1.0, 1.25, 1.50 ve kimi örnekler için 1.75) örneklerden belirlenen UCS'ler, L/D SINIF yönteminde 3. seçenek olarak önerilen düzeltme eşitliğiyle düzeltilmiş ve elde edilen değerlerin UCS_{ISRM} değerlerinden farklarının % 7'nin altında olduğu görülmüştür.

Kaya mühendisliği uygulamalarında, L/D oranı 1.0'e kadar örnek alınabilen kayalarda doğrudan UCS deneyinin yapılması ve L/D-SINIF yöntemindeki 3. seçeneğin kullanılması, indeks deneylerin ise L/D=1.0 oranında dahi örnek alınamayan kaya örnekleri için tercih edilmesi önerilmektedir. Bununla birlikte, bu belirlemeler çalışmada derlenen 10 kaya örneği için yapılmış olup, farklı kaya türleri için de benzer değerlendirmelere gidilerek L/D SINIF yönteminin geçerliliğine ilişkin bu çalışmadakine benzer değerlendirmelerin yapılması yararlı olacaktır.

6. KAYNAKLAR

ASTM, 1994. American Society for Testing and Materials, *Annual Book of ASTM Standards*, Vol: 04.08, Philadelphia, PA, USA, Pp: 978.

Hoek, E., Brown E.T., 1980. Underground Excavations in Rock, Institution of Mining and Metallurgy, Stephen Austipn and Sons Ltd., Hertford, London, Pp: 527.

ISRM, 2007. The Complete ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 1974-2006, eds: Ulusay R. and Hudson J.A., Kozan Ofset, Ankara.

ISRM, 2014. The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007-2014, (editör R. Ulusay) Springer International Publishing, Switzerland.

Marinos, P., Hoek, E., 2001. Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch. *Bulletin of Engineering Geology and Environment,* 60, 85–92.

Tuncay, E., Hasançebi, N., 2009. The effect of length to diameter ratio of test specimen on uniaxial compressive strength of rock, *Bulletin of Engineering Geology and Environment,* 68(4), 491-497.

Tuncay, E., Tunar Özcan, N., Kalender, A., 2015. Tek eksenli sıkışma dayanımı deneyinde örneğin boy/çap oranının belirlenmesi için yeni bir yaklaşım, *Ulusal Mühendislik Jeolojisi Sempozyumu*, 3-5 Eylül 2015, KTÜ, Trabzon.

Tuncay, E., Tunar, N.T., Kalender, A., 2019. An approach to predict the length to diameter ratio of a rock core specimen for uniaxial compression tests. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, in online first articles, DOI: 10.1007/s10064-019-01482-6.

Leeb Sertliğinin Kaya Malzemelerin Tek Eksenli Sıkışma Dayanımının Tahmininde Kullanımının Araştırılması

Investigation of the Use of Leeb Hardness in the Prediction of Uniaxial Compressive Strength of Rock Materials

Sefer Beran ÇELİK*, İbrahim ÇOBANOĞLU, Tamer KORALAY

Pamukkale Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 20160 Kınıklı, Denizli
*(*scelik@pau.edu.tr)*

ÖZ: Kaya malzemelerin tek eksenli sıkışma dayanımı (UCS) kaya mekaniği ve mühendisliğinde kullanılan en önemli girdi parametrelerindendir. Belirli şekil ve boyuttaki örneklerin kullanıldığı UCS deneylerinde, örnek hazırlamanın güç olduğu koşullarda bu değerin belirlenmesi güçleşmekte ve bu sorunun aşılması amacıyla doğrudan olmayan deney yöntemlerinden tahmini tercih edilmektedir. Kaya malzemelerin UCS değerlerinin tahmininde kullanılan en yaygın parametrelerden biriside yüzey sertliğidir. Bu çalışma kapsamında kaya malzemeler üzerinde kullanımı yaygınlaşmaya başlayan ve Schmidt çekicine göre, çok daha düşük bir çarpma enerjisine sahip olan Leeb sertlik cihazı ile elde edilen sertlik değerlerinin (H_L) seçilen ignimbirit, traverten ve siyenit türü kayaların UCS değerlerinin tahmininde kullanılabilirliği araştırılmıştır. Öncelikle örneklerinin petrografik ve temel fiziksel özellikleri incelenmiş daha sonra tüm örneklerin H_L değerleri ölçülmüştür. Son olarak örneklerin UCS değerleri belirlenmiş ve H_L değerleri ile arasındaki ilişki araştırılmıştır. Çalışmada ayrıca karot boyut etkisinin ölçülen H_L değerleri üzerindeki etkisi incelenmiştir. Çalışma sonucunda H_L sertlik değerlerinden UCS değerlerinin çalışılan kaya grupları için anlamlı olarak tahmin edilebildiği ortaya konmuştur.

Anahtar Kelimeler: İgnimbirit, traverten, tek eksenli sıkışma dayanımı, Leeb sertliği

ABSTRACT: *Uniaxial compressive strength (UCS) of rock materials is one of the most important input parameters used in rock mechanics and engineering. Samples with standard shape and dimension are used in UCS tests. However, it is difficult to determine the UCS values in case of difficult sample preparation conditions. In order to overcome this limitation prediction of UCS values from indirect test methods is preferred. One of the most common parameters used to predict the UCS values of rock materials is surface hardness. In this study, the usability of hardness values (H_L) of selected ignimbrite, travertine and syenite rocks in the prediction of UCS values were investigated by using the Leeb hardness test which has much lower impact energy than the Schmidt hammer has. Firstly, petrographic and basic physical properties of the samples were determined and then the H_L values of all samples were measured. Finally, the UCS values of the samples were determined and the correlation between H_L and UCS values was investigated. In addition, the effect of core size effect on measured H_L values was also investigated. As a result of the study, it was revealed that UCS values of the studied rock groups can be significantly predicted by H_L values.*

Keywords: *Ignimbrite, travertine, uniaxial compressive strength, Leeb hardness*

1. GİRİŞ

Kaya mekaniği ve mühendisliği ile ilgili projelerde kullanılan tek eksenli sıkışma dayanımı (UCS) değerleri kaya malzemelerin en temel parametrelerinden birisidir. UCS değerlerinin laboratuvar koşullarında doğrudan belirlenmesi için hassas olarak hazırlanmış örnekler yanında, hassas yükleme ve kontrol sistemlerine sahip pahalı deney cihazlarına ihtiyaç vardır. Örnek hazırlama ve uzun deney süreleri gibi nedenler, UCS değerlerinin doğrudan olmayan daha pratik ve ekonomik yöntemlerle tahmininin tercih edilmesine neden olmaktadır. Ayrıca, örnek alımı ve hazırlamanın çok güç olduğu tüf, kiltaşı, ignimbrit gibi zayıf kaya malzemelerinin UCS değerlerinin tahmininde doğrudan olmayan yöntemlerin kullanımı çok büyük öneme sahiptir. UCS değerlerinin tahmininde kullanılan pratik ve ekonomik deney yöntemleriyle belirlenen parametre yüzey sertliği değerleridir. Sertlik, kaya yapıcı minerallerin ayırt edici özelliklerinden birisi olup bir mineral yüzeyinin çizilebilirliği veya aşınmaya karşı sahip olduğu direncin bir ölçüsüdür. Kaya malzemelerininde minerallerden oluştuğu göz önünde

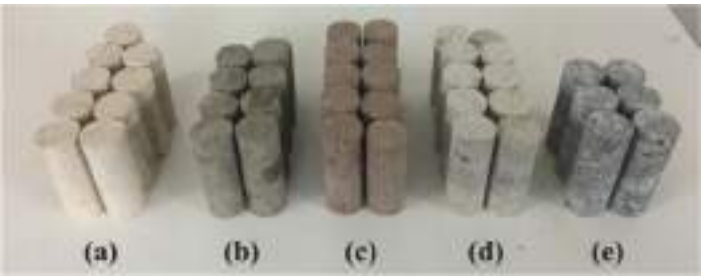
bulundurulduğunda düşük veya yüksek sertlik değerine sahip mineral içeriği kaya malzemesinin sertlik değerini belirlemektedir. Kaya malzemelerin sertlik değeri çeşitli mühendislik projeleri için önemli malzeme özelliklerinden birisidir. Sertlik, kayaların sahip olduğu diğer fiziksel ve mekanik özellikleri ile yakından ilişkili bir parametre olup çeşitli deneysel yöntemlerle belirlenebilmektedir. Schmidt sertlik çekici deneyi kaya malzemelerin sertlik değerlerini belirlemede en yaygın kullanıma sahip bir deney yöntemidir. Bu deney betonun dayanımını tahribatsız olarak belirlemek amacıyla önerilmiş ve uzun yıllardan beri kullanılmaktadır (Hucka, 1965). UCS değerlerinin Schmidt sertlik değerlerinden tahmini üzerine oldukça fazla sayıda çalışmaya rastlamak mümkündür (Shalabi vd., 2007; Karakul 2017; Demirdağ vd., 2018). Schmidt çekicinin özellikle zayıf kaya malzemeleri üzerinde kullanımı kısıtlıdır. Çekicin uyguladığı çarpma enerjisine bağlı olarak deney sırasında örneklerin parçalanabildiği durumlarla karşılaşılmaktadır.

Bu çalışmada kullanılan kaya türleri ele alındığında zayıf kaya malzemesi olarak ignimbritlerin varlığı, Schmidt sertlik çekici deneylerinin gerçekleştirilmesini olanaksız hale getirmiştir. Çalışmanın konusu ve amacı doğrultusunda Schmidt çekicine göre çok daha düşük çarpma enerjisine sahip ve daha hassas bir deney yöntemi olan Leeb sertlik deneyi kullanılmıştır. Leeb sertlik ölçütü, 1970'lerin ortalarında metal malzemelerin yüzey sertliğinin ölçümü için geliştirilmiştir (Leeb, 1979). Bu yöntem, geniş bir sertlik ölçeği tanım aralığında, farklı ölçüm yönlerinde uygulanabilen, hızlı ve pratik bir sertlik ölçümü deney yöntemidir (Kompatscher, 2004). Leeb sertlik değeri (H_L) 170 ila 900 arasında değişmektedir, yükselen değerler daha yüksek yüzey sertliğine sahip malzemeleri belirtmektedir. H_L değerlerinden tek eksenli sıkışma dayanımının tahmini üzerine çalışmalar bulunmaktadır (Verwaal ve Mulder, 1993; Meulenkamp ve Alvarez Grima, 1999; Kawasaki vd., 2002; Aoki ve Matsukura, 2008; Daniels vd., 2012; Güneş Yılmaz, 2013; Lee vd., 2014; Su ve Momayez, 2017; Güneş Yılmaz ve Göktan, 2018; Corkum vd., 2018; Çelik vd., 2019a; Çelik vd., 2019b). Bunun yanında süreksizlik ve yüzey sertliği arasındaki ilişkinin incelendiği (Hack vd., 1993), kayaç bozunmasının yüzey sertliği ile değişiminin incelendiği (Viles vd., 2011; Mol, 2014), beton ve bazı kayaçların yüzey sertliği değerlerindeki değişimin zamana bağlı olarak izlendiği (Coombes vd., 2013) ve sertlik değerleri ile kayaç kesilebilirliği arasındaki ilişkilerin incelendiği (Güneş Yılmaz vd., 2015) çalışmalar da bulunmaktadır.

Bu çalışma kapsamında siyenit ve ikişer tür ignimbirit ve travertenden oluşan kaya malzemeleri kullanılmıştır. Elde edilen deneysel veriler arasındaki ilişkiler araştırılmış ve elde edilen eşitlikler sunulmuştur. Bu çalışmanın ana konusunu kaya malzemelerin Leeb sertliği değerlerinden, UCS değerlerinin tahmin edilebilirliğinin incelenmesi oluşturmaktadır. Bu kapsamda, pratik ve ekonomik olarak ölçülen H_L değerinden, çalışılan kayaların UCS değerlerini tahmin edebilmek için denklemlerin ortaya konması amaçlanmıştır.

2. MALZEME VE METOT

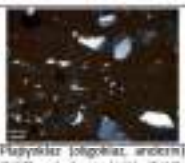
Çalışma kapsamında beş grup kaya incelenmiştir. Laboratuvara getirilen bloklardan ISRM (2007)'ye göre NX çaplı karot örnekleri alınarak, alt ve üst yüzeyleri düzeltilmiş ve toplam 45 adet örnek hazırlanmıştır (Şekil 1). Tüm deneysel çalışmalar Pamukkale Üniversitesi Kaya Mekaniği laboratuvarında gerçekleştirilmiştir.



Şekil 1. Çalışmada kapsamında kullanılan karot örnekler; Traverten-1 (a), İgnimbirit-1 (b), İgnimbirit-2 (c), Traverten-2 (d), siyenit (e).

Çalışılan örneklerden ince kesitler hazırlanarak petrografik olarak incelenmiştir. Örnek gruplarına ait makroskobik görünümler, ince kesit görünümleri, petrografik tanımlamaları ve sertlik ile ilgili değerlendirmeler detaylı olarak Çizelge 1'de verilmiştir.

Çizelge 1. Örnek gruplarının minero-petrografik değerlendirilmesi.

Örnek Numarası / Özellik	I-1	I-2	T-1	T-2	S-1
Makroskopik Görüntüsü					
Petrografik Adı	İgnimbirit (Uçak Alterasyonu)	İgnimbirit (Kayseri Tomarza)	Traverten (Denizli)	Traverten(Afyon-Emirdağ)	Nefelin Siyenit (Çoşalan)
Makroskopik Özellikleri	Tüf, koyu gri renkli, zayıf-orta derecede kaynaklaşmış ignimbirit. Kayaç; ince-orta (0.5-2 cm) tane boyutuna sahip, kısmen yuvarlaklaşmış kayaç parçaları içermektedir. Ayrıca iri boyutlu pomza bileşenler çoğunlukla ortaya olacak görülürler.	Kırmızımsı bordo renkli, orta-iyi derecede kaynaklaşmış ignimbirit. Kayaç; ince-orta (0.5-5 cm) tane boyutuna sahip, kısmen yuvarlaklaşmış kayaç parçaları içermektedir.	Kayacı oluşturan bileşenlerin tane boyutu çok incedir (<100 µm). Kayaç bol gözenekli bir yapıya sahiptir. Gözenekler yuvarlak, elips ve boru şeklinde olup, doğrusaldır. Gözeneklerin çapı 0.5-1 mm arasında değişmektedir.	Kayacı oluşturan bileşenler ince taneli (0.1-2 mm) olup, yeter derecede görülmektedir. Kısmen gözenekli yapıdaki kayaç örneğinde gözenekler şekilsiz ve doğrusuzdur.	Faneritik doku gösteren kayaç içerisindeki iri taneler boyutları 0.1-0.3 mm arasında değişmektedir. Kayaç başlıca plajyoklaz, alkali feldspat, nefelin, amfibol ve biyotit minerallerinden oluşmaktadır.
Mikroskop Görüntüsü					
Mineralojik Bileşimi ve tahmini % dağılımları	Plajyoklaz (oligoklaz, andezin) (%25), biyotit (%25), opak mineral (manyetit, hematit) (%10) ve volkan camı (shard, pomza) (%50).	Plajyoklaz (oligoklaz, andezin) (%25), piroksen (augit) (%10), opak mineral (manyetit, ilmenit) (%5), biyotit/amfibol (%5) ve volkan camı (shard, pomza) (%55).	Siyenit (%80), Mika (%20)	Kalsit (%100)	Alkali feldspat (ortoklaz) (%35), nefelin (%30), plajyoklaz (%15), amfibol, biyotit (%10), kankrinit (%5), opak mineral (%2) ve klorit (%2).
Dokusu	Vitrofirik doku	Ötaksitik (ostasitic) doku	Mermerlerdeki granoblastik mozaik dokuya benzer doku göstermektedir.	Mermerlerdeki granoblastik poligonal dokuya benzer doku göstermektedir.	Holokristalen taneseli doku.
Sertlik Durumu	Teoride kayaçlardan ziyade minerallerin sertlikleri söz konusudur. Benzer şekilde kayacı meydana getiren bu minerallerin kayaç içerisindeki alterasyon durumu kayacın sertliğini önemli ölçüde etkilemektedir. Bu anlamda incelenen kayacın sertliği içerdiği minerallerden dikkate alındığında MOHS sertlik cetvelinde 4.5-5 arasında bir sertliğe sahip olduğu söylenebilir.	Teoride kayaçlardan ziyade minerallerin sertlikleri söz konusudur. Benzer şekilde kayacı meydana getiren bu minerallerin kayaç içerisindeki alterasyon durumu kayacın sertliğini önemli ölçüde etkilemektedir. Bu anlamda incelenen kayacın sertliği içerdiği minerallerden dikkate alındığında MOHS sertlik cetvelinde 4.5-5.5 arasında bir sertliğe sahip olduğu söylenebilir.	Teoride kayaçlardan ziyade minerallerin sertlikleri söz konusudur. Benzer şekilde kayacı meydana getiren bu minerallerin kayaç içerisindeki alterasyon durumu kayacın sertliğini önemli ölçüde etkilemektedir. Bu anlamda incelenen kayacın sertliği içerdiği minerallerden dikkate alındığında MOHS sertlik cetvelinde 3-4 arasında bir sertliğe sahip olduğu söylenebilir.	Teoride kayaçlardan ziyade minerallerin sertlikleri söz konusudur. Benzer şekilde kayacı meydana getiren bu minerallerin kayaç içerisindeki alterasyon durumu kayacın sertliğini önemli ölçüde etkilemektedir. Bu anlamda incelenen kayacın sertliği içerdiği minerallerden dikkate alındığında MOHS sertlik cetvelinde 6-6.5 arasında bir sertliğe sahip olduğu söylenebilir.	Teoride kayaçlardan ziyade minerallerin sertlikleri söz konusudur. Benzer şekilde kayacı meydana getiren bu minerallerin kayaç içerisindeki alterasyon durumu kayacın sertliğini önemli ölçüde etkilemektedir. Bu anlamda incelenen kayacın sertliği içerdiği minerallerden dikkate alındığında MOHS sertlik cetvelinde 6-6.5 arasında bir sertliğe sahip olduğu söylenebilir.
Kimyasal Özellikler	CaO : % 2.40 Sr : 965.0 ppm MgO: % 1.44 Ni : n.d. SiO2 : % 66.84 Cu: n.d. Fe2O3 : % 3.85 Zn: n.d. K2O : % 2.40 Zr : 458.9 ppm TiO2 : % 0.89 Cr : n.d	CaO : % 3.51 Sr : 237.6 ppm MgO : % 0.95 Ni : 4.3 ppm SiO2 : % 67.45 Cu: 0.9 ppm Fe2O3 : % 4.24 Zn: 55.4 ppm K2O : % 2.72 Zr : 359.1 ppm TiO2 : % 0.54 Cr : 8.6 ppm	CaO : % 54.01 Sr : 138.8 ppm MgO : % 0.34 Ni : n.d. SiO2 : % 0.08 Cu: <0.5 ppm Fe2O3 : % <0.0001 Zn: 5.9 ppm K2O : % 0.04 Zr : n.d. TiO2 : % <0.0001 Cr : 10.7 ppm	CaO : % 55.58 Sr : 38.6 ppm MgO : % 0.01 Ni : 2.4 ppm SiO2 : % 0.48 Cu: 0.9 ppm Fe2O3 : % 0.02 Zn: 0.5 ppm K2O : % 0.004 Zr : 5.6 ppm TiO2 : % 0.01 Cr : 6.4 ppm	CaO : % 2.27 Sr : 685.4 ppm MgO : % 0.37 Ni : 38 ppm SiO2 : % 57.10 Cu: 8.2 ppm Fe2O3 : % 2.27 Zn: 74.4 ppm K2O : % 8.32 Zr : 291.7 ppm TiO2 : % 0.28 Cr : <0.7 ppm

Çalışma kapsamında tüm örneklerin kuru ve doygun birim hacim ağırlık (γ_k, γ_d), görünür porozite (n_A), ağırlıkça su emme (w_s), ultrasonik ses hızı (V_p) ve tek eksenli sıkışma dayanımı (UCS) değerleri belirlenmiştir. UCS deneyleri öncesinde tüm örneklerin Leeb sertlikleri (H_L) ölçülmüştür. Sertlik değerleri ile diğer parametreler arasındaki ilişkiler araştırılmış ve ilgili eşitlikler sunulmuştur.

3. FİZİKSEL VE MEKANİK ÖZELLİKLER

3.1. Fiziksel Özellikler

Temel fiziksel özellikler olarak γ_k, γ_d, n_A ve w_s değerleri hazırlanan karot örnekler üzerinde belirlenmiştir. Deneyler ISRM (2007) tarafından önerilmiş yöntemlere göre gerçekleştirilmiştir. Elde edilen sonuçlara göre Ignimbirit (I-1) grubu örnekler için en düşük ortalama γ_k değeri 11.27 kN/m^3 olarak, en yüksek değer ise 24.56 kN/m^3 siyenit (S-1) kaya türü için elde edilmiştir. Ortalama görünür gözeneklilik değerleri % 0.49 ile 36.19 aralığında sırasıyla S-1 ve I-1 grupları için elde edilmiştir. Çalışılan kaya gruplarının n_A değerleri geniş bir aralıkta değişmekte, w_s değerleri de görünür gözeneklilik değerlerine paralel olarak en düşük siyenit ve en yüksek ise I-1 grubu için elde edilmiştir. Proceq Lab + deney cihazı kullanılarak boyuna dalga geçiş hızları ölçülmüştür. V_P hızları en yüksek 5.330 km/s ile traverten (T-2) grubu, en yavaş ise 1.876 km/s değeri ile ignimbirit (I-1) kaya grupları

için elde edilmiştir. Fiziksel özelliklerin geniş bir aralıkta değiştiği örneklerin incelenmesi, sağlıklı ilişkilerin elde edilmesine olanak sağlayacaktır. Elde edilen parametreler her bir grup için minimum, maksimum, ortalama ve standart sapma değerleri olarak Çizelge 1'de verilmiştir.

3.2. Tek Eksenli Sıkışma Dayanımı Değerleri

UCS deneyleri, laboratuvara getirilen bloklardan alınan 54 mm çaplı ve boy/çap oranı 2.5 olacak şekilde hazırlanmış karot örnekleri üzerinde gerçekleştirilmiştir. Deneylerde 2000 kN yükleme kapasiteli tek eksenli sıkışma dayanımı deney sistemi kullanılmıştır. Çalışılan örneklerin UCS değerlerinin, 5.79 ile 117.56 MPa arasında geniş bir aralıkta değiştiği belirlenmiştir. ISRM (2007)'ye göre iki tür ignimbirite ait ortalama UCS değerleri göz önüne alındığında, bu grupların "zayıf" ve "orta dayanımlı" kaya gruplarında olduğu, travertenlerin ise "orta dayanımlı" kaya grubunda olduğu, siyenit grubu örneklerin ise "çok sağlam kaya" grubunda olduğu belirlenmiştir. Tüm grupların UCS deney sonuçlarına ait minimum, maksimum, ortalama ve standart sapma değerleri Çizelge 1'de verilmiştir.

4. LEEB SERTLİK DEĞERLERİNİN BELİRLENMESİ

Örneklerin Leeb sertlik değerleri TIME® 5100 cep tipi portatif sertlik cihazı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Leeb sertlik ölçütü metal malzemelerin yüzey sertliğini belirlemek için geliştirilmiş olsa da kaya malzemelerin sertliklerinin tahribatsız olarak belirlenmesinde kullanımı yaygınlaşmaya başlamıştır (Verwaal ve Mulder, 1993; Meulenkamp ve Alvarez Grima, 1999; Kawasaki vd., 2002; Aoki ve Matsukura, 2008; Daniels vd., 2012; Güneş Yılmaz, 2013; Lee vd., 2014; Su ve Momayez, 2017; Güneş Yılmaz ve Göktan, 2018; Corkum vd., 2018). Farklı üreticiler tarafından imal edilen cihazlar bulunmakla birlikte bunların temel çalışma prensibi aynıdır. Kurularak gerilmiş bir yay mekanizmasına bağlı tungsten karbid uç, serbest bırakılarak malzeme yüzeyine çarpıp geri sıçramaktadır. Ucun çarpma ve geri sıçrama hızları malzeme yüzeyinden 1 mm yüksekte iken hassas olarak ölçülerek sertlik değeri aşağıda verilen eşitlik (Eş. 1) ile belirlenmektedir.

$$H_L = \frac{V_{sıçrama}}{V_{çarpma}} \times 1000 \qquad (1)$$

Burada; H_L: Leeb sertlik değeri, $V_{sıçrama}$: Ucun geri sıçrama hızı, $V_{çarpma}$: Ucun çarpma hızı olarak tanımlanmaktadır (Leeb, 1979).

Farklı türde çarpma mekanizmalarını içeren ve farklı çarpma enerjilerine sahip Leeb sertlik cihazları geliştirilmiş olup "D" tipi çarpma mekanizmalı olan cihazlar en yaygınlarıdır. Bu çalışma kapsamında kullanılan cihaz "D" tipi çarpma mekanizması içermektedir. 5.5 g ağırlığındaki uç, 11 Nmm çarpma enerjisi üretmektedir. Bu açıdan çok yaygın kullanıma sahip L tipi Schmidt sertlik çekici ile kıyaslandığında uç çarpma enerjilerinin önemli ölçüde farklı olduğu görülmektedir. Leeb ve Schmidt sertlik cihazları sırasıyla 11 ve 735 Nmm çarpma enerjisi değerlerine sahip olup Leeb sertlik cihazı Schmidt çekicine göre yaklaşık 66 kat daha düşük bir çarpma enerjisine sahiptir. Bu açıdan Leeb sertlik deneyi özellikle zayıf malzemeler üzerinde kullanılabilir özellikte ve daha tahribatsız bir sertlik deneyi olarak öne çıkmaktadır.

H_L değerlerinin belirlenmesine yönelik standart bir deney yöntemi henüz önerilmemiştir. Farklı araştırmacılar farklı yöntemler kullanmıştır. Bu yöntemlerin iki gruba ayrıldığı görülmüştür; Birincisi kaya örneğinin yüzeyinde farklı noktalarda alınan ölçümlerin ortalaması, ikincisi ise aynı noktada alınan tekrarlı ölçümlerin ortalamasıdır. Kaya malzemelerin farklı minerallerden oluştuğu ve tek noktada alınan ölçümlerin, ölçümün alındığı noktanın konumuna bağlı olarak değişiklik göstereceği açıktır. Ayrıca, aynı noktada tekrarlanan ölçümde geri tepme davranışının başta elastik bir davranış ile başlayıp, daha sonra örselenmeye bağlı olarak plastik bir davranışa dönmesine bağlı olarak farklı noktalarda farklı değerler elde edilmesine neden olacaktır. Bu çalışma kapsamında örnek boyunca farklı noktalarda alınan 20 ölçümün ortalaması H_L değeri olarak alınmıştır. Şekil 2a'de portatif sertlik cihazı ile ölçüm alınırken bir görünüm verilmiştir.

Çizelge 1. Örneklere ait elde edilen deney sonuç.

Örnek no		γ_k (kN/m^3)	γ_d (kN/m^3)	n_A (%)	w_s %	V_P (km/s)	UCS (MPa)
I-1	Min	10.59	14.38	34.51	28.65	1.745	4.03
	Maks	11.81	15.20	38.68	35.83	2.079	7.01
	Ort	***11.27***	***14.82***	***36.19***	***31.54***	***1.876***	***5.79***
	Std. S.	0.33	0.26	1.13	1.84	0.113	0.95
I-2	Min	15.97	19.34	25.71	14.54	2.68	24.61
	Maks	17.53	20.13	41.40	25.42	2.87	44.72
	Ort	***17.17***	***19.93***	***28.10***	***16.12***	***2.79***	***35.87***
	Std. S.	0.47	0.23	4.46	3.13	0.07	5.54
T-1	Min	21.52	22.34	7.57	3.35	5.06	30.34
	Maks	22.28	23.05	8.82	3.93	5.24	62.88
	Ort	***22.06***	***22.87***	***8.17***	***3.63***	***5.15***	***46.45***
	Std. S.	0.22	0.20	0.38	0.19	0.05	10.80
T-2	Min	23.19	23.82	2.35	0.97	4.90	27.75
	Maks	24.07	24.35	7.29	3.08	5.59	53.65
	Ort	***23.77***	***24.11***	***3.38***	***1.40***	***5.33***	***42.51***
	Std. S.	0.27	0.21	1.34	0.58	0.25	7.00
S-1	Min	24.01	24.06	0.41	0.16	4.60	94.04
	Maks	25.02	25.07	0.53	0.21	4.95	131.28
	Ort	***24.56***	***24.61***	***0.49***	***0.20***	***4.80***	***117.56***
	Std. S.	0.32	0.32	0.04	0.02	0.10	13.40

Çizelge 2. Örneklerin Leeb sertlik değerleri.

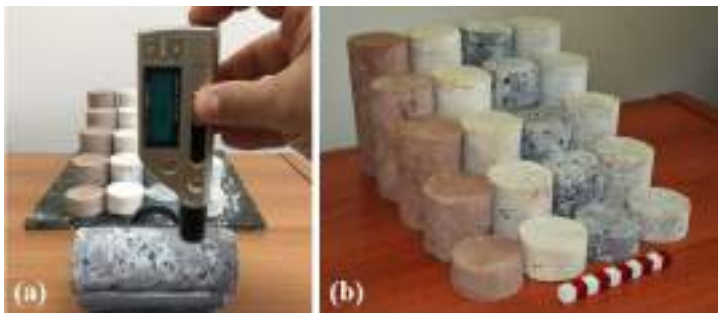
No	Min	Maks	***Ort***	Std.S.	No	Min	Maks	***Ort***	Std.S.
S1-1	785	899	***848.65***	32	I2-8	337	721	***513.55***	88
S1-2	769	898	***840.2***	39	I2-9	323	687	***538.5***	98
S1-3	785	923	***857.75***	43	I2-10	364	650	***521.55***	79
S1-4	748	894	***836.6***	39	T1-1	405	665	***555.45***	83
S1-5	751	892	***838.45***	43	T1-2	226	626	***441.7***	80
S1-6	766	879	***838.3***	32	T1-3	176	637	***502.05***	128
S1-7	688	903	***820.5***	51	T1-4	245	665	***501.95***	127
I1-1	189	282	***228.15***	22	T1-5	271	665	***527.6***	93
I1-2	192	276	***221.85***	22	T1-6	388	617	***541.65***	64
I1-3	179	230	***204.25***	12	T1-7	206	670	***494.35***	139
I1-4	175	271	***217.3***	29	T1-8	210	632	***472.95***	104
I1-5	178	254	***223.45***	20	T1-9	340	655	***530.1***	87
I1-6	194	260	***222***	17	T2-1	486	631	***572.95***	40
I1-7	188	280	***237.3***	27	T2-2	331	640	***525.5***	77
I1-8	181	245	***213.05***	16	T2-3	355	634	***559.1***	79
I1-9	175	274	***220.55***	24	T2-4	251	616	***516.85***	87
I2-1	289	641	***515.5***	85	T2-5	454	657	***584.2***	47
I2-2	338	616	***507.55***	61	T2-6	483	645	***589.8***	41
I2-3	408	680	***536.25***	71	T2-7	401	646	***575.55***	53
I2-4	352	682	***516.35***	81	T2-8	421	624	***541.3***	48
I2-5	363	710	***546.8***	81	T2-9	525	646	***594***	35
I2-6	350	586	***501.2***	61	T2-10	364	641	***561.4***	67
I2-7	340	688	***518.2***	78	---	---	---	---	---

45 örnek üzerinde ve her bir örnek üzerindeki farklı noktalarda 20 adet sertlik ölçümü gerçekleştirilmiştir. Tüm ölçümler sertlik cihazı düşey konumdayken alınmıştır. Her bir örnek için elde edilen sertlik değerlerine ait minimum, maksimum, ortalama ve standart sapma değerleri Çizelge 2'de verilmiştir. Sertlik değerleri incelendiğinde ortalama en düşük sertlik değerinin I-1 grubu ignimbiritler için 221 olarak, en yüksek sertlik değerinin ise S-1 grubu siyenit örnekler üzerinde ve ortalama 840 olarak belirlenmiştir. Elde edilen H_L değerlerinin ikişer grupla temsil edilen ignimbirit ve traverten örneklerinde farklılık gösterdiği görülmektedir. Bu farklılığın ignimbirit örnekleri için farklı kaynaklaşma derecesi ile ilgili, traverten örnekleri için ise dokusal özelliklerin farklılık göstermesi ile ilgili olduğu söylenebilir. T-1 grubu travertenlerde sparitik bileşimin hakim olduğu bunun yanında T-2 grubunda ise daha iri kalsit minerallerinin varlığı T-1 grubunda T-2'ye göre daha düşük sertlik değerleri elde edilmesine sebep olmuştur. Nefelin siyenit grubunun sahip olduğu alkali feldispat, nefelin ve

plajiyoklaz minerallerinin sertliği ile ilişkili olarak bu grup için elde edilen H_L değerleri en yüksek değerlerdir.

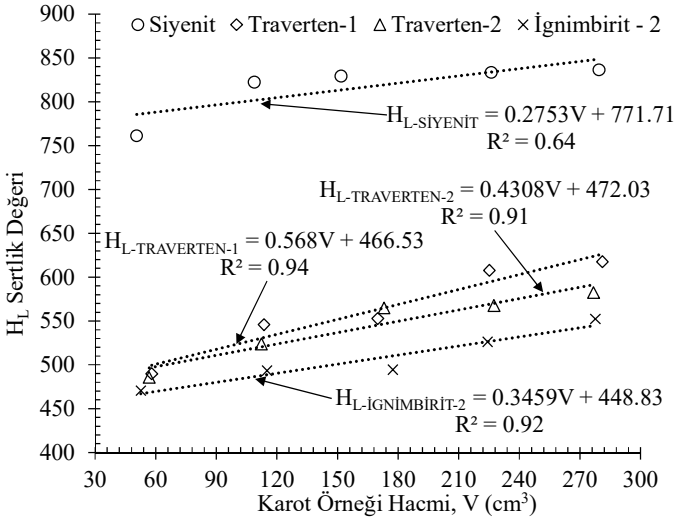
4.1. Sertlik Ölçümünde Örnek Boyutu ile İlgili Değerlendirmeler

Bu çalışma kapsamında ölçülen H_L sertlik değerlerinin örnek boyutu ile değişimi ayrıca araştırılmıştır. Örnek boyutu ile ölçülen sertlik değerlerinin değişiminin incelendiği çalışmalar bulunmaktadır. Verwaal ve Mulder (1993), 50 mm'den daha kalın örnekler üzerindeki sertlik ölçümlerinde çok az bir değişiklik olduğunu öne sürmüşlerdir. Benzer sonuç Kawasaki vd. (2002) tarafından da belirtilmiştir. Corkum vd. (2018), H_L sertlik ölçümlerinin en küçük 90 cm^3 hacimli örnekler üzerinde gerçekleştirilebileceğini önermiştir. Güneş Yılmaz (2013), minimum 54 mm çaplı karot örnekler üzerinde H_L değerlerinin sağlıklı olarak belirlenebileceğini belirtmişlerdir.



Şekil 2. Portatif Leeb sertlik cihazının görünümü (a) ve boyut etkisi için hazırlanan örnekler (b).

Bu çalışma kapsamında 54 mm çaplı ve boy/çap oranı 2.5 olan karot örnekler üzerinde H_L sertlik ölçümleri gerçekleştirilmiştir. Daha küçük boyutlu örnekler üzerinde sertlik değerlerinin değişiminin araştırılması amacıyla 54 mm çaplı, 25, 50, 75, 100 ve 125 mm uzunluklu örnekler hazırlanmış (Şekil 2b) ve örneklerin sertlik değerleri belirlenmiştir. Her örnek üzerinde farklı noktalarda alınan 20 ölçünün ortalaması o örneğin H_L değeri olarak alınmıştır. Tüm örnek grupları için örnek hacminin artışıyla, H_L sertlik değerlerinin doğrusal olarak arttığı ortaya konmuştur. Yaklaşık karot örnek hacminin 60 cm^3'den 270 cm^3'e çıkmasıyla H_L değerlerinin ignimbirit (İ-2) ve traverten (T-1, T-2) grupları için sırasıyla % 26, % 25, % 19 oranında arttığı, sertlik değeri artışının siyenit grubu için % 8 oranında olduğu belirlenmiştir. Şekil 3'de incelenen gruplar için örnek hacmi ile H_L değerlerinin artışı arasındaki ilişki toplu olarak verilmiştir.

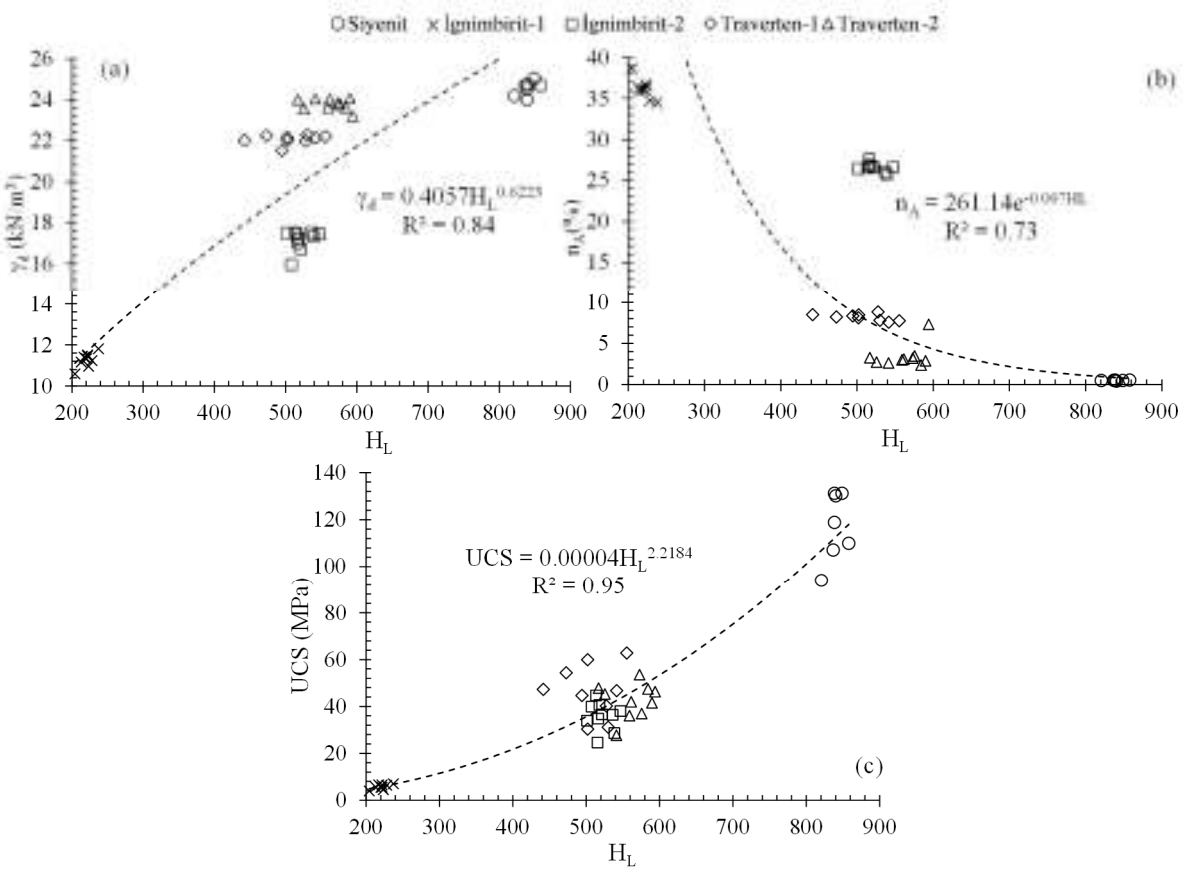


Şekil 3. Karot hacmi artışı ile H_L değerlerinin değişimi.

Örnek yetersizliği nedeniyle çalışılan kaya gruplarından I-1 ignimbirit grubu üzerinde boyut etkisi incelenememiştir. Boyut etkisinin incelenen hacim değişimi aralığında tüm gruplar için doğrusal olarak arttığı belirlenmiş ancak artışın görülmediği sınır hacim değerleri belirlenememiştir. Şekil 3'de verilen doğrusal denklemler oldukça yüksek determinasyon katsayıları ile ortaya konabilmiştir. Bu denklemler kullanılarak, tam boy karot örneklerinin elde edilemediği durumlarda daha küçük hacimli örnekler üzerinde belirlenen H_L sertlik değerlerinden tam boy karot örneğinin sahip olacağı sertlik değerinin tahmin edilmesi mümkün olacaktır.

5. DENEY VERİLERİNİN SERTLİK DEĞERLERİ İLE KARŞILAŞTIRILMASI

Çalışmanın amacı doğrultusunda, portatif sertlik cihazı ile pratik olarak elde edilebilen H_L sertlik değerleri ile çalışılan beş grup kaya malzemesinin kuru birim hacim ağırlık, görünür gözeneklilik ve tek eksenli sıkışma dayanımı değerleri karşılaştırılmıştır.



Şekil 4. H_L sertlik değerleri ile γ_d (a), n_A (b) ve UCS (c) değerlerinin karşılaştırılması.

Elde edilen tüm ilişkiler üstel olup γ_d-H_L değerleri arasındaki ilişki Şekil 4a'da verilmiş ve ilgili determinasyon katsayısı 0.84 olarak elde edilmiştir. Görünür gözeneklilik değerleri ile H_L değerleri arasında ise 0.73 olarak daha düşük bir determinasyon katsayısı elde edilmiştir (Şekil 4b). Kaya malzemelerinin en yaygın olarak kullanılan özelliklerinden olan UCS değerleri ile sertlik değerleri arasındaki ilişki ise Şekil 4c'de sunulmuştur. 0.95 gibi oldukça yüksek bir determinasyon katsayısı ile belirlenen bu ilişki, H_L değerlerinden UCS değerlerinin mevcut veri gurubu için iyi tahmin performansı sergilediğini ortaya koymuştur. UCS ve H_L değerlerinin dağılımı incelendiğinde, T-1, T-2 ve I-2 gruplarına ait UCS ve H_L değerlerinin birbirine yakın olarak belirlendiğinden verilerin belirli aralıkta toplandığı gözlenmiştir. Çalışma kapsamında Eşitlik 2, UCS değerlerinin H_L değerlerinden tahmini için önerilmiştir.

$$UCS = 0.00004H_L^{2.2184} \quad (2)$$

6. SONUÇLAR

Bu çalışmada, kaya malzemelerin γ_d, n_A ve UCS değerlerinin tahmininde Leeb sertlik değerlerinin kullanılabilirliği incelenmiştir. Leeb sertlik cihazı kullanılarak kaya malzemelerin sertliği çok hızlı, pratik ve hassas olarak belirlenebilmektedir. Ayrıca cihazın çok hafif olması, laboratuvar ve arazide kullanılabilmesi, sertlik değerinin diğer yöntemlere göre daha geniş bir aralıkta belirlenmesi gibi özellikler H_L değerinin mühendislik amaçları doğrultusunda kullanımının yaygınlaşmasındaki önemli etkenlerdir.

Çalışma kapsamında, ikişer tür ignimbirit, traverten ve ayrıca nefelin siyenit kaya grupları incelenmiş ve yüksek determinasyon katsayılarıyla belirlenen tahmin eşitlikleri önerilmiştir. Çalışmanın konusunu oluşturan Leeb sertliği değerlerinin aynı tür kaya malzemeleri için farklılık gösterdiği belirlenmiştir. Bunun sebebi petrografik tanımlamaları aynı olan kayaçların mineralojik, dokusal ve kimyasal özellikler bakımından farklılık göstermesi olarak değerlendirilmiştir. Deneysel kaya mekaniğinde Leeb sertliğinin farklı amaçlar için kullanımı, sahip olduğu avantajlar nedeniyle önerilmektedir.

Çalışma kapsamında örnek hacmi ile H_L arasında sunulan ilişkilerde, hacim artışına bağlı olarak H_L'nin de bir miktar artabileceği gibi bir ön bulgu elde edilmiş ve bu doğrultuda örnek boyutu düzeltmesinin bir araştırma potansiyeli sunduğu sonucuna ulaşılmıştır. Leeb sertliğinin özellikle zayıf kayalar üzerinde başarı ile kullanılabileceği bu çalışma ile ortaya konmuştur. Daha çok kaya grubu kullanılmasıyla daha yaygın kullanıma sahip eşitlikler önerilebilecektir.

7. KATKI BELİRTME

Bu çalışmada kullanılan sertlik ölçüm cihazı Pamukkale Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Koordinasyon Birimi tarafından desteklenen 2018KRM002-392 nolu proje kapsamında temin edilmiştir. Yazarlar, bu destek için ilgili birime teşekkürlerini sunarlar.

8. KAYNAKLAR

Aoki, H., Matsukura, Y., 2008. Estimating the unconfined compressive strength of intact rocks from Equotip hardness. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 67 (1), 23–29.

Coombes, M.A., Feal-Pérez, A., Naylor, L.A., Wilhelm, K., 2013. A non-destructive tool for detecting changes in the hardness of engineering materials: Application of the Equotip durometer in the coastal zone. Engineering Geology, 167, 14-19.

Corkum, A.G., Asiri, Y., El Naggar, H., Kinakin, D., 2018. The Leeb hardness test for rock: An updated methodology and UCS correlation. Rock Mechanics and Rock Engineering, 51, 665-675.

Çelik, S.B., Çobanoğlu, İ., Koralay, T., 2019a. Travertenin Fiziko-Mekanik Özelliklerinin Belirlenmesinde Leeb Sertlik Ölçütünün Kullanımının Araştırılması. Türkiye 26. Uluslararası Madencilik Sergisi ve Kongresi Bildiriler Kitabı, 16-19 Nisan 2019, Antalya, 1434-1445.

Çelik, S.B., Çobanoğlu, İ., 2019b. Comparative investigation of Shore, Schmidt, and Leeb hardness tests in the characterization of rock materials. Environ Earth Sci 78:554.

Daniels, G., McPhe, C.A., Sorrentino, Y.C., McCurdy, P., 2012. Nondestructive strength index testing applications for sand failure evaluation. In: SPE Asia Pacific Oil and Gas Conference and Exhibition, Society of Petroleum Engineers, pp.12.

Demirdağ, S., Şengün, N., Uğur, İ., Altındağ, R., 2018. Estimating the uniaxial compressive strength of rocks with Schmidt rebound hardness by considering the sample size. Arabian Journal of Geosciences, 11, 502.

Güneş Yılmaz, N., Tumaç, D., Göktan, R.M., 2015. Rock cuttability assessment using the concept of hybrid dynamic hardness (HDH). Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 74, 1363-1374.

Güneş Yılmaz, N., Göktan, R.M., 2018. Comparison and combination of two NDT methods with implications for compressive strength evaluation of selected masonry and building stones. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, https://doi.org/10.1007/s10064-018-1382-7.

Güneş Yılmaz, N., 2013. The influence of testing procedures on uniaxial compressive strength prediction of carbonate rocks from Equotip hardness tester (EHT) and proposal of a new testing

methodology: Hybrid dynamic hardness (HDH). Rock Mechanics and Rock Engineering, 46 (1), 95-106.

Hack, H.R., Hingira, J., Verwaal, W., 1993. Determination of discontinuity wall strength by Equotip and ball rebound tests. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 30 (2), 151–155.

Hucka, V., 1965. A rapid method of determining the strength of rocks in situ. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 2, 127-134.

ISRM, 2007. The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 1974–2006. In: Ulusay R, Hudson JA (eds) Suggested methods prepared by the commission on testing methods, ISRM, Compilation arranged by the ISRM Turkish National Group, 628p.

Karakul, H., 2017. Investigation of saturation effect on the relationship between compressive strength and Schmidt hammer rebound. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 76, 1143–1152.

Kawasaki, S., Tanimoto, C., Koizumi, K., Ishikawa, M., 2002. An attempt to estimate mechanical properties of rocks using the Equotip hardness tester. Journal of the Japanese Society of Engineering Geology, 43 (4), 244–248.

Kompatscher, M., 2004. Equotip—rebound hardness testing after D. Leeb. In: Conference on hardness measurements theory and application in laboratories and industries, 66–72.

Lee, J.S., Smallwood, L., Morgan, E., 2014. New application of rebound hardness numbers to generate logging of unconfined compressive strength in laminated shale formations. In: 48th US rock mechanics - geomechanics Symposium, 2, 972–978.

Leeb, D., 1979. Dynamic hardness testing of metallic materials. Non Destructive Testing International, 12 (6), 274-278.

Meulenkamp, F., Grima, M.A., 1999. Application of neural networks for the prediction of the unconfined compressive strength (UCS) from Equotip hardness. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 36 (1), 29–39.

Mol, L., 2014. Measuring rock hardness in the field, Geomorphological Techniques. Chapter: 1(3,2), 8p.

Shalabi, F.I., Cording, E.J., Al-Hattamleh, O.H., 2007. Estimation of rock engineering properties using hardness tests. Engineering Geology, 90 (3), 138-147.

Su, O., Momayez, M., 2017. Correlation between Equotip hardness index, mechanical properties and drillability of rocks. Dokuz Eylul University Journal of Science and Engineering, 19 (56), 519-531.

Verwaal, W., Mulder, A., 1993. Estimating rock strength with the Equotip hardness tester. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 30 (6), 659–662.

Viles, H., Goudie, A., Grab, S., Lalley, J., 2011. The use of the Schmidt Hammer and Equotip for rock hardness assessment in geomorphology and heritage science: a comparative analysis. Earth Surface Processes and Landforms, 36 (3), 320–333.

Endüstriyel Bir Alandaki Turba Çökelinin Sahadaki Uzun Süreli Oturmasının Tahmini İçin Bir Yaklaşım

An Approach for the Estimation of the In-situ Long-term Settlement of a Peat Deposit at an Industrial Area

Nazlı TUNAR ÖZCAN[1,*], Reşat ULUSAY[1], Nihat Sinan IŞIK[2]

[1]*Hacettepe Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Beytepe, Ankara*
[2]*Gazi Üniversitesi, Teknoloji Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Beşevler, Ankara*
*(*ntunar@hacettepe.edu.tr)*

ÖZ: Turba zeminlerde karşılaşılan en önemli mühendislik sorunlarından biri de aşırı oturma olup, turba üzerinde inşa edilmiş yapılarda hasara neden olmaktadır. Kayseri'de hızla gelişen Serbest Bölge (KAYSER); turbalık bir alan üzerinde kurulmuş olup, oturma sorununun geliştiği yerlerden biridir. Bu sorun dikkate alınarak bu çalışmada, KAYSER'deki turba zeminin sıkışabilirlik ve oturma karakteristiklerinin araştırılması ve sahada gerçekleşecek oturma miktarının tahmin edilmesine yönelik bir yaklaşımın önerilmesi amaçlanmıştır. Bu amaçla; sondaj, gözlem çukuru ve jeofizik gibi yöntemlerden yararlanılarak veri toplanmış, laboratuvarda konsolidasyon deneyleri yapılmış ve ayrıca sahada turba üzerinde inşa edilen bir yükleme platformunda uzun süreli oturma ölçümleri alınarak geriye dönük oturma analizleri gerçekleştirilmiştir. İncelenen turba, 54 kPa'dan düşük normal gerilmeler altında 1 dakikadan daha kısa sürede birincil konsolidasyonunu tamamlamakta ve ikincil sıkışma indisleri ise zamanla doğrusal olmayan şekilde artmaktadır. Laboratuvar deneylerinden belirlenen konsolidasyon parametrelerinin yeniden değerlendirilip kullanılmasıyla yapılan geriye dönük analizlerden hesaplanan zamana bağlı oturma miktarları ile arazide ölçülen oturma miktarlarının uyumlu olduğu belirlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Turba, konsolidasyon, uzun-süreli oturma, geriye dönük analiz, izleme

ABSTRACT: *Excessive settlement is one of the most important engineering problems encountered in peaty soils and it causes damages to structures constructed on peat. The Kayseri Free Trade Zone (KAYSER), which fastly developes, was built on a peatland and is one of the sites where settlement problem has been faced. By considering this problem, in this study, it is aimed to investigate the compressibility and settlement characteristics of the peat deposit in the KAYSER area and to suggest an approach for the prediction of in-situ settlement of the peat. For this purpose, the necessary data were colected with the use of the methods such as boring, trial pit and geophysics, consolidation tests were carried out in laboratory and long-term settlement measurements were taken on a monitoring platform constructed in the field and back-analysis using this data were performed. The investigated peat completes its primary consolidation in less than 1 minute under a normal stresses lower than 54 kPa and its secondary compression indices increases non-linearly with time. It was also determined that there is an agreement between the amounts of time-dependent settlement, which were estimated from the back-analysis using the re-evaluated consolidation parameters obtained from the laboratory experiments, and the amount of measured in-situ settlement.*

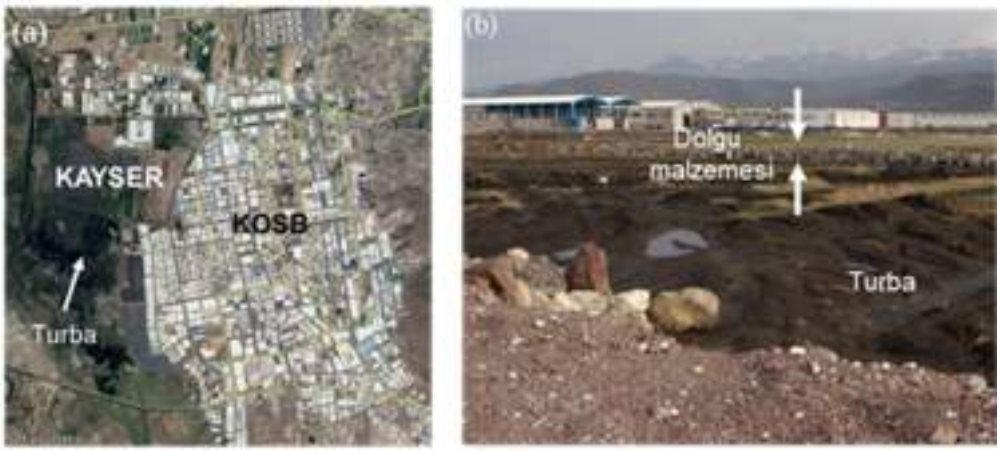
Keywords: *Peat, consolidation, long-term settlement, back-analysis, monitoring*

1. GİRİŞ

Turbalar; önemli miktarda organik madde içeriğine sahip bir zemin türü olup, çok düşük makaslama dayanımına, %500 ile 2000 arasında değişebilen su içeriğine ve ileri derecede sıkışabilme özelliğine sahip olmaları nedeniyle, aşırı oturma, şev duraysızlıkları ve zemin büyütmesi gibi önemli mühendislik sorunlarına neden olabilmektedirler. Kil, silt vd. gibi inorganik zeminlerin mühendislik özellikleri ve davranışları ile turba zeminlerin bu özellikleri arasındaki önemli farklılıklar nedeniyle, inorganik zeminlerle ilgili kazanılmış deneyimlerin ve geliştirilmiş kuram ve yöntemlerin turba zeminlere uygulanması çoğu kez yeterli olamamaktadır. Özellikle inorganik zeminler için uygulanan konsolidasyon karakteristiklerini belirleme ve oturma yaklaşımları turba zeminlere uygulandığında

uyumlu sonuçlar elde edilememekte ve turbalarda oturma miktarının ve hızının tahmin edilmesinde sorun yaşanmaktadır (Munro, 2004). Bazı araştırmacılar (Edil ve Dhowian, 1981; Candler ve Chartres, 1988; Fox vd., 1992; Sing vd., 2008); turba zeminlerin sıkışabilirliğinin birincil ve ikincil konsolidasyon ve üçüncül sıkışma olarak üç aşamada gerçekleştiğini belirtmişlerdir. Turba zeminlerde sıkışma sürecinin büyük bir kısmını ikincil konsolidasyon oluşturmaktadır (Gofar ve Sutejo, 2007). İnorganik zeminlerden farklı olarak, klasik konsolidasyon deneylerinden belirlenen sıkışma eğrilerinden, birincil konsolidasyon ve ikincil sıkışma süreçleri net bir şekilde ayırt edilememektedir (Robinson, 1997; Gofar, 2006). Bu hususları değerlendiren Gofar (2006), klasik odometre deneyinden Terzaghi'nin konsolidasyon teorisi kullanılarak belirlenen konsolidasyon parametrelerinin turbalar ile diğer organik zeminleri temsil etmediğini ve bunların kullanılmasıyla gerçek ikincil sıkışma değerlerinden daha düşük değerler hesaplandığını ifade etmiştir.

Kanada, Rusya, Malezya, Endonezya ve İrlanda gibi ülkelerdeki kadar yaygın olmamakla birlikte, ülkemizde de turba oluşumları mevcut olup, bunlar arasında en tipik alanlardan biri Kayseri'nin KB'sında yer alan Ambarköy ve civarıdır. Bu alanda Kayseri 1. Organize Sanayi Bölgesi (KOSB) ve Kayseri Serbest Bölgesi (KAYSER) gibi genelde içinde ağır makinelerin bulunduğu prefabrik yapıları kapsayan sanayi bölgeleri inşa edilmiştir (Şekil 1a-b). Bu yapılar, aşırı oturma sorunundan kaçınmak için yakın çevredeki volkanik birimin 1 m kalınlığında bir yaygı halinde turba zemin üzerine serilip sıkıştırılmasıyla oluşturulan malzemenin üzerinde inşa edilmiştir (Şekil 1b). Ancak bu yöntem oturma sorununa bir çözüm olmamış, her iki bölgede de bazı yapılarda oturma kökenli hasarlar ve deformasyonlar gözlenmiştir. Bu husus ve turba zeminlerin oturma davranışıyla ilgili bazı belirsizlikler dikkate alınarak bu çalışmada; KAYSER alanındaki turba zeminin sıkışabilirlik ve oturma karakteristiklerinin araştırılması ve bu sahada inşa edilecek bir izleme platformu aracalığıyla sahadaki oturmanın izlenip değerlendirilmesi ve saha ile laboratuvarda alınan ölçümler karşılaştırılarak sahada gerçekleşen oturma miktarının tahminine yönelik bir yaklaşımın önerilmesi amaçlanmıştır. Bu amaç doğrultusunda yapılmış olan arazi ve laboratuvar çalışmaları ile önerilen yaklaşıma ilişkin değerlendirmeler aşağıdaki bölümlerde sunulmuştur.



Şekil 1. (a) KAYSER ve KOSB'un konumları (Google Earth, 2019), (b) KOSB'de turba ve dolgudan bir görünüm (Ulusay vd., 2010).

2. SAHA ÇALIŞMALARI

2.1. İncelenen Turbanın Karakterizasyonu

Bu çalışmada; KAYSER alanında yapıların bulunmadığı yerlerin konumlarına ve KAYSER yetkililerinden alınan izne bağlı olarak, 1.4 ile 3 m arasında değişen derinliklerde 11 adet araştırma çukuru (AÇ; Şekil 2) açılmış olup, yaklaşık ilk 0.5 m derinliğe kadar siltli-killi toprak, bunun altında ise turba gözlenmiştir. Turba seviyesi içinde kalınlıkları 5-20 cm arasında değişen kil bantları bulunmaktadır. Araştırma çukurlarında yüzeyden yaklaşık 1-1.5 m derinliğe kadar kamış, bitki kökleri

ve iri lifler içeren turba, alt seviyelerde ise daha ince lifli ve amorf turba gözlenmektedir (Şekil 3). Ayrıca derinlikleri 5.3-7.7 m arasında değişen toplam 7 zemin sondajı (SK, Şekil 2) da yapılmış olup, turbanın 6-7 m derinliğe kadar devam ettiği ve altında siltli killi bir seviyenin bulunduğu izlenmiştir. Laboratuvar deneyleri için turbadan ve kilden yeterli nitelik ve nicelikte örnekler de alınmıştır. Bu çalışmada yararlanılmak üzere gerçekleşitirilen jeofizik çalışmasına (Başokur vd., 2014) göre; turba seviyesinde özdirenç değerleri 0.2-0.8 Ωm arasında değişirken, makaslama dalgası hızının 35-60 m/s arasında değiştiği, turbanın altındaki siltli kilde ise 110 m/s'ye kadar arttığı belirlenmiştir. Sondajlarda gözlenen turba kalınlıkları jeofizik ölçümlerle de teyyit edilmiştir.

Şekil 2. Araştırma yöntemlerinin uygulandığı yerler.

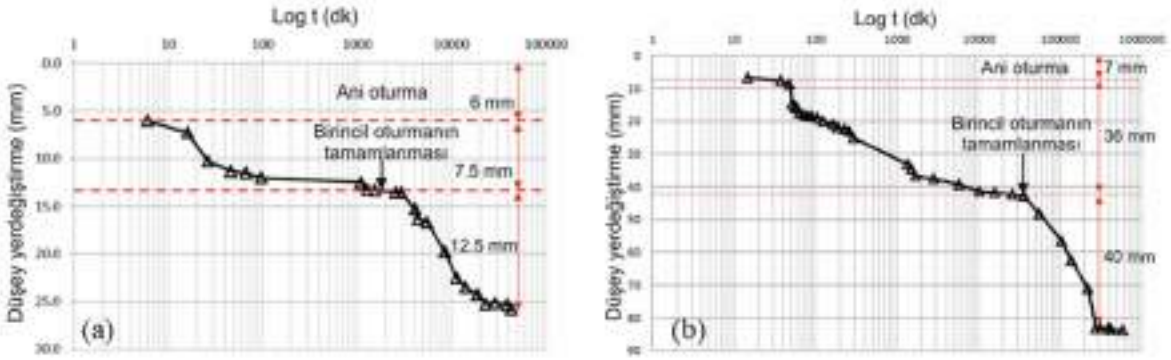
Şekil 3. Lifli ve amorf turbalar.

2.2. İzleme Platformunun İnşası ve İzleme Çalışması

İnceleme alanındaki turba zeminin sıkışma davranışının değerlendirilmesi ve zamana bağlı oturma miktarının tahmin edilmesi amacıyla SK-5 sondajı ve AÇ-10 araştırma çukuru arasında (Şekil 2) turba üzerinde bir izleme platformu inşa edilerek, bu platformun altındaki turbada gerçekleşen oturma miktarları belirli zaman aralıklarında ölçülmüştür. İzleme platformunun kaya bloklarıyla yüklendiğinde zemine eşit olarak yük dağıtabilmesi amacıyla; turba zemin üzerine yaklaşık 8 cm'lik granüler bir dolgu malzemesi serilmiş ve bunun üzerine toplam uzunluğu yaklaşık 151.6 m olan 14 mm çapında demirler kullanılarak betonarme bir platform imal edilmiştir (Şekil 4a). Boyutları 2.45 x 2.80 x 0.42 m olan platformun zemine uyguladığı gerilme 9.85 kPa olarak hesaplanmıştır. Beton dökümünden önce ve hemen sonra, platformun 4 köşesine sabitlenen demir çubuklardan "Leica TC 705 Total Station" kullanılarak oturma ölçümleri alınmaya başlanmıştır. Betonun tam olarak donması için 28 gün beklenmiş olup, daha sonra bu platformun üzerine toplam ağırlığı yaklaşık 17 ton olan dikdörtgen prizması şeklinde iki adet kaya bloğu vinç yardımıyla yerleştirilmiştir (Şekil 4b-c). Bu bloklarla birlikte platformun zemine uyguladığı gerilme 34.12 kPa olarak hesaplanmıştır.

Şekil 4. İzleme platformunun inşa aşamaları: (a) temel kalıp inşası, (b) kaya bloklarının platforma yerleştirilmesi ve (c) oturma miktarının ölçümü.

18.02.2014 ve 7.05.2015 tarihleri arasında geçen 443 günde 6.3 m kalınlığındaki turba zeminde toplam oturma 109 mm olarak ölçülmüş olup, zamana bağlı oturma miktarları Şekil 5'te verilmiştir. Ayrıntısına ileride değinilecek olan gözenek suyu basıncı verisine göre, platformun altındaki turba zeminde kaya blokları yülenmeden (9.85 kPa) önce ve yüklendikten sonra birincil konsolidasyonun sırasıyla 1973 ve 34854 dakikada tamamlandığı hesaplanmıştır. Birincil konsolidasyonun tamamlanma süresi dikkate alınarak yapılan değerlendirmelerde, yalnızca platformun yükü altında 28 günlük sürede gerçekleşen 26 mm'lik toplam oturmanın yaklaşık 6 mm'sinin ani, 7.5 mm'sinin birincil ve 12.5 mm'sinin ise ikincil oturmaya ait olduğu düşünülmektedir (Şekil 5a). Platformun bloklarla yüklenmesinden (34.12 kPa) sonraki toplam 83 mm'lik oturmanın ise 7 mm'si ani, 36 mm'si birincil ve 40 mm'si ise ikincil oturma olarak tahmin edilmiştir (Şekil 5b).



Şekil 5. İzleme platformunda alınan ölçümlere göre oturma-zaman (log) grafikleri:
(a) ilk 28 günde ve (b) kaya bloklarının yerleştirilmesinden sonra.

3. LABORATUVAR DENEYLERİ

133 adet turba örneğinde tayin edilen su içerikleri sığdan (%71.7-178.2) derine doğru gidildikçe artış (%135.5-376) göstermekte, ancak killi birime geçildiğinde ani şekilde azalmaktadır. Turbada birim hacim ağırlıklar ise 9.0 ile 12.6 kN/m^3 arasında olup, ortalama 10.5 kN/m^3 olarak belirlenmiştir. KAYSER'deki turbaların ortalama özgül ağırlıkları 1.48-2.11, likit limitleri %103.9 ile 204.5, organik madde içerikleri ise ağırlıkça %23.0-%58.9 arasında değişmektedir.

14 adet turba ve 2 adet siltli killi zemin örneği üzerinde klasik odometre kullanılarak yapılan konsolidasyon deneyleri 3 kPa'dan 1900 kPa'a kadar değişen normal gerilmeler altında gerçekleştirilmiş ve her gerilme aşaması bir önceki gerilme değerinin 1.5-2 katı kadar arttırılmıştır. Turba zeminlerde ikincil oturmanın tahmin edilebilmesi ve uzun süreli oturma davranışının izlenebilmesi amacıyla sondajlardan alınan bir örnek 24 kPa'lık yük altında 8 gün boyunca konsolide edilmiştir. Deformasyonların yaklaşık 2500 dakikadan sonra düzenli bir artış gösterdiği dikkate alınarak, yukarıda belirtilen normal gerilmeler altında tüm örnekler 48 saat boyunca konsolidasyona tabi tutulmuşlardır. Turba örnekleri için bu deneylerden tayin edilen bazı konsolidasyon parametrelerinin değişim aralıkları Çizelge 1'de verilmiştir.

Çizelge 1. Turba örneklerinin bazı konsolidasyon parametrelerinin değişim aralıkları.

Örnekleme Derinliği (m)	Normal gerilme aralığı (kPa)	C_c	C_s	e	OCR
1-5.5	3-1900	0.0000-7.3034	0.0025-0.8904	0.6880-16.1355	0.3-18.2

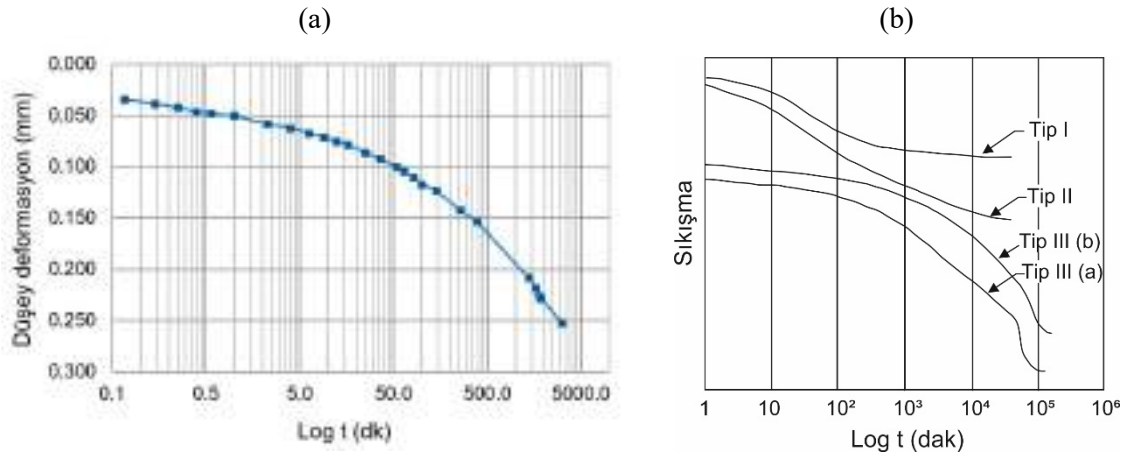
Cc: Birincil sıkışma indisi, Cs: Şişme indisi, e: Boşluk oranı, OCR: Aşırı konsolidasyon oranı.

İncelenen turbanın sıkışma-log zaman grafiklerine (Şekil 6a) göre, bu turba Şekil 6.b'de verilen sıkışma-zaman eğrilerinden Tip III türüne ait davranışı sergilemektedir. Klasik konsolidasyon eğrilerine benzememeleri nedeniyle bu eğrilerden C_v, C_α, t_{50} ve t_{90} gibi konsolidasyon parametrelerinin belirlenmesinde güçlükler söz konusudur. Turba zeminlerin sıkışma davranışının değerlendirilmesinde kullanılacak olan bu parametrelerin doğru bir şekilde belirlenebilmesi için konsolidasyon deneyleri sırasında gözenek suyu basıncı ölçümü yapılması önem taşımaktadır. Ancak bu çalışmada

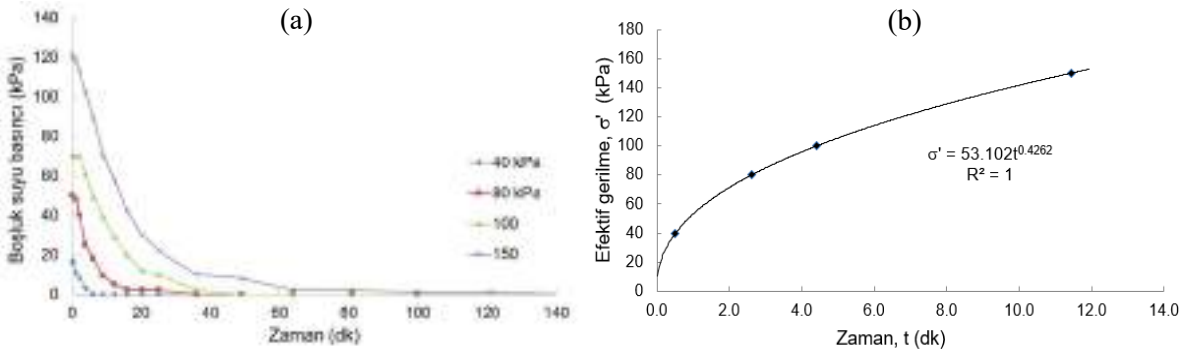
konsolidasyon deneyleri sırasında gözenek suyu basıncını ölçebilecek bir düzeneğin bulunmaması nedeniyle gözenek suyu basıncı ölçülememiştir. Bu eksikliğin giderilmesi amacıyla, diğer örnekleri temsil edici özellikte olan 35 mm çapında 70 mm boyundaki bir turba örneğinin 40 kPa, 80 kPa, 100 kPa ve 150 kPa'lık efektif gerilmeler altında gözenek suyu basıncı değişimleri üç eksenli deney hücresinde ölçülmüş (Şekil 7a) ve gözenek suyu basınçlarının bu gerilmelerde sırasıyla 6.25, 36, 49 ve 144 dakikada sönümlendiği ve bu gerilme düzeyleri ile gözenek suyu basıncı sönümlenme süreleri arasında eğrisel bir ilişkinin olduğu saptanmıştır. Bu örneğin boyunun 70 mm, konsolidasyon deneyi örnek boylarının ise 20 mm olması nedeniyle deney sonucunda belirlenen gözenek suyu basıncı sönümlenme zamanları konsolidasyon deney örneğinin drenaj boyuna göre,

$$C_v=(T_v \times H2)/t \quad (1)$$

eşitliği (T_v: Zaman faktörü, U: Konsolidasyon yüzdesi %99 iken T_v=1.781, H: Drenaj boyu, mm, t: Gözenek suyu basıncı sönümlenme zamanı, dakika) kullanılarak yeniden hesaplanmıştır (Şekil 7b). Bu ilişki değerlendirildiğinde, 54 kPa'dan daha düşük gerilmeler altında gözenek suyu basıncının 1 dakikadan kısa bir sürede sönümlendiği anlaşılmaktadır.



Şekil 6. (a) Oturma-log zaman eğrisi (SK5-UD3 örneği), (b) Leonards ve Griault (1961)'a göre konsolidasyon deneylerinden belirlenen sıkışma-zaman eğrileri



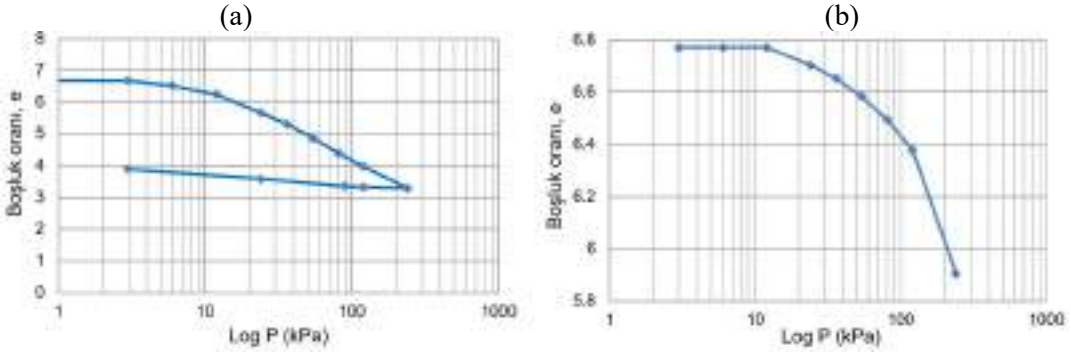
Şekil 7. (a) 3-eksenli deney hücresinde ölçülen "gözenek suyu basıncı-zaman" ve (b) konsolidasyon deneyleri için belirlenen "gerilme-gözenek suyu basıncı sönümlenme" ilişkileri.

4. SAHADAKİ OTURMANIN TAHMİNİNE YÖNELİK YAKLAŞIM

İncelenen turbanın oturma davranışının değerlendirilmesi amacıyla, bu turbaya ait laboratuvar verisi ve SETTLE 3D (Rocscience, 2010) programı kullanılarak geriye dönük oturma analizleri yapılmış ve sonuçlar arazide inşa edilen izleme platformunda ölçülen oturma miktarları ile karşılaştırılmıştır. Analizler sonucunda, konsolidasyon parametrelerinin ortalama değerlerinin belirlendiği gerilme

aralığının izleme platformunun zemine aktardığı gerilme aralığından daha büyük olması nedeniyle izleme platformunda ölçülen oturma miktarlarından daha büyük oturmalar hesaplanmıştır. İzleme platformunda ölçülen oturma miktarının doğru olarak tahmin edilebilmesi amacıyla konsolidasyon deneylerinde tayin edilen bazı parametreler (C_c, C_α , OCR) yeniden düzenlenmiştir.

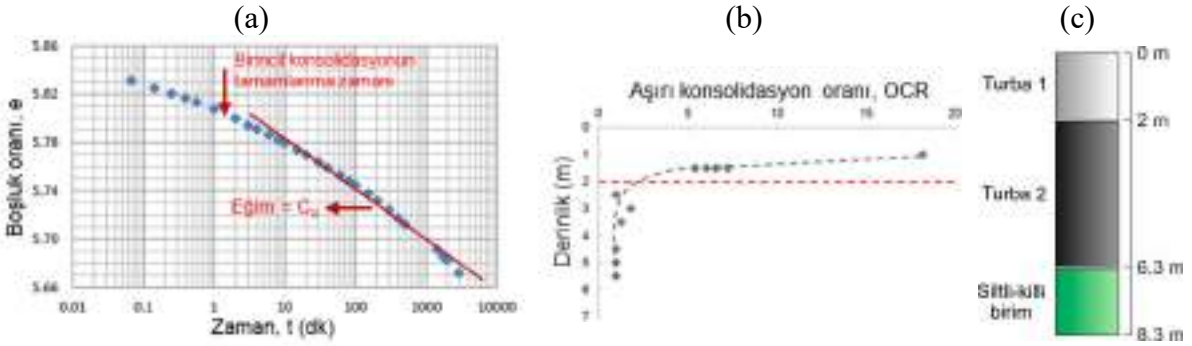
İlksel sıkışma indisi C_c, konsolidasyon deneyleri sonucunda elde edilen e-logP grafiklerinde bakir sıkışma eğrisinin eğiminden hesaplanmaktadır. Turba zeminlerin ilksel konsolidasyonunun çok kısa sürede tamamlanması nedeniyle, bu zeminlere ilişkin e-logP eğrilerinden belirlenen C_c ikincil sıkışmanın da bir kısmını içermekte ve birincil oturma miktarlarının olduğundan fazla hesaplanmasına yol açmaktadır. Bu nedenle, her gerilme seviyesi için gözenek suyu basıncı ölçümlerinden belirlenmiş olan birincil oturmanın tamamlandığı zamana kadar olan gerilme seviyesinde örnek boyunda meydana gelen değişimler dikkate alınarak boşluk oranları tekrar hesaplanmış ve incelenen turbaların e-LogP eğrileri yeniden düzenlenmiştir (Şekil 8b). Arazide inşa edilen izleme platformunun zemine aktardığı en büyük gerilme (34 kPa) ortalama C_c'nin belirlendiği aralıktan daha düşük gerilme değerine sahiptir. Bu husus dikkate alınarak, analizlerde kullanılan C_c değeri platformun zemine aktardığı yük aralığındaki e-logP eğrisinin eğiminden hesaplanmıştır.



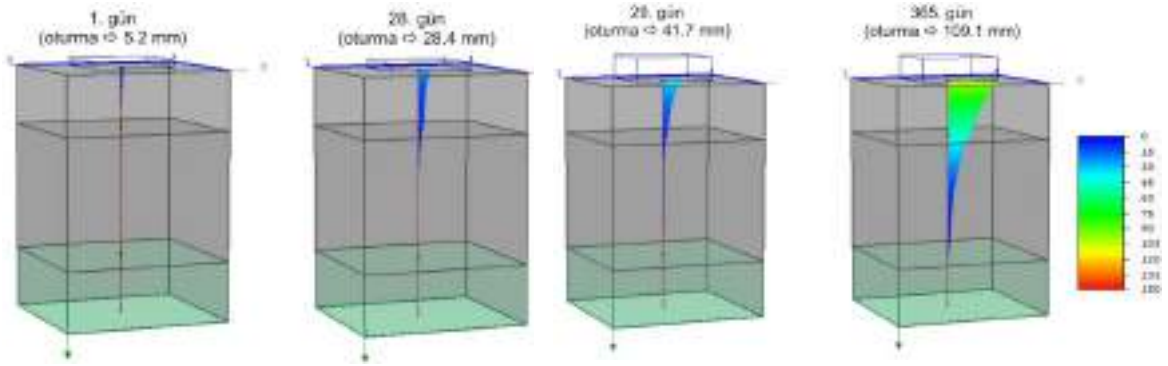
Şekil 8. (a) Laboratuvar deneylerinden elde edilmiş ve (b) yeniden düzenlenmiş e-LogP eğrileri (örnek No. SK5-UD3)

İkincil Sıkışma İndisi (C_α), birincil sıkışmanın tamamlanmasından sonraki boşluk oranı-zaman (log), ya da boy kısalması-zaman (log) eğrisinin eğiminden hesaplanmaktadır. Ancak turba zeminler için yapılan konsolidasyon deneylerinde Tip III türünde sıkışma-zaman eğrileri elde edildiği için, C_α bu şekilde hesaplanamamaktadır. Bu nedenle C_α, turbaların gözenek suyu basınçlarının ölçülmesiyle belirlenen birincil oturmanın tamamlanma süreleri dikkate alınarak boşluk oranı–zaman (log) grafiklerinden bu süreden sonra devam eden eğrinin ortalama eğiminin hesaplanmasıyla belirlenmiştir (Şekil 9a). Konsolidasyon deneylerinden her örnek için ayrı ayrı hesaplanan aşırı konsolidasyon oranları (OCR) incelendiğinde, incelenen turba zeminlerin yaklaşık 2 m derinliğe kadar aşırı konsolide, daha sonra derinliğin artmasıyla normal konsolide zemin oldukları Şekil 9b'de görülmektedir. OCR ve C_c gibi parametrelerin derinlikle değişmesi ve arazi gözlemleri de göz önünde bulundurularak, analiz sırasında kullanılacak olan zemin profili "Turba 1", "Turba 2" ve "Siltli-killi birim" olmak üzere 3 seviyeye ayrılmıştır (Şekil 9c).

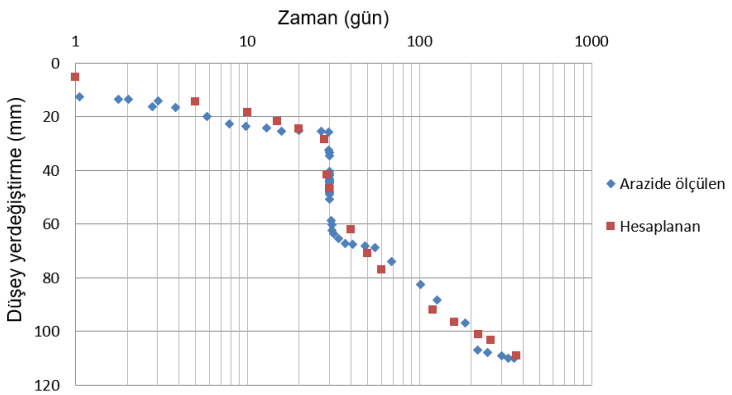
Belirlenen zemin profili ve yeniden düzenlenen konsolidasyon parametreleri (e_0, C_c, C_α , OCR, k) kullanılarak SETTLE 3D programında geriye dönük oturma analizi yapılmıştır. Arazi gözlemleri ve laboratuvar deneylerine göre turba zeminin hemen hemen her seviyesinin suya doygun olması nedeniyle analiz sırasında yeraltısuyu seviyesi yeryüzünde kabul edilmiş ve sadece Turba 1 seviyesinde (Şekil 9c) ani oturmanın gerçekleşmesine izin verilmiştir. Geriye dönük analizde, yalnızca izleme platformunun neden olduğu gerilme (9.85 kPa) altında ve platformun kaya bloklarıyla yüklenmesinden sonra (34.12 kPa) turba zeminde meydana gelebilecek oturmalar doğrusal olmayan zemin modeli ve standart ikincil sıkışma yöntemi seçilerek zamana bağlı olarak hesaplanmıştır (Şekil 10). Buna göre, platformun inşasından itibaren geçen 365 günde toplam 109.1 mm'lik oturma hesaplanmıştır. Hesaplanan oturma ve izleme platformunda ölçülen oturma miktarlarının oldukça benzediği Şekl 11'den görülmektedir.



Şekil 9. (a) 66 kPa normal gerilme altındaki sıkışma-zaman eğrisinden ikincil sıkışma indisinin hesaplanması, (b) OCR'nin derinlikle değişimi, (c) oturma analizlerinde kullanılan zemin profili.



Şekil 10. İzleme platformundan aktarılan gerilmeler altında turba zeminde hesaplanan oturmalar.



Şekil 11. Ölçülen ve geriye dönük analizden hesaplanan oturmaların karşılaştırılması.

5. SONUÇLAR

KAYSER alanındaki turbalarının sıkışabilirlik ve oturma karakteristiklerinin değerlendirilmesinin ve sahada gerçekleşecek oturma miktarının tahmin edilmesine yönelik bir yaklaşımın önerilmesinin amaçlandığı bu çalışmadan elde edilen başlıca sonuçlar aşağıda verilmiştir.

İncelenen turbalar; Tip III türü sıkışma-zaman davranışı göstermekte olup, 54 kPa'a kadar olan normal gerilmeler altında 1 dakikadan daha kısa sürede birincil konsolidasyon sürecini tamamlamakta ve ikincil sıkışma indisleri zamanla doğrusal olmayan şekilde artmaktadır. Bu nedenle, 24 saatlik konsolidasyon deneylerinden elde edilen ortalama ikincil sıkışma indisinin kullanılmasıyla tahmin edilen oturmalar gerçekte meydana gelebilecek oturma miktarından daha düşük olarak hesaplanmaktadır. Laboratuvar

deneylerinden belirlenen ortalama konsolidasyon parametreleri kullanılarak yapılan geriye dönük analizde, bu parametrelerin ortalama değerlerinin belirlendiği gerilme aralığının izleme platformunun zemine aktardığı gerilmeden daha büyük olması nedeniyle platformda ölçülen oturma olduğundan daha büyük olarak hesaplanmıştır. İzleme platformundaki oturma miktarının sağlıklı şekilde tahmin edilebilmesi için bazı konsolidasyon parametrelerinin yeniden düzenlenlenip kullanılmasıyla yapılan geriye dönük analizlerden hesaplanan zamana bağlı oturma miktarları ile arazide platformda ölçülen oturma miktarlarının uyumlu olduğu belirlenmiştir. Turba zeminlerin ikincil sıkışma indislerinin zamana bağlı olarak değişim göstermesi nedeniyle, bu zeminlerde meydana gelebilecek oturma miktarlarının gerçeğe en yakın şekilde tahmin edilebilmesi için konsolidasyon deneyleri sırasında gözenek suyu basınçlarının ölçülmesi ve her gerilme aşamasında örneklerin en az 48 saat süreyle konsolidasyona maruz bırakılması önerilir.

6. KATKI BELİRTME

Yazarlar; 013 D12 602 001-425 nolu proje kapsamında çalışmaya maddi destek sağlayan Hacettepe Üniversitesi BAP Koordinasyon Birimi'ne, saha çalışmalarında lojistik desteklerini esirgemeyen KAYSER ve KASKİ Genel Müdürlüklerine, deneysel çalışmalarda katkı sağlayan KGM Araştırma ve Geliştirme Dairesi Başkanı Sina Kiziroğlu'na, TMMOB JMO Kayseri İl Temsilciliği'ne teşekkürlerini sunarlar.

7. KAYNAKLAR

Basokur, A.T., Ulusay, R., Dikmen, Ü., Akça, T., Gündoğdu, Y., 2014. Determination of water content using multiple geophysics data groups and its geotechnical applications. Proje No. 118605500, Ankara Üniversitesi BAP Koor. Birimi, Ankara.

Candler, C.J., Chartres, F.R.D., 1988. Settlement and analysis of three trial embankments on soft peaty ground. Proc. 2nd Baltic Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tallinn, USSR, 1: pp. 268-272.

Edil, T.B., Dhowian, A.W., 1981 At-rest lateral pressure of peat soils. Journal of Geotechnical Engineering ASCE 107(2): 201–217.

Fox, P.J., Edil, T.B., Lan, L. T., 1992. C_a/C_c concept applied to compression of peat. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 118 (8): 1256-1263.

Gofar, N., 2006. Determination of coefficient of rate of horizontal consolidation of peat soil. Master Dissertation, Universiti Teknologi Malaysia, Malaysia.

Gofar, N., Sutejo, Y., 2007. Long term compression behavior of fibrous peat. Malaysian Journal of Civil Engineering 19 (2): 104-116.

Google earth, 2015. www.earth.google.com

Leonards, G.A., Girault, P., 1961. A study of the one-dimensional consolidation test. Proceedings of 9th ICSMFE, Paris, 1, pp. 116-130.

Munro, R., 2004. Dealing with bearing capacity problems on low volume roads constructed on peat. EU Project, Roadex II Northern Periphery Manual, Scotland.

Robinson, R.G., 1997. Determination of radial coefficient of consolidation by the inflection point method. Geotechnique, 47 (5): 1079-1081.

Rocscience, 2010. Settle 3D: Settlement and consolidation analysis. Rocscience Inc., Toronto, Canada.

Sing, W.L., Hashim, R., Ali, F.H., 2008. Compression rates of untreated and stabilized peat soils, The Electronic Journal of Geotechnical Engineering 13. Bundle F: 13.

Ulusay, R., Tuncay, E., Hasançebi, N., 2010. Geo-engineering properties and settlement of peaty soils at an industrial site (Turkey). Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 69: 397-410.

Van Fayı Civarındaki Kil Zeminlerin Mühendislik Özellikleri

Engineering Properties of Clay Soils near The Scarp of Van Thrust Fault

Ali ÖZVAN[1,*], Elif E. ÖZVAN[2], İsmail AKKAYA[3], Müge K. AKIN[4], Mutluhan AKIN[5]

[1]Van Yüzüncü Yıl Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Van
[2] Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana
[3]Van Yüzüncü Yıl Üniversitesi, Jeofizik Mühendisliği Bölümü, Van
[4]Abdullah Gül Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Kayseri
[5]Nevşehir Hacı Bektaş Veli Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Nevşehir
*(*aozvan@yyu.edu.tr)*

ÖZ: Bu çalışmada, Van Gölü doğusundaki sedimanter birimler içerisinde yer alan Pleistosen-Holosen yaşlı çökellerin mühendislik özellikleri ve bu özelliklerin jeolojik evrim ile ilişkisi araştırılmıştır. İnceleme alanındaki birimler, Van Gölü'nün geçmiş dönemlerdeki seviye değişimleri sonrasında çökelen eski göl ve akarsu sedimanlarından oluşmaktadır. Bu birimlerin zemin mekaniği özelliklerinin şekillenmesinde, Van Gölü su seviyesine bağlı düşey hidrolik ve sediman yükleri ile bölgedeki faylara bağlı gerilmeler etkili olmaktadır. Van Gölü'nün geçmişte bugünkü seviyesinden yaklaşık +110m daha yüksek seviyelere ulaştığı bilinmektedir. Van Gölü doğusundaki eski göl sedimanlarında yapılan jeoteknik araştırmalarda, özellikle 2011 Van Depremine neden olan Van Bindirme Fayı'nın civarındaki zeminlerin bazı mekanik özelliklerinin fay düzleminden uzaklaştıkça farklılaştığı belirlenmiştir. Özellikle, bindirme fayının taban bloğundaki zeminlerin daha yüksek mekanik özelliklere sahip olduğu gözlenmiştir. Bu sonuç, bindirme fay düzlemlerinin çevresindeki mekanik özelliklerin bindirme fayının tavan ve taban bloklarında farklı özelliklere sahip olabileceğini ve bu durumun jeoteknik çalışmalarda dikkate alınması gerektiğini göstermektedir.

Anahtar Kelimeler: Van Bindirme Fayı, kil, jeoteknik, göl çökelleri

ABSTRACT: *The engineering properties of the Pleistocene-Holocene sediments in the east of Lake Van and their relationship with the geological evolution were investigated in this study. The units consist of the old lake and stream sediments which were deposited after the changes in the previous levels of Lake Van. In the formation of soil mechanics properties of these units, overburden pressure, vertical hydraulics load related to the water level of Lake Van and the faults in the region are thought to be effective. It is known that Lake Van has risen a level higher than +110 m from its present level in the past. In the geotechnical surveys carried out in the old lake sediments in this study, it was determined that some mechanical properties of the soil near Van Bindirme Fault, which caused the Van earthquake of 2011, differed as they moved away from the fault plane. In particular, it has been observed that the soils in the footwall block of the thrust fault have higher mechanical properties. This result shows that the mechanical properties of the soils in the vicinity of the thrust fault planes may have different properties in the hanging wall and the footwall blocks of thrust faults, and this stuation should be taken into consideration in the geotechnical studies.*

Keywords: *Van Thrust Fault, clay soil, geotechnic, lacustrine sediments*

1. GİRİŞ

Türkiye'nin en büyük gölü olan Van Gölü, gerek oluşumu ve gerekse kimyasal özelliği bakımından farklı özelliklere sahiptir. Yaklaşık 790 bin yıl önce Van Gölü batısında yer alan Nemrut yanardağının püskürmesi sonucu oluşan volkanik ürünlerin Bitlis çayı vadisini doldurmasıyla Muş havzası ve Van havzası ayrı iki havza durumuna gelmişlerdir (Şaroğlu ve Güney, 1981). Kapalı havza konumuna gelen Van havzası sürekli olarak korunmuş ve Van Gölü'nü oluşturmuştur. Bu dönem içerisinde Van Gölü'nün su seviyesinde artış ve azalmalar meydana gelmiştir. Günümüzde denizden yüksekliği 1648 m olan Van Gölü, iklim değişimlerine bağlı olarak kısa dönemlerde 4-5m'lik seviye değişimlerine maruz kalabilmektedir. Fakat bu küçük seviye değişimlerinin dışında oluşumundan günümüze -250m ile +110m arasında değişen su seviyelerinin olduğu da bilinmektedir (Degens vd., 1978; Gürel, 1995;

Kadıoğlu, 1995). Bu değişim süreçleri boyunca farklı tane boyuna sahip göl ve akarsu sedimanlarının çökelmesi ile günümüzde özellikle Van Gölü'nün doğusunda ve kuzeyinde yüzeylenen eski göl ve akarsu birimleri oluşmuştur. Bu birimler göl suyu içerindeki kimyasal süreçlerin etkisiyle farklı mineralojik özellikler kazanmanın yanında, geçmiş jeolojik dönemler boyunca maruz kaldıkları düşey ve yanal gerilmeler ile farklı mühendislik özelliklerine de sahip olmuşlardır. Bu birimlerin mevcut mühendislik özelliklerinin oluşumunda, göl suyu seviye değişimlerinin etkisine bağlı farklı hidrolik yükler ve depolanan sedimanların düşey örtü yükü gerilmeleri ile bölgedeki faylara bağlı gerilmeler etkili olmuştur. Bu etkilerin en iyi incelenebildiği alan olan ve Van Bindirme Fayı'nın yüzey izinin gözlendiği Van Yüzüncü Yıl Üniversitesi kampüs sahası inceleme alanı olarak seçilmiştir (Şekil 1). Bu alan içerisinde farklı amaçlarla 100'den fazla zemin sondajı ve 30'dan fazla sismik ölçüm (kırılma, MASW) çalışmaları yapılmıştır (Şelçuk, 2003; Akın vd., 2015; Özvan ve Çetin, 2018). Tüm geçmiş çalışmaların verileri incelendiğinde özellikle ince taneli zeminlerin mekanik özelliklerinin Van Bindirme Fayı civarında farklı olduğu, ince taneli zeminlerde elde edilen Standart Penetrasyon (SPT-N_{60}) darbe sayılarının, kayma dalga hızı (V_s) değerlerinin ve yine killi zeminlerde yapılan konsolidasyon deneyinden elde edilen ön konsolidasyon basıncı ($P_{ön}$) değerlerinin fay düzleminden uzaklaştıkça azaldığı belirlenmiştir.

2. YÖNTEM

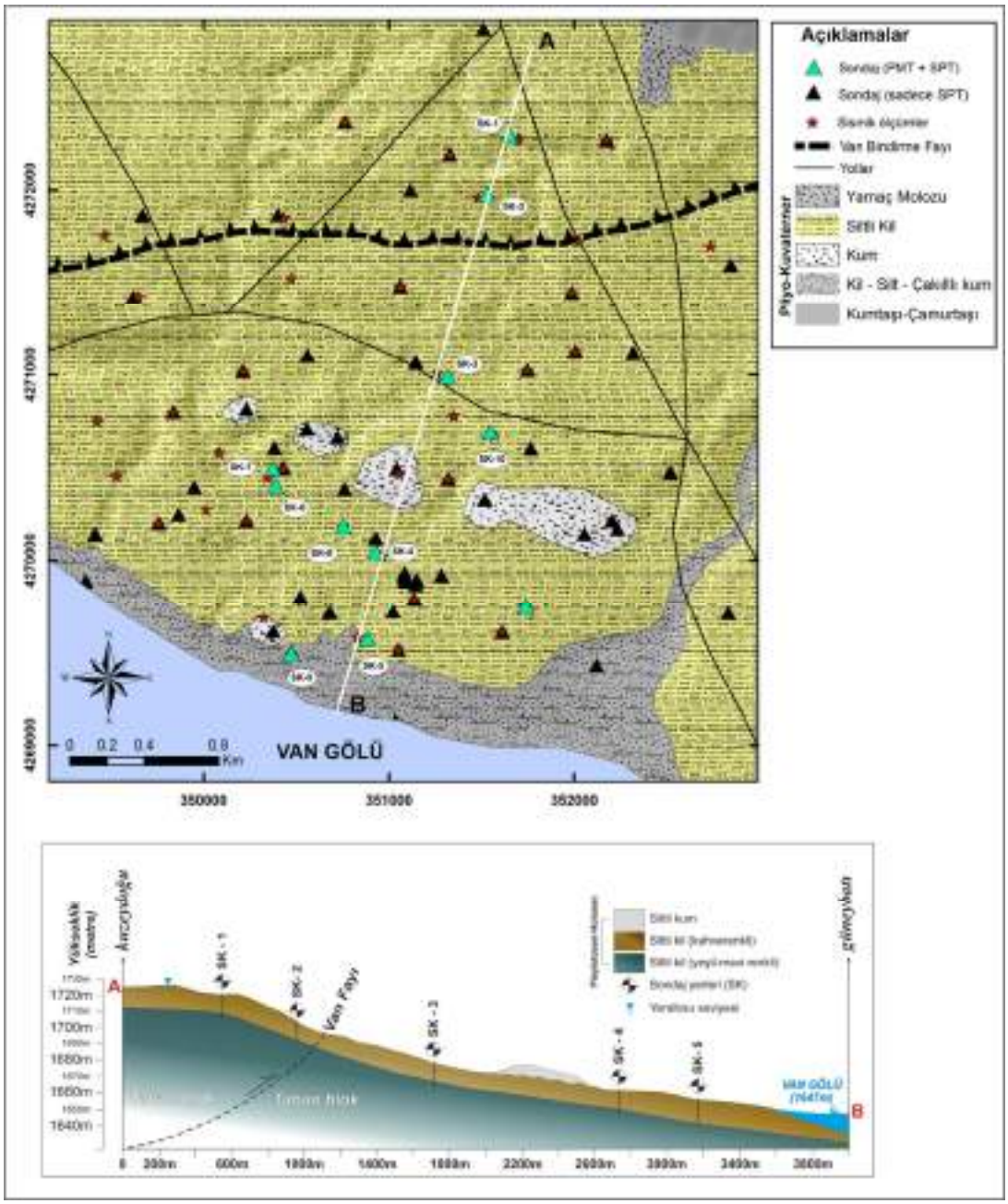
Bu çalışma arazi ve laboratuvar çalışmaları olmak üzere iki aşamada yürütülmüştür. Bu çalışmanın ana malzemesini kil zeminler oluşturmaktadır. İlk aşamada Van Yüzüncü Yıl Üniversitesi yerleşkesindeki tüm jeoteknik veriler değerlendirilmiştir (Şekil 1). Bu veriler içerisinde Standart Penetrasyon Testi, Presiyometre Testi, üç eksenli basınç testi, konsolidasyon testi ve indeks özelliklere ait tüm geçmiş çalışma verileri derlenmiştir. Bu değerlendirme sonucunda yerleşke alanının kuzeyinden geçen Van Bindirme Fayı civarındaki killi zeminlerin mekanik özelliklerinin fay düzleminden uzaklaştıkça değiştiği gözlenmiştir. Bu farklılığın nedenlerinin ortaya çıkarılması amacıyla Van Bindirme Fayını da içine alacak şekilde Van Gölü'ne doğru yaklaşık 3km'lik bir hat boyunca ek 5 adet sondaj yaptırılmış ve bu sondaj çalışmalarından elde edilen örselenmemiş zemin numuneleri (UD) üzerinde konsolidasyon testi yapılarak ön konsolidasyon basıncı değerleri Casagrande (1936) yöntemine göre belirlenmiştir (Şekil 2). Konsolidasyon testleri inceleme alanındaki kil seviyelerinin farklı derinliklerinden alınan toplam 31 adet numune üzerinde gerçekleştirilmiştir. Sonuç olarak elde edilen, düzeltilmiş SPT-N_{60}, V_s ve $P_{ön}$ değerleri jeolojik ortam ile ilişkilendirilmiştir.

3. BULGULAR

Van Gölü'nün doğu kıyısında yer alan Van Yüzüncü Yıl Üniversitesi yerleşkesi ve civarı eski göl ve akarsu çökelleri üzerinde yer almaktadır (Acarlar vd., 1993; Selçuk vd., 2002; Selçuk, 2003; Akın vd., 2013; Akkaya vd., 2015; Akın vd., 2015). Bu çökeller yanal ve düşeyde farklı özellikler göstermekte olup, Van Gölü'nün geçmiş dönemdeki seviye değişimlerine bağlı olarak depolanmış iri ve ince taneli zemin istiflerinden oluşmaktadır (Şekil 1). Bu birimler mineralojik olarak da farklılıklar göstermektedir (Kılıçer, 2009; Çiftçi, 2013). Gerek mineralojik, gerekse farklı çökelme özelliklerine sahip olan bu birimlerin yaklaşık 6km^2'lik bir alan içerisindeki mekanik özellikleri incelendiğinde de yanal ve düşeyde farklılıkların olduğu belirlenmiştir. Genel olarak ince taneli birimler siltli kil (CL) ve yüksek plastisiteye sahip kil (CH), iri taneli zeminler ise çakıllı siltli kum zemin sınıfındadır. İnceleme alanının geneline bakıldığında Van Gölü'ne yakın alanlarda çakıllı, siltli kum birimlerin olduğu tespit edilmiştir (Şekil 1). Killi zeminlerden alınan örselenmemiş numuneler üzerinde yapılan konsolidasyon deneylerinin sonuçları değerlendirildiğinde bu killi seviyelerin aşırı konsolide olduğu belirlenmiştir (Çizelge 1).

Çalışma alanında ilk 1.5 m ve 10 m derinlik için elde edilen SPT-N_{60} dağılım haritaları Şekil 2'de verilmiştir. İnceleme alanında yapılan düzeltilmiş SPT-N_{60} ile V_s değerleri (Şekil 3b) incelendiğinde, özellikle göle yakın alanlardaki iri taneli zeminlerde ve bindirme fayına yakın alanlardaki ince taneli zeminlerde bu değerlerin diğer alanlara göre daha yüksek değerlere sahip olduğu gözlenmiştir (Şekil 2). İri taneli birimlerdeki yüksek değerlerin sebebi, çakıllı seviyelerdeki SPT darbe ve V_s dalga hızı değerlerinin beklendiği gibi yüksek değerlere ulaşmasından kaynaklanmaktadır. Fakat ince taneli

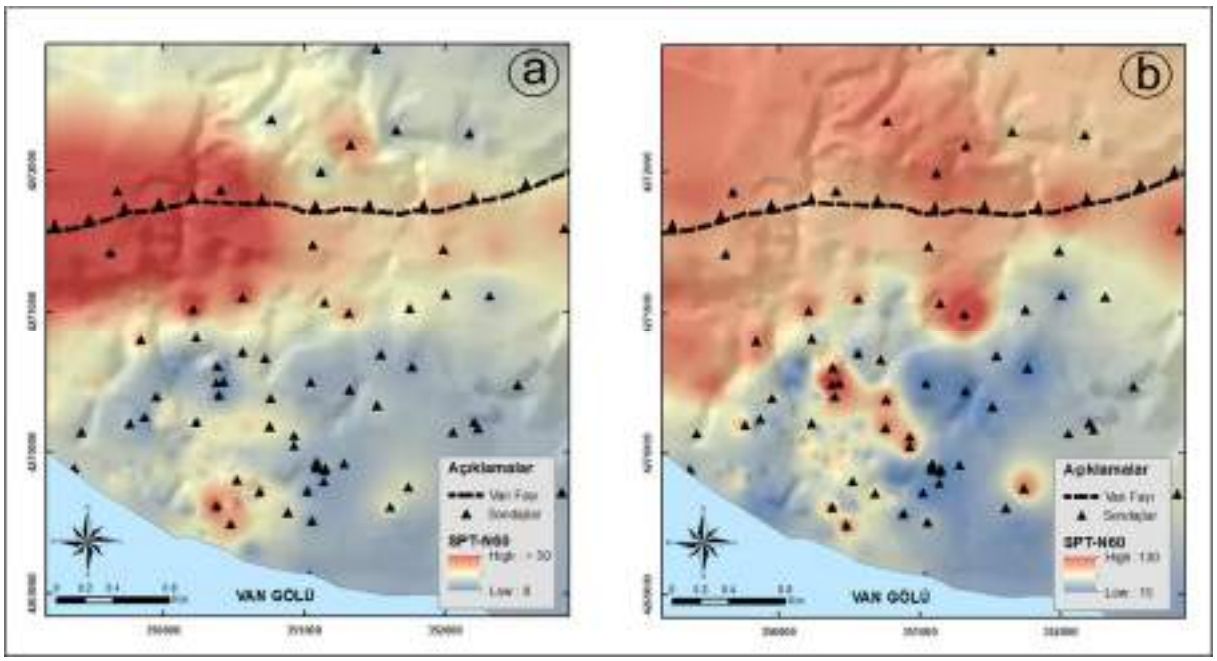
zeminlerin inceleme alanında göstermiş olduğu farklı mekanik özelliklerin jeolojik geçmiş ile ilişkisi olduğu tezi ortaya çıkmaktadır.



Şekil 1. Çalışma alanının jeolojisi ve ölçüm yerleri.

Çalışma alanı incelendiğinde bölgede geçmiş göl seviyelerinin oluşturduğu bir istif ve bu göl seviyelerinin bu çökeller üzerinde meydana getirdiği bir hidrolik yük olduğu bilinmektedir. İnceleme alanındaki birimler üzerinde önceki çalışmalarda da belirtildiği gibi Van Gölü seviyesinin şu anki seviyesinden (1646m) yaklaşık +110m daha yüksek seviyelere çıktığı bilinmektedir. Bu durumda göl su seviyesine bağlı oluşan hidrostatik basıncın göl çökelleri üzerinde yaklaşık olarak 1000 kPa'lık bir gerilme oluşturduğu söylenebilir. Güncel çökellerdeki geçmiş gerilme değerlerinin belirlenebilmesi, örselenmemiş (UD) kil zemin numuneleri üzerinde yapılan konsolidasyon deneyi ile mümkündür. Bu konuda Casagrande (1932; 1936) tarafından yapılan çalışmalarda zeminin bir hafızası olduğu ve bu hafızada saklanan gerilme değerinin ön konsolidasyon değeri ile belirlenebileceği belirtilmiştir. Önceki çalışmalar incelendiğinde inceleme alanında yaklaşık 20m derinliğe kadar SPT darbe sayılarının ve UD

numunelerinin alınabildiği, bu derinlik altında ise penetrasyon ve baskı ile ilerlemenin mümkün olmadığı belirlenmiştir (Selçuk, 2003; Akın vd., 2015). Bu durum ve ön konsolidasyon sonuçları karşılaştırıldığında, inceleme alanındaki ilk 20m'lik seviyeyi oluşturan birimlerin gölün daha sığ olduğu dönemlerde çökeldiğini göstermektedir.



Şekil 2. Çalışma alanında elde edilen SPT-N_{60} dağılım haritaları (a) ilk 1.5 m için, (b) 10 m için.

Bu çalışma kapsamında inceleme alanında bulunan birimlerin jeolojik geçmişi ve özellikle bu birimlerin mekanik değerleri üzerinde geçmişte ne tür jeolojik etkilerin olduğunun belirlenmesi amacıyla bir hat boyunca 5 adet jeoteknik amaçlı sondajın farklı derinliklerden alınan UD numuneleri incelenmiştir (Çizelge 1). İnceleme alanındaki killi seviyelerin farklı derinliklerinden alınan UD numuneleri üzerinde yapılan konsolidasyon deneyi sonrasında belirlenen ön konsolidasyon değerlerine bakıldığında, özellikle Van Gölü kıyısına yakın alanlarda, hidrolik yüke bağlı olarak $P_{ön}$ değerlerinin yüksek olması beklenirken tam aksine Van Gölü'nden uzak noktalarda, özellikle Van Bindirme Fayı'nın düzlemine yakın alanlarda daha yüksek $P_{ön}$ değerlerinin olduğu belirlenmiştir (Şekil 3a). Sonuçlar, fay düzlemine yaklaşıldığında bindirme fayının tavan ve taban bloklarında da farklı mekanik değerlerin olduğunu göstermektedir. Tavan blok üzerinde yapılan çalışmalarda, zemin içerisinde bindirme düzleminden dolayı deformasyon yapıları gözlenmiştir. SK-1 ve SK-2 noktalarındaki $P_{ön}$ değerlerine bakıldığında (1.38-2.20 kg/cm^2) bindirme fayının tavan bloğundaki gerilme rahatlamasına bağlı olarak taban bloktaki, özellikle SK-3 (Şekil 3a) noktasındaki (2.30-3.18 kg/cm^2), değerlerden daha düşük çıktığı belirlenmiştir.

Buna göre, inceleme alanındaki birimlerin mekanik özelliklerinin gelişiminde fay gerilmelerinin, çökel ve hidrolik gibi düşey gerilmelerden daha fazla etkili olduğu ortaya konmuştur. Van Gölü'nün en yüksek olduğu seviyeye ait hidrolik yüklerin daha çok 20m'den sonraki zeminleri etkilediği, yüzeye yakın seviyelerin ise gölün geri çekildiği dönemine ait çökellerden oluştuğu ve ön konsolidasyon basıncı, SPT-N_{60} ve V_s değerlerindeki değişimin (Şekil 3b) daha çok fayın sıkışmasından etkilendiği düşünülmektedir. İnceleme alanında eski göl çökelleri oluştuktan sonra bölgedeki yaklaşık kuzey-güney yönlü sıkışmaların etkisi ile oluşan bindirme fayı inceleme alanındaki birimlerin mekanik özelliklerine son halini kazandırmıştır. Ayrıca, bindirme türü bir fayın taban bloğunda, üzerleyen bloğun oluşturduğu gerilme nedeniyle, tavan bloğuna göre daha yüksek mekanik değerlerin elde edildiği ve mühendislik çalışmalarında istenmeyen fay gibi jeolojik bir yapının zemin üzerinde bazen olumlu bir etkiye neden olabileceği de ortaya çıkarılmıştır. Bindirme fayına bağlı taban blok üzerinde gözlenen bu gerilme artışı, zeminin taşıma gücü ve deformasyon özellikleri üzerinde de olumlu şekilde etkili olabileceği düşünülmelidir.

Çizelge 1. Elde edilen ön konsolidasyon basıncı ve Aşırı Konsolidasyon Oranı (AKO) değerleri

Örnek no	**SK**	**Derinlik (m)**	**Zemin Sınıfı**	**Efektif Gerilme Pv' (kg/cm²)**	**Ön Konsolidasyon ($P_{ön}$) (kg/cm²)**	**Aşırı Konsolidasyon Oranı (AKO)**	
1	*1*	*2.25*	*CL*	*0.47*	*0.90*	*1.91*	*Aşırı Konsolide*
2	*1*	*3.25*	*CL*	*0.66*	*1.15*	*1.74*	*Aşırı Konsolide*
3	*1*	*5.50*	*CL*	*1.13*	*1.48*	*1.31*	*Aşırı Konsolide*
4	*1*	*6.50*	*CL*	*1.30*	*2.00*	*1.54*	*Aşırı Konsolide*
5	*1*	*9.00*	*CH*	*1.87*	*2.38*	*1.27*	*Aşırı Konsolide*
6	*1*	*10.25*	*CL*	*2.19*	*2.40*	*1.10*	*Aşırı Konsolide*
7	2	1.00	CH	0.22	1.28	5.95	*Aşırı Konsolide*
8	2	2.00	CH	0.41	1.30	3.15	*Aşırı Konsolide*
9	2	4.50	CL	0.98	1.50	1.54	*Aşırı Konsolide*
10	2	5.50	CL	1.18	1.41	1.20	*Aşırı Konsolide*
11	2	6.50	CL	1.31	1.40	1.07	*Aşırı Konsolide*
12	2	8.75	CH	1.81	2.00	1.10	*Aşırı Konsolide*
13	*3*	*3.50*	*CH*	*0.76*	*2.30*	*3.02*	*Aşırı Konsolide*
14	*3*	*5.75*	*CH*	*1.23*	*2.35*	*1.91*	*Aşırı Konsolide*
15	*3*	*7.00*	*CH*	*1.49*	*2.75*	*1.84*	*Aşırı Konsolide*
16	*3*	*8.25*	*CH*	*1.75*	*3.00*	*1.72*	*Aşırı Konsolide*
17	*3*	*9.50*	*CH*	*2.01*	*3.18*	*1.58*	*Aşırı Konsolide*
18	4	1.00	CH	0.19	1.38	7.32	*Aşırı Konsolide*
19	4	2.50	CH	0.49	1.40	2.86	*Aşırı Konsolide*
20	4	5.50	CH	1.13	2.38	2.11	*Aşırı Konsolide*
21	4	6.75	CL-CH	1.39	2.01	1.44	*Aşırı Konsolide*
22	4	7.25	CL-CH	1.54	2.00	1.30	*Aşırı Konsolide*
23	4	8.00	CH	1.65	2.17	1.31	*Aşırı Konsolide*
24	4	8.25	CH	1.68	2.10	1.25	*Aşırı Konsolide*
25	4	8.75	CH	1.81	2.20	1.22	*Aşırı Konsolide*
26	4	9.75	CH	1.96	2.31	1.18	*Aşırı Konsolide*
27	4	13.75	CL	2.84	2.85	1.00	*Aşırı Konsolide*
28	*5*	*1.00*	*CL*	*0.20*	*1.50*	*7.64*	*Aşırı Konsolide*
29	*5*	*3.50*	*CH*	*0.70*	*1.71*	*2.43*	*Aşırı Konsolide*
30	*5*	*4.50*	*CH*	*0.83*	*1.81*	*2.17*	*Aşırı Konsolide*
31	*5*	*6.50*	*CH*	*1.27*	*1.90*	*1.49*	*Aşırı Konsolide*

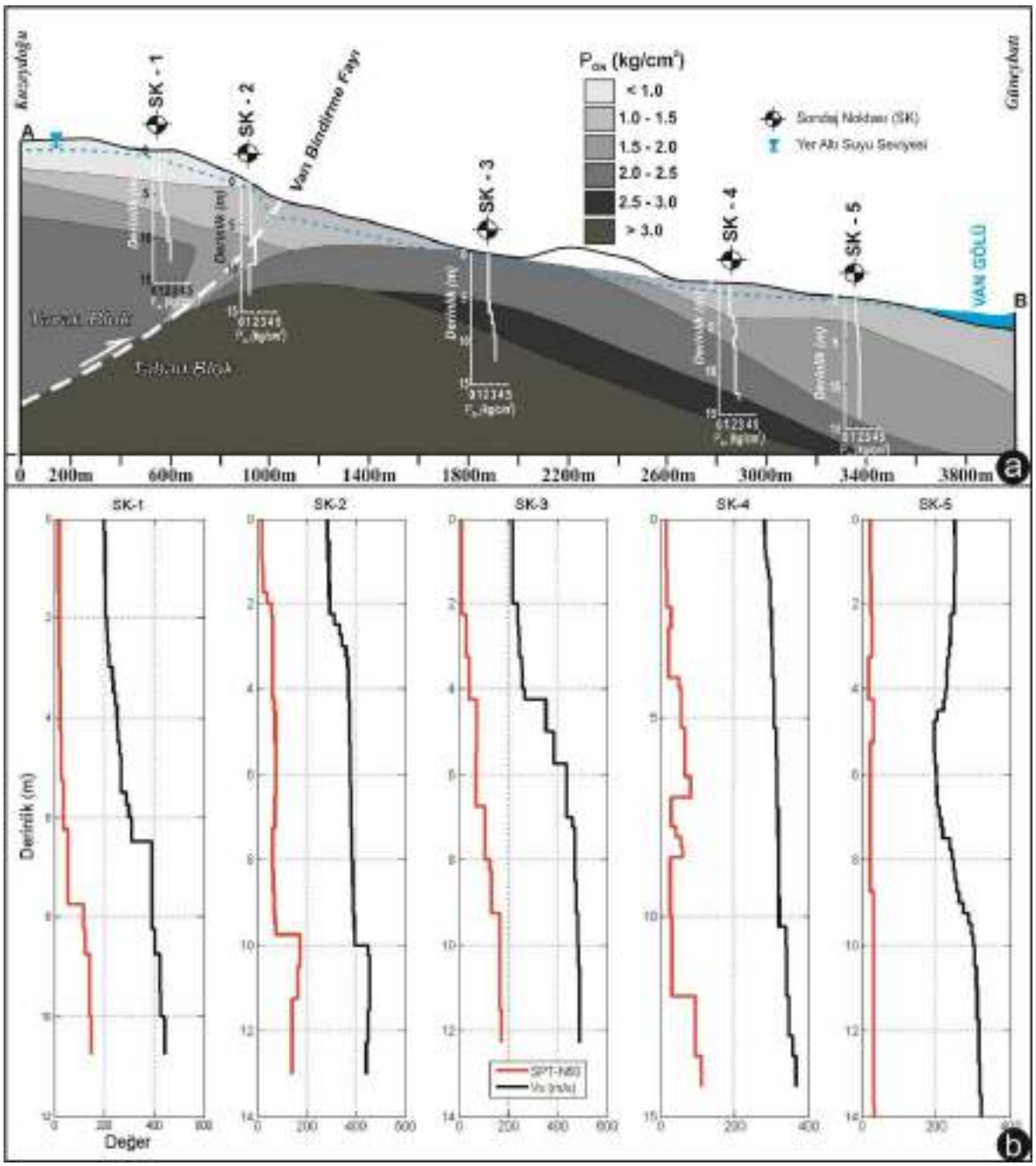
4. SONUÇLAR

Van Gölü doğusunda bulunan eski göl çökellerinin mekanik özellikleri ve bu özelliklerin jeolojik yapı ve jeolojik geçmiş ile ilişkisi bu çalışmada incelenmiştir. Van Gölü doğusunda göl çökellerini kesen ve 2011 Van depremine neden olan bindirme türü fay düzlemi ve civarındaki birimlerin özellikleri incelendiğinde;

- SPT-N_{60} ve V_s değerlerinin fay düzleminin taban bloğundaki fay düzlemine yakın alanlarda diğer alanlara oranla daha yüksek değerler elde edilmiştir.
- Ön konsolidasyon basıncına göre, zemindeki mevcut gerilmenin oluşmasında, bindirme fayının etkisinin düşey örtü yükü ve hidrolik yüklerden daha etkili olduğu görülmüştür.
- Bindirme türü bir fayın taban bloğunda, üzerleyen bloğun oluşturduğu gerilme nedeniyle, tavan bloğuna göre daha yüksek mekanik değerleri elde edilmiştir. Çalışmada üretilen veri sayısının kısıtlı olmasına rağmen, bazı durumlarda fay gibi bir jeolojik yapının zemin üzerinde olumlu bir etkiye neden olabileceği de görülmüştür. Saha ve laboratuvar veri sayısı arttırılarak faya bağlı zemin özelliklerindeki değişimler daha iyi değerlendirilebilir.

Bu çalışma, bindirme türü bir fayın zeminler üzerindeki etkisinin ve bu etkinin fay düzlemi boyunca nasıl değiştiğini gösteren ender çalışmalardan biridir. Aynı zamanda bu araştırma, bölgenin jeolojik geçmişine ait izlerin ortaya çıkarılmasında bir hipotez niteliğindedir ve bu konu üzerindeki çalışmaların zenginleştirilerek özellikle Van Gölü seviye değişimlerinin geçmişine ışık tutması açısından çalışmanın farklı alanlarda da devam ettirilmesi önerilmektedir. Ayrıca bindirme türü fayların civarında yapılacak

imara esas çalışmalarda taban ve tavan blokta kalan zemin özelliklerinin farklı olabileceği ve bu farklılığın irdelenerek yerleşime uygunluğun belirlenmesi gerektiği tespit edilmiştir.



Şekil 3. Çalışma alanında ön konsolidasyon basıncının ilk 20m'deki değişimini gösteren bir kesit (a), A-B kesit hattı boyunca elde edilen SPT-N_{60}, V_s ve $P_{ön}$ değerlerinin derinlikle değişimi (b).

5. KATKI BELİRTME

Bu çalışma Van Yüzüncü Yıl Üniversitesi YYU-BAP-2017-FBA-6347 nolu projesi ile desteklenmiştir.

6. KAYNAKLAR

Acarlar, M., Bilgin, Z.A., Erkal, T., Güner, E., Şen, A.M., Umut, M., Elibol, E., Gedik, İ., Hakyemez, Y., Uğuz, M.F., 1991. Van Gölü Doğu ve Kuzeyinin Jeolojisi. MTA. Raporu, Ankara, No: 9469, 94s.

Akın M., Özvan A., Akin M.K., Topal T., 2013. Evaluation of liquefaction in Karasu River flood plain after the October 23, 2011, Van (Turkey) earthquake. Natural Hazards, vol.69, pp.1551-1575.

Akın K.M., Akın, M., Akkaya, İ., Özvan, A., Üner, S., Selçuk, L., Tapan, M., 2015. Mikrobölgeleme Çalışmasına Altlık Oluşturmak Üzere Van Yüzüncü Yıl Üniversitesi Kampüs Zemininin Dinamik Özelliklerinin Belirlenmesi. Jeoloji Mühendisliği Dergisi, 39(1), 1-26.

Akkaya İ., Özvan A., Tapan M., Sengul M.A., 2015. Determining the site effects of 23 October 2011 earthquake (Van province, Turkey) on the rural areas using HVSR microtremor method, Journal of Earth System Science, vol.124, pp.1429-1443.

Casagrande, A., 1932. The structure of clay and Its Impotance in Foundation Engineering. Journal of the Borton Society of Civil Engineers, April; reprinted in Contributions to Soil Mechanics 1925-1940, BSCE, 72-113.

Casagrande, A., 1936. The Determination of the Pre-Consolidation Load and its Partical Significance. Discussion D-34, Proceeding of the First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Massachusetts, 3: 60-64.

Çiftci, A., 2013. Van Gölü Çevresi Topraklarının Kil Mineralojisi. Van Yüzüncü Yıl Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yüksek Lisans Tezi, s.95, (yayınlanmamış).

Degens, E.T., Wong, H.K., Kurtman, F., Finckh, P. 1978. Geological development of Lake Van: A Summary. Van Gölü Jeolojisi (Ed. Degens ve Kurtman). MTA Yayınları 169, Ankara.

Gürel, N.A., 1995. Van Gölü Su Seviyesi Değişimi ve Arazi Kullanımına Jeomorfolojik Yaklaşımlar. Van Gölü'nün Su Seviyesinin Yükselmesi Nedenleri, Etkileri ve Çözüm Yolları Sempozyumu, 20-22 Haziran 1995, Van. 40-49.

Kadıoğlu, M., 1995. Van Gölü'ndeki Su Seviye Yükselmesinin Meteorolojik Faktörler ile Olan İlgisi. Van Gölü'nün Su Seviyesinin Yükselmesi Nedenleri, Etkileri ve Çözüm Yolları Sempozyumu, 20-22 Haziran 1995, Van. 21-38.

Kılıçer, A., 2009. Yüzüncü Yıl Üniversitesi Kampus Alanı Karot Örneklerinin Kil Mineralojisi. Yüzüncü Yıl Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Van, s.89, (yayınlanmamış).

Özvan Erdeve, E., Çetin, H., 2018. Bardakçı (Van) Bölgesindeki Kil Seviyelerinin Jeoteknik Özellikleri ile Jeolojik Yapısı Arasındaki İlişkiye Ait Bir Ön Çalışma. Nevşehir Bilim ve Teknoloji Dergisi, 7(2), s.183-193.

Şaroğlu, F., Güner, Y., 1981. Doğu Anadolu'nun Jeomorfolojik Gelişimine Etki Eden Öğeler; Tektonik, Volkanizma ilişkileri. Türkiye Jeoloji Kurumu Bülteni, 24: 39-50.

Selçuk L., Özvan A., Şengül A., Çiftçi Y., Aras B., Akkaya İ., 2002. Yüzüncü Yıl Üniversitesi Kampüs Alanında Sıvılaşma Riskine Sahip Alanların Değerlendirilmesi, Doğu Anadolu Jeoloji Çalıştayı, Van, Türkiye, 2-6 Eylül 2002, cilt.1, ss.68-69.

Selçuk, L., 2003. Yüzüncü Yıl Üniversitesi Zeve Kampüsü Yerleşim Alanının Mühendislik Jeolojisi. Yüzüncü Yıl Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Van, s.118, (yayınlanmamış).

Rezidüel Zeminlerin Özelliklerinin Derinlikle Değişiminin Koni Penetrasyon Deneyi (CPT) ile Belirlenmesi

Determination of The Residual Soils Properties as Change With Depth by The Conic Penetration Test

Bilgehan KUL YAHŞİ*, Hakan ERSOY

Karadeniz Teknik Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 61080, Trabzon
*(*bilgehankul@ktu.edu.tr)*

ÖZ: Zeminlerin sınıflandırılması mühendislik davranışlarının belirlenmesinde büyük önem taşımaktadır. Sınıflandırma, araştırma çukurlarından veya sondajlardan alınan zemin örneklerine laboratuvar deneylerinin uygulanması ve sonuçların değerlendirilmesi esasına dayanır. Ancak örselenmemiş numunelerin doğal durumunu koruyamaması ve laboratuvar deneylerinin uygulanmasının zaman alması arazi deneylerine rağbeti artırmaktadır. Bu nedenle, arazi deneylerinden Koni Penetrasyon Deneyi (CPT) zemin kesitinin ve özelliklerinin yerinde ve sürekli olarak belirlenmesini sağlayabilen yöntemlerin başında gelmektedir. Çalışmada Trabzon ilinde geniş yayılım gösteren rezidüel zeminlerin derinlik boyunca özellikleri CPT deneyi ile belirlenmeye çalışılmış, zemin türleri belirlenmiş ve zemin profilinin tipik bir regoliti yansıttığı görülmüştür. Regolitin 0-1.5 m arası A zonu, 1.5-4.5 m arası B zonu ve 4.5-7.5 m arası C zonu olarak 3 zona ayrılmıştır. Normalize edilmiş koni uç direnci A zonunda ortalama 220 kPa, B zonunda 130 kPa ve C zonunda 180 kPa, normalize edilmiş sürtünme oranı A zonunda ortalama %6.5, B zonunda %4.8 ve C zonunda %5.5 değerine sahiptir. Bu durum Trabzon ilinde yüzeyleme veren ve homojen olarak kabul edilen rezidüel zeminlerin homojen olmadığını ve oluşumuna bağlı olarak derinlikle değişim gösterdiğini yansıtmaktadır.

Anahtar Kelimeler: CPT, derinlik, sınıflandırma, Trabzon

ABSTRACT: *Classification of soils is very important in determining engineering behavior. The classification is based on the application of laboratory tests to the soil samples taken from the research pits or drillings and the evaluation of the results. However, the inability of the undisturbed samples to maintain their natural state and the time taken to conduct laboratory tests increase the likelihood of field experiments. For this reason, the conical penetration test (CPT) from the field tests is one of the methods that can ensure the accurate and continuous determination of the ground section and its properties. In the study, the depth properties of residual soils showing a wide spread in the province of Trabzon were tried to be determined by the CPT test, the soil types were determined and the ground profile was seen to reflect a typical regolite. Regolith 0-1.5 m between the A zone, 1.5-4.5 m between the B zone and 4.5-7.5 m between the C zone are divided into three zones. The normalized cone tip resistance has an average of 220 kPa in zone A, 130 kPa in zone B and 180 kPa in zone C, normalized friction ratio is 6.5% in zone A, 4.8% in zone B and 5.5% in zone C. This situation reflects the fact that residual soils, which are exposed in Trabzon and which are accepted as homogeneous, are not homogeneous and change with depth due to their formation.*

Keywords: *CPT, depth, classification, Trabzon*

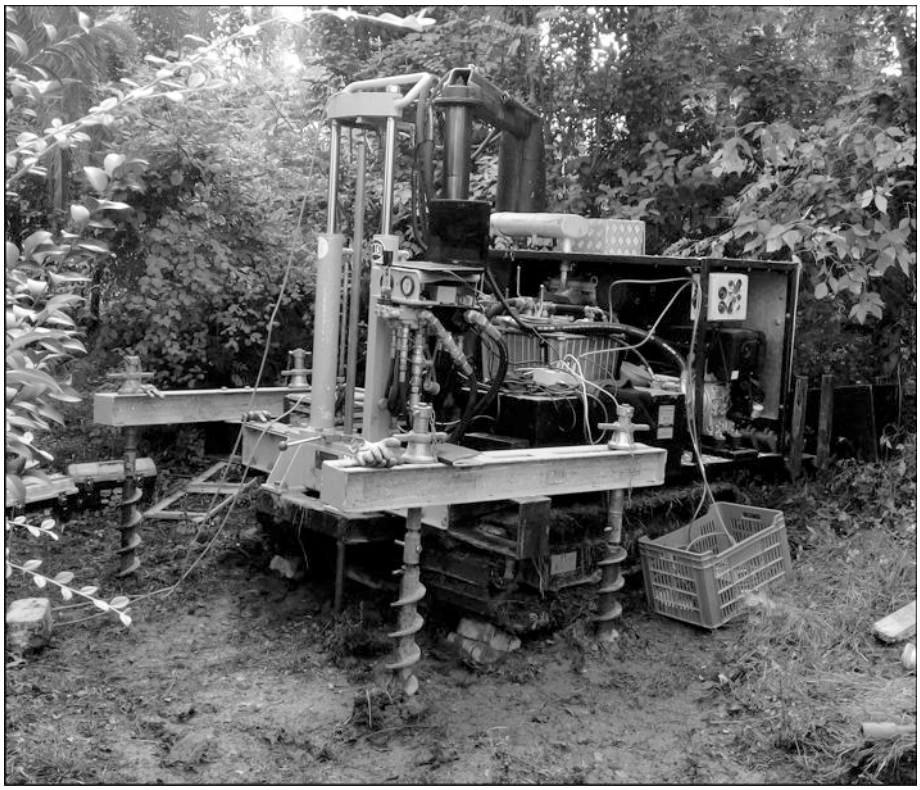
1. KONİ PENETRASYON DENEYİ (CPT)

Bilindiği üzere, derinlik boyunca arazide zemin özelliklerinin belirlenmesinde kullanılan Koni Penetrasyon Deneyi (CPT), Hollanda koni (Dutch cone) veya derin penetrasyon deneyi olarak da adlandırılmaktadır. Deneyde tepe açısı 60°, izdüşüm alanı 10 cm² olan bir metal konik uç (silindir) 20 ton kapasiteli bir hidrolik baskı yoluyla 20 mm/sn sabit hızla zemine itilmektedir. Bu itilme esnasında koni ucunda oluşan direnç (*qc*), sürtünme direnci (*fs*) ve boşluk suyu basınçları (*u*) elektronik olarak ölçülerek zemin kesiti ve zemin sınıfları elde edilmektedir. Koni penetrasyon deneyi sonucunda elde edilen veriler sayesinde zemin sınıflandırılması, kayma direnci tayini, bağıl birim hacim ağırlık, Aşırı Konsolidasyon Oranı (OCR) ve sıvılaşma analizi gibi zeminin tüm mühendislik özelliklerinin

belirlenmesi söz konusudur. Bu deney genellikle gevşek ve uniform ince taneli zeminlerde başarılı sonuçlar verirken, sıkı, köşeli, taneli ve çakıllı zeminlerde iyi sonuç vermemektedir. Deneyde derinlik boyunca zemin profilinin çıkarılması önemli bir avantajdır, ancak en olumsuz yönü örnek alınamamasıdır.

2. KONİ PENETRASYON DENEYİNİN UYGULANMASI: TRABZON ÖRNEĞİ

Saha çalışmaları ile elde edilen ilk bulgular sayesinde, ortamın killi, siltli ve kumlu olarak belirlenmesi nedeniyle farklı arazi deneylerinin birbirlerine karşı avantaj ve dezavantajları ortaya koyulmuş ve en uygun arazi deneylerinin CPT olduğuna karar verilmiştir. Bu nedenle Trabzon ilinde geniş yayılımlar gösteren rezidüel zeminlerin derinlik profilinin çıkarılması amacıyla CPT deneyinden yararlanılmıştır (Kul Yahşi, 2018; Kul Yahşi ve Ersoy, 2018). Detaylı ve kesin verilerin elde edildiği bir deney olan Koni(k) Penetrasyon Deneyi (CPT) yumuşak kil, silt, kum ve ince çakıl gibi zeminlerde başarıyla uygulanabilmektedir. Deneyin en büyük avantajı ise derinlik profili boyunca sürekli veri alınabilmesidir. Deney; kısa sürede istenilen sayıda yapılabilmekte, zemin özellikleri numune alınmasına ve laboratuvar çalışmasına gerek duyulmadan elde edilebilmektedir. Ayrıca CPT deneyin yapılmasının ve sonuçların yorumlanmasının diğer yöntemlere göre daha az zaman alması iş gücü ve maliyet açısından avantaj sağlamaktadır. Tüm bu değerlendirmeler sonucunda tanımlanan arazi ve laboratuvar programı ile çalışmanın amacına yönelik veriler bütün detayları ile belirlenmiştir. CPT deneyi ASTM D3441-05 standartına göre yapılmış ve CPT ekipmanı Hollanda yapımı olup elektronik veri toplama sistemine sahiptir (Şekil 1).



Şekil 1. Koni Penetrasyon deneyinin uygulanışı.

Derinlikle efektif örtü yükü gerilmesi arttığı için hem koni penetrasyon direnci hem de sürtünme oranı artar (Robertson, 1990). Çok sığ ve/veya çok derin sondajlardaki örtü yükü nedeniyle CPT verilerinin normalize edilmesi (düzeltilmesi) gerekmektedir (Robertson, 1990). Düzeltilmiş CPT verilerine dayanan zemin davranış çizelgesi ilk olarak Robertson (1990) tarafından önerilmiştir. Robertson (1990) zemin türlerini gösteren bölgeleri zemin davranış modeli indisi I_c olarak tanımladığı bir parametre ile ilişkilendirmiştir (Eş.1, Eş.2, Eş.3).

Buna bağlı olarak I_c;

$$I_c=[(3.47-\log Q_t)^2+(\log F_r+1.22)^2]^{0.5} \quad (1)$$

I_c = Zemin davranış modeli indisi
Q_t = Düzeltilmiş koni penetrasyon direnci
F_r = Düzeltilmiş sürtünme oranı

$$Q_t = (q_t-\sigma_{vo})/\sigma'_{vo} \quad (2)$$

q_t= Koni uç direnci
σ_{vo}= Yatay gerilme
σ'_{vo}= Efektif gerilme

$$F_r = (fs/(q_t-\sigma_{vo}))x100 \quad (3)$$

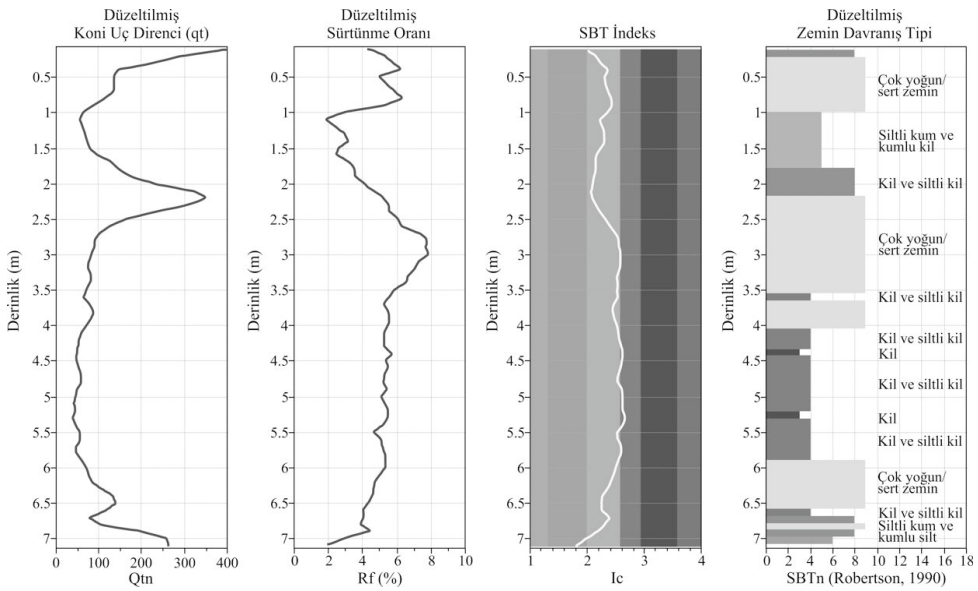
fs= sürtünme oranı
q_t= Koni uç direnci
σ_{vo}= Yatay gerilme

Farklı zemin türleri için I_c aralıkları (Robertson, 1990) aşağıdaki tabloda yer almaktadır (Çizelge 1).

Çizelge 1. Robertson 1990'a göre zemin cinsleri ve Ic aralıkları.

Bölge	Zemin Cinsi	I_c
1	Hassas ince taneli	-
2	Organik zemin-turba	>3.6
3	Killer, kil-siltli kil	2.95-3.6
4	Siltli karışımlar, killi silt-siltli kil	2.6-2.95
5	Kumlu karışımlar, siltli kum-kumlu silt	2.05-2.6
6	Kumlar, temiz kum-siltli kum	1.31-2.05
7	Çakıllı kum-kum	<1.31
8	Çok sıkı kum-killi kum	-
9	Çok sert ince taneli	-

Koni penetrasyon deneyi sonucunda elde edilen değerlerin derinlikle değişim grafiği çizilmiştir ve buna bağlı olarak derinlik boyunca zemin türleri belirlenmiştir (Şekil 2).



Şekil 2. Çalışma alanında CPT için oluşturulan log.

Eslami ve Fellenius (1997), kazık dizaynları için koni penetrometre verilerinin kullanımını araştırırken bir zemin profilleme yöntemi geliştirmiştir. 5 ülkede 20 siteden veri toplayan 18 kaynaktan gelen sondaj, örnekleme, laboratuvar testleri ve rutin zemin karakterizasyonu çalışmalarından elde edilen CPT ve CPTU verilerini içeren bir veri tabanı oluşturulmuştur. Verilerin yaklaşık yarısı piyezokoni (CPTU) olarak gerçekleştirilmiş ve boşluk suyu basıncı (u_2) ölçülmüştür. CPTU olmayan verilerin kum olan kısımlarında u_2 değerleri doğal boşluk suyu (u_0) basıncına eşittir kabulü yapılmıştır. Oluşturulan abakta efektif koni direncine karşılık gelen sürtünme oranı değerleri kullanılmıştır (Eş.4).

Buna bağlı olarak;

$$qE = (qt-u_2) \quad (4)$$

qE = "Efektif" koni uç direnci
qt = Koni arkasında ölçülen boşluk suyu basıncına göre düzeltilmiş koni uç direnci
u_2 = Koni arkasında ölçülen boşluk suyu basıncı

CPTU olmayan testler, kumlu zeminlerden elde edildi ve her bir u_2 değerinin, nötr gözenek basıncına (u_0) yaklaşık olarak eşit olduğu varsayımıyla kullanılmıştır. Yapılan çalışmalar sonucunda zemin beş ana zemin tipi kategorisine ayrılmıştır (Çizelge 2).

Çizelge 2. Eslami ve Fellenius (1997)'ye göre zemin cinsleri.

Bölge	Zemin Cinsi
1	Hassas ve Kil ve/veya Silt
2	Kil ve/veya Silt
3	Siltli Kil ve/veya Killi Silt
4	Kumlu Silt ve/veya Siltli Kum
5	Kum ve/veya Kumlu Çakıl

Jefferies ve Davies (1993), SBT indeksini (Ic) zemin tipine göre değişen ampirik korelasyonları modifiye etmek için kullanmışlardır (Eş.5). Ayrıca modifiye edilmiş düzeltilmiş koni direncine doğrudan gözenek basıncını dahil eden bir normalizasyon $Q_t(1-B_q)$ önerisinde bulunmuşlardır.

$$I_c=[(3.47-\log Q_t)^2+(\log F_r+1.22)^2]^{0.5} \quad (5)$$

Q_t = Koni arkasında ölçülen boşluk suyu basıncına göre düzeltilmiş koni uç direnci
F_r = Düzeltilmiş sürtünme oranı
B_q = Gözenek basıncı

Daha sonra Jefferies ve Been (2006)'da, Jefferies ve Davies (1993)'te oluşturdukları çizelgeyi $Q_t(1-B_q)+1$ parametresini kullanarak yumuşak hassas zeminlerdeki problemlerin de çözülmesi için güncellemişlerdir (Eş.6) ($B_q>1$ durumu için).

$Q_t(1-B_q)+1$ parametresi basitçe efektif koni direncidir.

$$Q_t = (q_t-\sigma_{vo})/ \sigma'_{vo} \quad (6)$$

q_t= Koni uç direnci
u_2 = Koni arkasında ölçülen boşuk suyu basıncı
σ'_{vo}= Efektif gerilme
B_q = Gözenek basıncı

Daha sonra Jefferies ve Been (2006)'ya göre oluşturulmuş zemin cinsleri Çizelge 3'de verilmiştir.

Çizelge 3. Jefferies ve Been (2006)'ya göre zemin cinsleri.

Bölge	Zemin Cinsi
1	Organik Zemin
2	Siltli Kil
3	Killi Silt
4	Siltli Kum/Kumlu Silt
5	Kum, biraz silt
6	Çakıllı kum

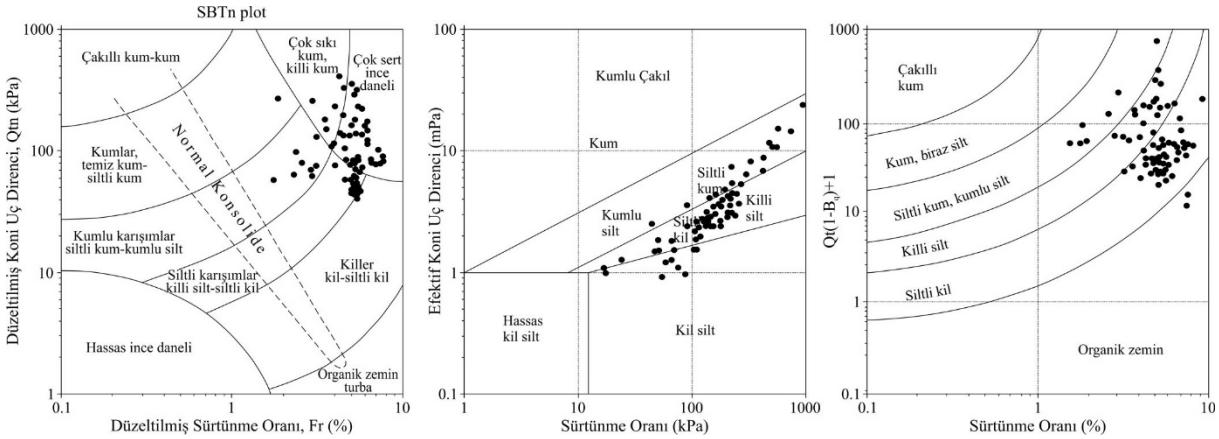
3. DENEY VERİLERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

Koni penetrasyon deney sonuçlarına göre (Q_{tn} ve F_r) regolitik zeminler zonlara ayrılarak Robertson (1990)'a göre sınıflandırılmıştır. Buna göre A zonunda ki veriler genellikle 3-4 numaralı alanlara, B zonunda ki veriler genel olarak 3-4-5-8-9 numaralı alanlara ve C zonunda ki veriler de genel olarak 3-4-5-6-8-9 numaralı alanlara düşmektedir (Şekil 3).

Robertson (1986) zemin sınıflama abağına göre çalışma alanındaki regolitik zemin türü kil olarak belirlenmiştir. Robertson (1990) zemin davranış türüne göre de zeminlerin derinlik boyunca killer (kil-siltli kil), siltli karışımlar (killi silt-siltli kil), kumlu karışımlar (siltli kum-kumlu silt), kumlar (temiz kum-siltli kum), çok sıkı kum-killi kum ve çok sert ince taneli zemin olarak davrandığı görülmektedir.

CPT deneyi sonucunda elde edilen veriler (efektif koni direnci ve sürtünme oranı) Eslami ve Fellenius (1997) tarafından oluşturulan abağa yerleştirildiğinde A zonu genel olarak kil-silt, siltli kil, killi silt ve siltli kum, B zonu genel olarak kil-silt, siltli kil, killi silt ve siltli kum ve C zonu killi silt, siltli kil ve siltli kum olduğu görülmektedir.

CPT deneyi sonucunda elde edilen veriler [Q_t(1-Bq)+1 ve sürtünme oranı] Jefferies ve Been (2006) tarafından oluşturulan abağa yerleştirildiğinde A zonu genel olarak killi-silt, siltli kil, siltli kum-kumlu silt, B zonu genel olarak killi-silt, siltli kil ve C zonu killi silt ve siltli kil olduğu görülmektedir. CPT deneyi sonucunda elde edilen veriler neticesinde Robertson (1990), Eslami ve Fellenius (1997) ve Jefferies ve Been (2006)'ya göre oluşturulan abaklar Şekil 3'de ve zemin sınıflandırmaları Çizelge 4'de yer almaktadır.



Şekil 3. CPT deney sonuçlarına göre regolitik zeminlerin sınıflandırılması.

Çizelge 4. Zonlara göre ayrılmış regolitik zeminlerin CPT ve USCS'ye göre sınıflandırılması.

CPT	Zonlar	Derinlik (cm)	Robertson 1990	Eslami ve Fellenius, 1997	Jefferies ve Been, 2006	USCS
1	A Zonu	0-45	Kil	Siltli kil	Silt karışımı	ML-OL
2		45-103	Kil ve Siltli kil	Kil Silt	Kil	CL-ML
3	B Zonu	103-154	Çok yoğun sert zemin	Siltli kil	Silt karışımı	ML-OL
4		154-199	Kil	Siltli kil	Kil	ML-OL
5		199-250	Kil	Siltli kil	Kil	ML-OL
6		250-298	Kil	Siltli kil	Kil	MH-OH
7		298-347	Kil	Siltli kil	Kil	MH-OH
8		347-398	Kil	Kumlu silt	Kil	MH-OH
9		398-450	Kil ve Siltli kil	Siltli kil	Kil	MH-OH
10		450-501	Çok yoğun sert zemin	Siltli kum	Kil	MH-OH
11		501-550	Çok yoğun sert zemin	Siltli kum	Kil	MH-OH
12	C Zonu	550-630	Çok yoğun sert zemin	Siltli kil	Siltili kil	MH-OH
13		630-700	Çok yoğun sert zemin	Siltli kum	Siltili kil	SM-SP
14		700-710	Çok yoğun sert zemin	Siltli kum	Siltili kil	SM-SP

4. SONUÇLAR

Çalışmada laboratuvar deneylerinden elde edilen veriler kullanılarak yapılan sınıflama sistemlerinin (USCS) sonuçları ile yerinde arazi deneylerinden CPT'den elde edilen veriler yardımıyla üç farklı araştırmacı tarafından oluşturulan sınıflama sistemleri karşılaştırılmış ve sistemler arasındaki ilişki irdelenmiştir.

Çalışma alanında yerinde arazi deneylerinden CPT uygulanmış ve deney sonucunda elde edilen veriler üç farklı araştırmacının yapmış olduğu CPT abağı kullanılarak zemin sınıflaması oluşturulmuştur. CPT'de farklı araştırmacılar tarafından oluşturulan zemin sınıflama sistemlerine göre ve USCS sınıflama sistemine göre regolitik zeminler derinlik boyunca 3 farklı zona ayrılmıştır. İki çalışma karşılaştırıldığından USCS sınıflama sistemine en yakın CPT sınıflama sistemi Robertson et al. (1990) olduğu görülmektedir.

Yapılan çalışmalar sonucunda CPT analizinde hızlı şekilde hem daha fazla veri elde edilebilmekte, hem de daha detaylı veri sonuçları alınarak zemin sınıflamasının ve zemin özelliklerinin belirlenmesi yapılabilmektedir.

5. KATKI BELİRTME

Bu çalışma K.T.Ü. Bilimsel Araştırma Projeleri Koordinasyon Birimi tarafından (proje no: FDK-2016-5628) desteklenmiştir.

6. KAYNAKLAR

ASTM D2487-17, (2017). Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System), ASTM International, West Conshohocken, PA, www.astm.org

ASTM D3441-05, 2014. Standard Test Method for Mechanical Cone Penetration Tests of Soil (Withdrawn), ASTM International, West Conshohocken, PA, 2005, www.astm.org

Douglas, J.B., Olsen, R.S., 1981. Soil Classification using Electric Cone Penetrometer. Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, Geotechnical Engineering Division, ASCE, St. Louis, pp. 209-227.

Eslami, A., Fellenius, B.H., 1997. Pile capacity by direct CPT and CPTu methods applied to 102 case histories. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 34, No. 6, pp. 880-898.

Jefferies, M.G., Davies, M.P., 1993. Use of CPTU to estimate equivalent SPT N60. Geotechnical Testing Journal, ASTM, 16, 4, 458-468.

Jefferies, M.G., Been, K., 2006. Soil Liquefaction: A critical state approach, Taylor and Francis, Abingdon, ISBN.

Kul Yahşi, B., 2018. Bazik Volkanik Kayaçlarda Ayrışmaya Bağlı Olarak Oluşan Regolitik Zeminlerin Karakterizasyonu Ve Sınıflandırılması, Doktora tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon, 186p.

Kul Yahşi, B., Ersoy, H., 2018 Comparison of Cone Penetration Test (Cpt) Based Soil Classification System For The Regolith In Trabzon (Ne, Turkey). Fresenius Environmental Bulletin. 27 (9):6202-6211.

Robertson, P. K., Campanella, R. G., Gillespie, D., Grieg, J., 1986. Use of piezometer cone data. Proceedings of American Society of Civil Engineers, ASCE, In-Situ 86 Specialty Conference, Edited by S. Clemence, Blacksburg, June 23-25, Geotechnical Special Publication GSP No. 6, pp. 1263-1280.iğ

Robertson, P. K., 1990. Soil classification using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, No. 1, pp. 151-158.

Denizli-Afyonkarahisar Demiryolu Bozkurt-Dinar Arası Hat Yenileme Projesinde Novocrete® Teknolojisi ile Zemin İyileştirme Uygulamaları

Soil Improvement Applications with Novocrete® Technology in Bozkurt-Dinar Line of Denizli-Afyonkarahisar Railway Renewal Project

Özkan CORUK[1,*], Aydın KAVAK[2], Adnan AYDINER[3]

[1]*Kocaeli Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Kocaeli*
[2]*Kocaeli Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Kocaeli*
[3]*Jags Innovative Products, İnşaat Sanayi Ticaret Limited Şirketi, İstanbul*
*(*ozkancoruk@gmail.com)*

ÖZ: TCDD Denizli-Afyonkarahisar Demiryolu Hat Yenileme Projesi kapsamında Bozkurt-Dinar arasında kalan yaklaşık 73 km uzunluğundaki bölümün yaklaşık 29 kilometresi NovoCrete® teknolojisi kullanılarak zayıf zemin tabakası iyileştirilmiştir. Proje kapsamında gerçekleştirilen iyileştirmenin büyük bir bölümü Acıgöl kıyısındaki oldukça düşük dayanımlı kil tabakasında uygulanmıştır. Bu tabakanın CBR değerleri %1-5 dolayındadır. Yeraltısu seviyesi ise çoğunlukla iyileştirme derinliği ile aynı düzeyde veya daha üzerindedir. Zemin özellikleri ve yeraltısu seviyesine göre 1 m^2 alanda 50 kg ile 56 kg arasında değişen çimento ve çimentonun %2 oranında NovoCrete® kullanılarak tüm kesitte 35 cm kalınlığında tam homojen tabaka imal edilmiştir. İmalattan sonra iyileştirilen taban zemin tabakasında yapılan arazi ve laboratuvar deneylerinde şartnamede istenilen değerlerinin oldukça üzerinde sonuçlar elde edilmiştir. Bu tabaka üzerine ray kotuna (kırmızı kota) göre 1 veya 4 metre güzergâh dolgusu serilmiş ve sıkıştırılmıştır. Yine proje şartnamesinde belirtilen ölçütlere göre 22 cm kalınlığında subbalast ve 40 cm kalınlığında balast tabakası serilmiş travers ve raylar döşenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Zeminlerin iyileştirilmesi, NovoCrete®, çimento stabilizasyonu

ABSTRACT: *Within the scope of TCDD Denizli-Afyonkarahisar Railway Line Renovation Project, 73 km long section's approximately 29 km of weak soil layer has been improved by using NovoCrete® technology between Bozkurt and Dinar. A large part of the improvement in the project was carried out on a very low strength clay layer on the Acıgöl coast. The CBR values of this layer are about 1-5%. The groundwater level is usually at the same level or above the depth of improvement. According to the soil characteristics and groundwater level, 35 cm thick full homogeneous layer was produced in a 1 m^2 area, using 2% of NovoCrete® according to cement amount and cement ranging between 50 kg to 56 kg. The field and laboratory tests performed in the base ground layer which was improved after the production, results were found to be quite above the values desired in the specification. Above the layer,1 or 4 meters of route filling according to the rail level(grade elevation) is laid and compressed. Again, according to the criteria specified in the project specification, 22 cm thick subbalast and 40 cm thick ballast layer, traverses and tracks were laid.*

Keywords: *Soil improvement, NovoCrete®, cement stabilization*

1. GİRİŞ

Dinamik ve statik yükler etkisindeki üst yapıların taşıyıcı sistemleri olan temel ve alttemel tabakalarının şartnamelerde tanımlanan mühendislik özelliklerine ulaştırılması, kullanılabilirlik ve taşıma gücü özelliklerinin arttırılması genel anlamı ile zeminlerin iyileştirilmesi olarak tanımlanmaktadır. NovoCrete® Teknolojisi zayıf zeminlerin yerinde iyileştirilmesinde kullanılan yöntemlerden biridir. Bu yöntemde, belli fiziksel ve kimyasal özelliklere sahip toz halinde puzolonik, saf ve bağlayıcı nitelikli mineral özelliğine sahip NovoCrete® mevcut zeminin çimento ile birlikte reaksiyona girmesini sağlar. Böylece bu teknoloji sayesinde uygulama derinliğine göre, belirli kalınlığa sahip dayanımlı, esnek, geçirimsiz, homojen ve şartname ve/veya standartlarda istenilen mühendislik özelliklere sahip yerinde iyileştirilmiş bir zemin tabakası imal edilir. Uygulama arazide parçalayıcı ve bağlayıcı makinalarla, arazi ve laboratuvar sonuçları takip edilerek yapılmaktadır. İyileştirilen tabaka kalınlığı 25 cm ile 45 cm

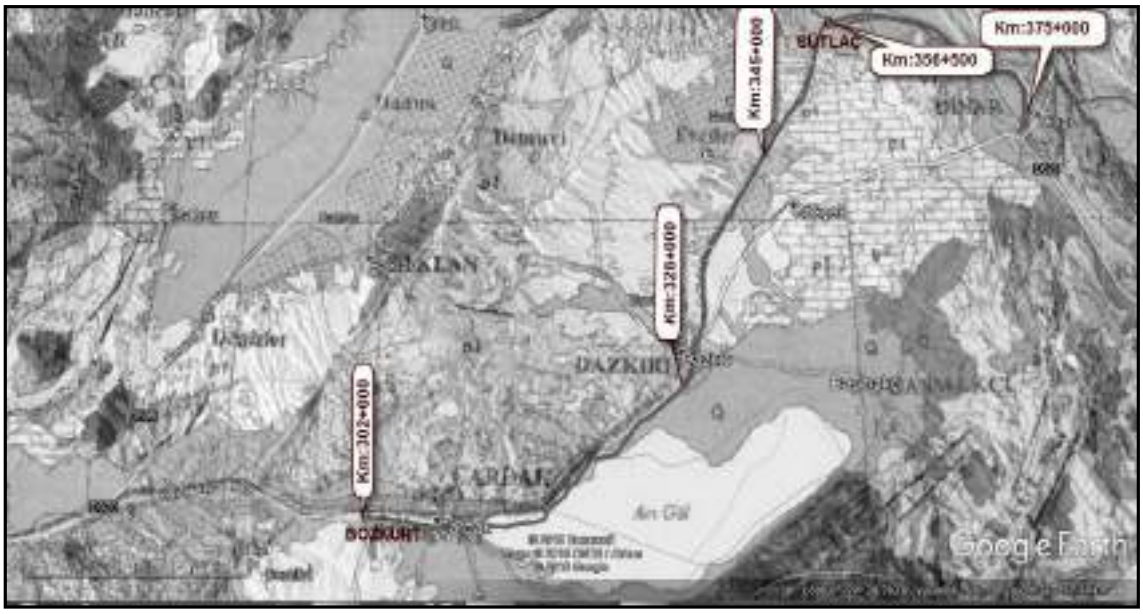
arasında değişmektedir. Eğer daha kalın zemin istifine ve/veya daha yüksek dayanım değerlerine ulaşmak gerekir ise sandviç adı verilen tekrarlı tabaka tasarımları uygulanmaktadır. Çimento miktarı, zeminin kuru birim hacim ağırlığının %8 ile %12'u arasında değişmektedir. NovoCrete® ise çimento miktarının ağırlıkça % 2'si oranındadır. Uygulamada iyileştirme yapılacak zemin üzerine belirlenen oranda çimento ve daha sonra çimentonun %2'si oranında NovoCrete® serilir. Daha sonra iyileştirme derinliğine veya iyileştirilecek tabaka kalınlığına göre frezeleme derinliği ayarlanan yüksek kapasiteli özel makinelerle zemin üzerine serilen çimento ve NovoCrete® zeminle yüksek hız ve devirde optimum su muhtevasında karıştırılır. Karışım frezelenme sonrası, önce keçi ayak ve düz silindir ile sıkıştırılma ve greyder ile düzeltme yapılır. Kristalleşme, kür ve puzolonik reaksiyonu desteklemek amacıyla ve hava koşulları da dikkate alınarak sulama işlemi gerçekleştirilir. NovoCrete® Teknolojisi ile demiryolu, karayolu ve otoyollarda şartnamelere göre düşük mühendislik özellikleri ve dayanım ölçütlerine sahip yol altyapısını oluşturan doğal veya dolgu taban zemin tabakalarının kullanılabilirlik ve taşıma gücü özelliklerini artırır. Bu yöntemle yerindeki zeminler veya dışarıdan getirilen zayıf zeminler iyileştirilerek şartnamede tanımlanan subbalast, alttemel ve temel tabakası olarak da kullanılabilmektedir. Bu amaçlarla birçok ülkede yaygın olarak kullanılmaktadır.

Ülkemizde, birkaç karayolu projesinde karayolu üst yapı katmanlarının altındaki zemin tabakasının iyileştirilmesinde deneme amaçlı NovoCrete® Teknolojisi uygulanmıştır. Ayrıca Karayolları Genel Müdürlüğü AR-GE Dairesi bünyesinde NovoCrete® Teknolojisi ile zeminlerin iyileştirilmesi ve yol üstyapı katmanlarında bu teknolojinin uygulanma koşullarının araştırıldığı AR-GE projesi tamamlanmıştır. Bu proje verileri doğrultusunda yol üstyapı katmanlarının NovoCrete® Teknolojisi ile imalatında tasarım parametreleri tanımlanmış ve "Karayolları Teknik Şartnamesinde" yayımlanmıştır (Coruk ve Kavak 2018). Demiryolu projeleri kapsamında ise "TCDD Irmak-Karabük-Zonguldak Demiryolu Hattı Rehabilitasyonu ve Sinyalizasyonu Projesinde" Çaycuma istasyon sahasında zayıf zeminlerin iyileştirilmesinde, "TCDD Samsun-Kalın Demiryolu Modernizasyonu Projesinin" ise yaklaşık 70 kilometresinde ve "TCDD Adana İncirlik-Ceyhan-Toprakkale Demiryolu 2. Hat Yapımı ve Mevcut Hattın Rehabilitasyonu Projesinde" ise yeni hattın yaklaşık 6 kilometrelik kısmında, NovoCrete® teknolojisi uygulanmıştır. Bu çalışmada Denizli- Afyonkarahisar arasındaki "Bozkurt-Dinar Demiryolu Hat Yenileme Projesine" ait uygulamalar hakkında bilgiler sunulmuştur.

2. ÇALIŞMA YÖNTEMLERİ

2.1. Güzergahın Mühendislik Jeolojisi

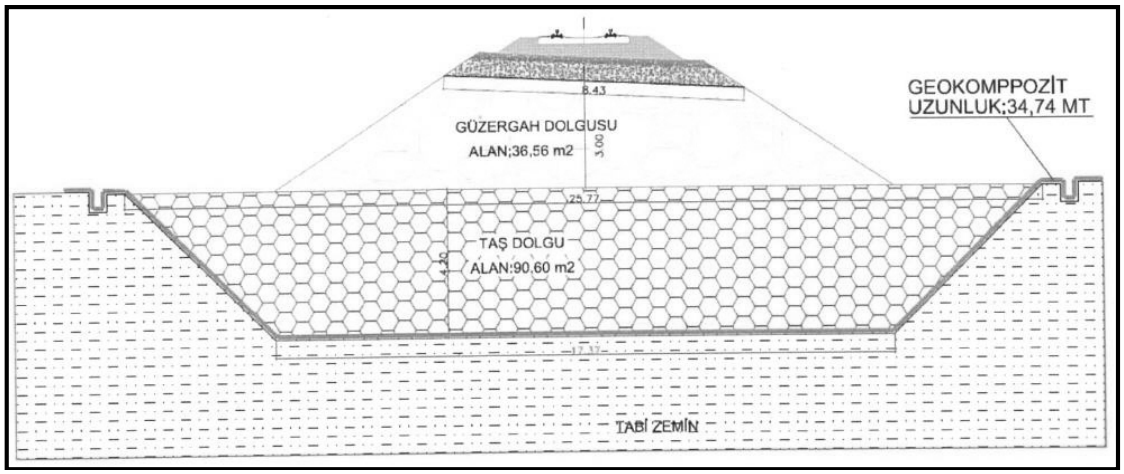
TCDD Denizli-Afyonkarahisar Bozkurt-Dinar Demiryolu Hat Yenileme Projesi kapsamında Bozkurt-Dinar arasında kalan yaklaşık 73 km uzunluğundaki bölümün toplam 28,88 kilometresi NovoCrete® teknolojisi kullanılarak iyileştirilmiştir. Proje kapsamında gerçekleştirilen iyileştirme güzergâhtaki çok yumuşak, yumuşak ve orta katı kıvamında taşıma gücü düşük alüvyon düzeylerinde gerçekleştirilmiştir (Şekil 1). Alüvyon, Çardak ile Dazkırı arasında Km:302+000 ile Km:328+000 kesiminde genelde çok yumuşak kıvamda yüksek plastisiteli (CH) az siltli Kil düzeylerinden oluşur. Acıgöl kıyı alüvyonlarının oluşturduğu bu düzeyin yaş CBR değerleri %1-2 dolayındadır. Yeraltısu seviyesi ise çoğunlukla iyileştirme derinliği ile aynı düzeyde veya daha üzerindedir. Dazkırı ile Sütlaç arasında ise güzergâh Acıgöl'e ulaşan akarsuların vadi tabanlarında biriktirdiği alüvyonlara ait kil düzeyleri vardır. Bu düzeyler genelde orta katı kıvamda ve düşük plastisiteli killerden oluşur. Göreceli olarak taşıma gücü ve CBR değerleri daha yüksektir. Sütlaç ile Dinar arasında güzergâh Işıklı göl havzasında Dinar çayının alüvyon düzeylerini kat eder. Km:356+500 ile Km:375+000 arasındaki bu kesimde alüvyon yine ağırlıklı kil düzeylerinden oluşur. Yumuşak ve orta katı kıvamdaki bu düzeylerin yaş CBR değerleri %2-5 arasında değişir. Yer yer silt ve ince kum ara düzey veya mercekleri ile katkıları içeren bu düzey çoğunlukla düşük plastisiteli Kil (CL), kısmen ise yüksek plastisiteli Kil (CH) sınıfındadır. Özellikle Bozkurt-Dazkırı ve Sütlaç-Dinar arasındaki kesimde güzergâh boyunca kat edilen zemin tabakalarının taşıma gücü düşük ve taban zemin olarak yetersiz mühendislik jeolojisi özellikleri ve düşük jeoteknik parametrelere sahiptir.



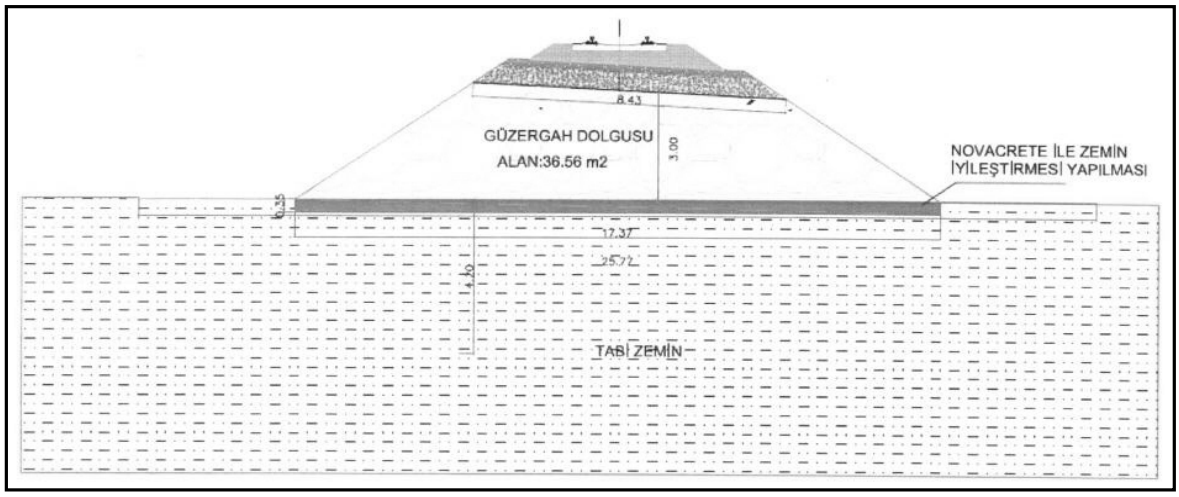
Şekil 1. Bozkurt-Dinar demiryolu hat yenileme proje güzergâhının bölgesel jeoloji haritasındaki izdüşümü (MTA 1/500.000 ölçekli jeoloji haritasından yararlanılmıştır).

2.2. NovoCrete Teknolojisi ile Zemin İyileştirme Çalışmaları

Hat yenileme projesi kapsamında güzergâhın mevcut zemin koşulları mühendislik jeolojisi ve jeoteknik çalışmalarla belirlenmiş, yenileme projesi kapsamında istenilen kriterleri sağlayacak farklı iyileştirme yöntemleri önerilmiş ve projelendirilmiştir. Öngörülen iyileştirme projesinde mevcut zeminin kaldırılarak 4,20 metre kalınlığında taş dolgu serilmesi tasarlanmıştır. 8,40 metre genişliğindeki demiryolu platformunda bu zonun tabanındaki zemin tabakasını iyileştirme için yaklaşık 25 metre genişliğinde 1D/1Y şev eğimli kazı ve 90 ila 53 m^2 kesit alanlı taş dolgu imalatı planlanmıştır (Şekil 2). Ancak, mevcut zeminin kaldırılması, döküm sahasına nakliyesi, ocaktan taş dolgu malzemesinin getirilmesi ve serilmesi gibi işlemler hem zaman hem de maliyet açısından önemli kayıplara neden olacağını ortaya koymuştur. Zeminlerin yerinde iyileştirilmesi önemli ölçüde ekonomik değerler yanında birçok çevresel katkı da sağlayacaktır. Bu istenmeyen koşulları gidermek amacıyla 4,20 metre kalınlıkta taş dolgu ile öngörülen iyileştirme yerine, NovoCrete® ile çimento stabilizasyonu yapılması kararlaştırılmıştır. Böylece projenin daha hızlı bir şekilde sonuçlandırılması ve NovoCrete® Teknolojisi ile çimento stabilizasyonun avantajlarından yararlanılması öngörülmüştür.

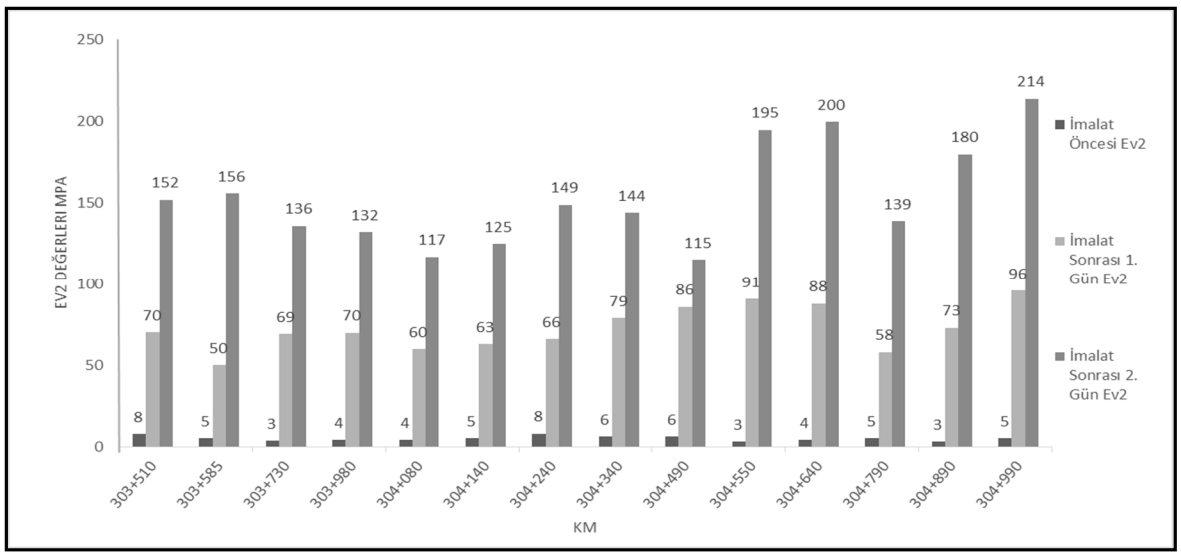


Şekil 2. Projedeki zayıf zeminler için öngörülen taş dolgu ile iyileştirme projesi (Yapıray, 2014).

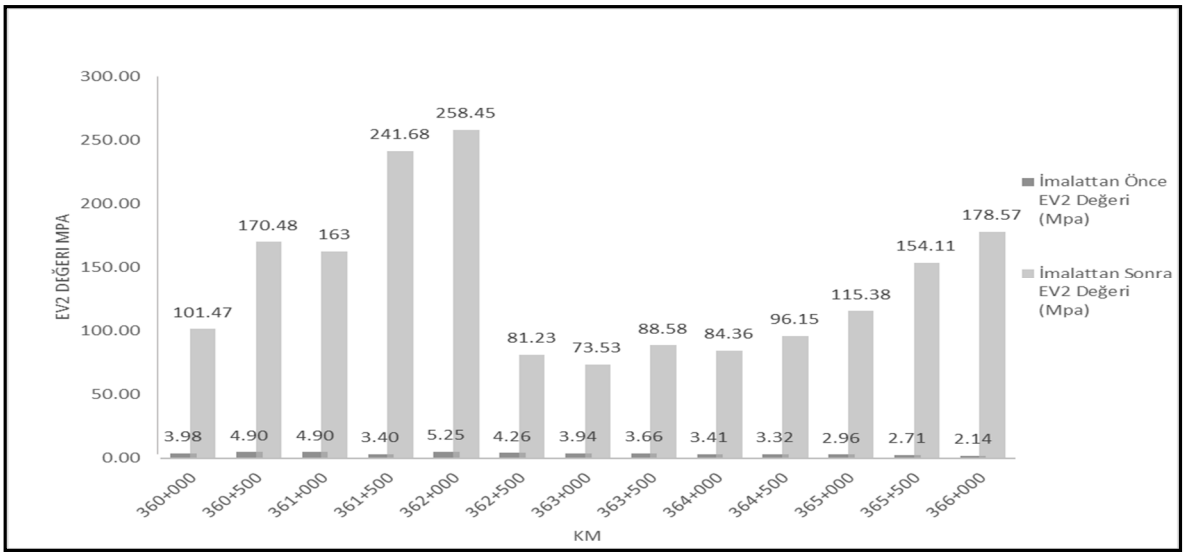


Şekil 3. NovoCrete® Teknolojisi ile maksimum dolgudaki iyileştirme projesi (Yapıray, 2014).

Bu öngörü doğrultusunda taş dolgu yerine zemin özelliklerine göre NovoCrete® Teknolojisi ile zemin iyileştirme projesi hazırlanmıştır. Arazi ve laboratuvar deney ve ölçümleri değerlendirilerek Çardak ile Dazkırı arasında Km:302+000 ile Km:328+000 kesimindeki çok yumuşak kıvamda yüksek plastisiteli (CH) az siltli Kil düzeylerinden oluşan Acıgöl kıyı alüvyonlarının yüzeylendiği kesimde 1 m^2 alanda 56 kg çimento ve çimentonun %2'si kadar NovoCrete® kullanılarak tüm kesitte 35 cm kalınlığında iyileştirme yapılmış ve subbalast veya güzergâh dolgusu altında tam homojen ve elastik bir tabaka imal edilmiştir. Sütlaç ile Dinar arasındaki güzergâhta ise 1 m^2 alanda 50 kg çimento ve çimentonun %2'si kadar NovoCrete® Teknolojisi kullanılarak tüm kesitte yine 35 cm kalınlığında iyileştirme yapılmış ve subbalast veya güzergâh dolgusu altında aynı şekilde tam homojen ve elastik bir tabaka imal edilmiştir (Şekil 3). İmalattan 1 gün sonra yapılan dinamik plaka yükleme testlerinde şartnamede subbalast tabakasında 60 Mpa olması istenen Ev_2 değeri iyileştirilen taban zemin tabakasında 2. Günde 258 Mpa değerlerine ulaşılmıştır. Ev2 değerlerindeki değişimler her iki bölge için Şekil 4 ve 5'de ayrı ayrı sunulmuştur. NovoCrete® Teknolojisi ile iyileştirme sonrası geçirimsiz bir zon oluşturulduğu için özellikle Acıgöl kıyısındaki kesimde yeraltısuyunun güzergâh dolgusu ve subbalast altındaki zemin tabakasına olumsuz etkisi de ortadan kaldırılmıştır (Şekil 6). Yine NovoCrete® teknolojisi kullanılarak imal edilen tabakadan alınan karot numuneler üzerinde yapılan serbest basınç dayanımı deneylerinde şartnamede en az 500 kPa olması istenen serbest basınç dayanımı σ_b: 960-1140 kPa olarak belirlenmiştir.

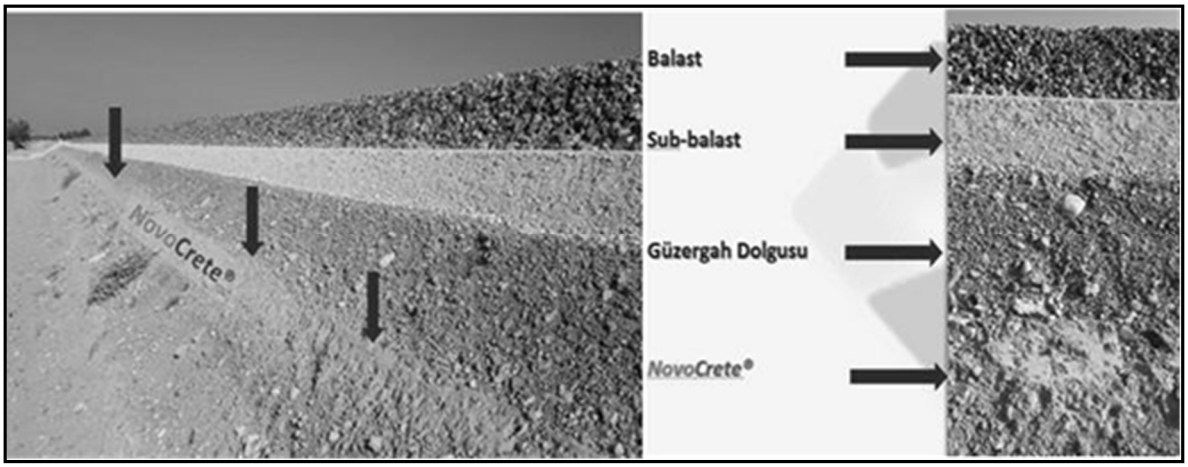


Şekil 4. Bozkurt-Dazkırı arasındaki kesimin bir bölümündeki imalat öncesi ve sonrası Ev_2 değerleri.



Şekil 5. Sütlaç-Dinar arasındaki kesimin bir bölümündeki imalat öncesi ve sonrası Ev_2 değerleri.

Şekil 6. NovoCrete® Teknolojisi ile iyileştirme öncesi ve sonrası zemin tabakasının ve yeraltısu seviyesinin görünümü.



Şekil 7. NovoCrete® teknolojisi kullanılarak iyileştirme sonrası imal edilen zemin tabakası üzerindeki üstyapı katmanlarının görünümü.

İyileştirilmiş bu tabaka üzerine ray kotuna (kırmızı kota) göre 1 veya 4 metre güzergâh dolgusu serilmiş ve sıkıştırılmıştır. Yine proje şartnamesinde belirtilen ölçütlere göre ilk aşamada 30 cm, NovoCrete® Teknolojisinin iyileştirme performansını avantajı sonrası ise 22 cm kalınlığında subbalast ve 40 cm kalınlığında balast tabakası serilmiş, travers ve raylar döşenmiştir (Şekil 7).

3. SONUÇLAR

Proje kapsamında yapılan mühendislik jeolojisi araştırmalarına göre söz konusu hat kesiminin yaklaşık 30 km'lik kısmında zemin iyileştirmesi yapılması öngörülmüştür.

Zemin iyileştirilmesi yapılan bölgelerde; taş dolgu ile yapılacak zemin iyileştirmesinin mukayese tablosunda NovoCrete® Teknolojisinin hız ve ekonomisi daha uygun bulunduğundan bu projede güvenle kullanılmasına karar verilmiştir. Projeye %20 dolayında ekonomik katkı sağlamıştır.

4,20 metre kalınlıkta taş dolgu zemin iyileştirilmesi durumu için yapılan 25 yıllık analiz sonucunda zemin oturmasının 15 cm değerine ulaştığı ve devam ettiği belirlenmiştir. Ancak bu durum NovoCrete® Teknolojisi ile yapılan iyileştirmede oturma değerleri kabul edilen sınır değerler içinde kalmıştır.

NovoCrete® Teknolojisi ile kısalan işçilik süreleri taş dolgu uygulamasına göre işin süresini 122 gün daha kısaltmıştır.

NovoCrete® Teknolojisi ile hem mevcut zeminin yerinden kaldırılarak taşınması hem de iyileştirmede kullanılacak daha iyi mühendislik özelliklere sahip yeni malzemenin ocaktan getirilmesine gerek kalmamaktadır. Böylece nakliye giderleri azalmakta ayrıca trafik yoğunluğunun çevreye oluşturduğu olumsuz etkiler ortadan kalkmaktadır.

NovoCrete® Teknolojisi kullanılarak oluşturulan temel, alt temel veya taşıyıcı tabaka homojen, geçirimsiz, yüksek dayanımlı ve düşük deformasyon değerlerine ulaşmaktadır.

NovoCrete® Teknolojisi yapılan çimento stabilizasyonunda zemin özelliklerine göre 1 m^2 zemin için 50 ila 56 kg çimento ve kullanılan çimento miktarının %2 oranında NovoCrete® karışımı ile 35 cm kalınlığında tabaka imal edilmiş, bu tabaka üzerinde yapılan arazi deneyleri ve mevcut zeminle aynı orandaki karışımlarla hazırlanan numuneler üzerinde yapılan laboratuvar deneylerinde CBR, dayanım ve elastik parametrelerde önemli ölçüde artışlar tespit edilmiştir.

İmalattan 2 yıl sonra güzergâh dolgusu kaldırılarak yapılan dinamik plaka testlerinde Ev_2 değerleri proje kriterlerinin oldukça üzerinde ölçülmüştür.

4. KATKI BELİRTME

Bu proje YAPIRAY Anonim Şirketi yükümlülüğünde, Jags Innovative Products, İnşaat Sanayi Ticaret Limited Şirketi tarafından 2014-2015 yıllarında gerçekleştirilmiş ve hat işletmeye açılmıştır. Hattaki ölçümler ve kontroller günümüzde tarafımızdan yapılmakta ve iyileştirmenin performansı takip edilmektedir. Proje bilgileri ve verilerinin bu makale kapsamında değerlendirilmesine izin veren YAPIRAY ve JAGS firmalarına ayrı ayrı teşekkür ederiz.

5. KAYNAKLAR

Bahar, E., Benazzouz, M., Kenai, S., 2004. Cement and Concrete Composites, Volume 26, Issue 7, 811–820.

Coruk, Ö., Kavak, A., 2018. Puzolanik, Toz, Saf Bağlayıcı Mineral ile Zeminlerin Yerinde Güçlendirilmesi ve fiziksel-Mühendislik Özelliklerinin Geliştirilmesi, KGM AR-GE Projesi, Proje No: KGM-ARGE/2016-3, 109s.

Coruk, Ö., Kavak, A., Aydıner, A., 2018. Demiryollarında Zemin İyileştirilmesinde NovoCrete® Uygulamaları, Demiryolu Mühendisliği Dergisi, Sayı: 6, 73-78.

Kavak, A., Coruk Ö., Aydıner A., 2016. A New Binder Mineral for Cement Stabilized Road Pavement Soils World Academy of Science, Engineering and Technology, International Journal of Civil and Environmental Engineering Vol:3, No:11.

Kavak A., Baykal G., 2012. Long-term Behavior of Lime-Stabilized Kaolinite Clay, Environmental Earth Sciences 66, 1943–1955.

Kavak A., Akyarlı A., 2007. A Field Application for Lime Stabilization. Engineering Geology, 51-6, 987–997.

Kök B., Yılmaz M., Geçgil A., 2012. Çimento Stabilizasyonlu Zeminin Esnek Üstyapı Maliyetine Etkisi, Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Bilimleri Dergisi, 18(3), 165-172.

MTA, 2002. 1:500.000 ölçekli Türkiye jeoloji haritası Denizli, Ankara ve İzmir paftaları, MTA yayınları, Ankara.

Raymond N., Yonga, Vahid R., 2007. Experimental study on instability of bases on natural and lime/cement-stabilized clayey soils, Applied Clay Science Volume 35, Issues 3–4, Pages 238–249.

Sulieman, I., Siddig, M., Elbadawi, A., 2008. Optical and Electrical properties of Novocrete Material, neelain.edu.sd.

Yapıray, 2014. Bozkurt-Dinar istasyonları arasındaki yaklaşık 75 kilometrelik kesimin yenilenmesi yapım işi, Novocrete uygulaması ile zemin iyileştirmesi proje raporu, Yapıray Demiryolu İnşaat Sistemleri Sanayi ve Ticaret A.Ş., 47 sayfa.

Yemenici, B., Coruk, Ö., 2017. Zeminlerin Yerinde İyileştirilmesinde NovoCrete® Teknolojisi ve Uygulamaları, MÜHJEO'2017 Sempozyumu Bildiriler Kitabı, sayfa:239-244.

Şistlerdeki Dayanım Anizotropisinin Tek Eksenli Sıkışma Dayanımı Deneyi ile Değerlendirilmesi (Yanışlı, Mersin)

Assessment of Strength Anisotropy of Schists by Uniaxial Compressive Strength Test (Yanışlı, Mersin)

Defne KATİPOĞLU, Kıvanç ZORLU*

Mersin Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Çiftlikköy Kampüsü, Mersin
*(*kivancgeo@mersin.edu.tr)*

ÖZ: Anizotropi, kayaların sahip olduğu yönlü, fabrik ve mikroyapı ile süreksizliklerin etkisi sonucunda kazandığı, farklı yönelim açılarına göre değişik dayanım ve deformasyon özellikleri göstermesi olarak tanımlanmaktadır. Yol yarmaları ve tünel gibi karayolu projelerinde anizotropi özelliği sergileyen birimlerle karşılaşılmakta olup bu tür bir yapı gösteren kayaçlarda çeşitli problemler yaşanmaktadır. Bu çalışmasında ''Silifke-Alanya D400 karayolu üzerinde bulunan ve şist türü anizotropik birimlerden oluşan otoyol şevi çalışma alanı olarak belirlenmiştir. Tek eksenli sıkışma dayanımı deneyi ile 0°, 15°, 30°, 45°, 60°, 90° açılarda, her bir sondaj için 0-5, 5-15, 15-20, 20-30 ve 30-40 metreler için yönelim açılarının tek eksenli sıkışma dayanımı incelenmiştir. SK-1, SK-2 ve SK-3 sondaj kuyularından alınan örneklerin ayrı ayrı ortalama tek eksenli sıkışma dayanımı ve yönelim açılarıyla çizilen grafiğe göre anizotropi türü "U" tipi olarak tanımlanmış, tek eksenli sıkışma dayanımının yüksek olduğu yerler 0° ve 90° yönelim açılarında, düşük olduğu yerler ise 30° yönelim açısına sahip olan yönelimlerde görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Anizotropi, Mersin, otoyol şevi, şist, tek eksenli sıkışma dayanımı

ABSTRACT: *Anisotropy is defined as the rocks showing different strength and deformation properties, according to the different orientation of the existing discontinuities with the fabric and micro structure that they have. In highway projects such as road cuts and tunnel, units that show anisotropy are encountered frequently and various problems are experienced. In this study, the highway slope consisting of schist, on the Silifke-Alanya D400 road determined as the study area. The uniaxial compressive strength tests were carried out in the angles of 0°, 15°, 30°, 45°, 60°, 90°, with the tests performed samples taken from 0-5, 5-15, 15-20, 20-30 and 30-40 metres. According to the graphs average uniaxial compressive strength vs orientation angles for SK-1, SK-2 and SK-3 bores, the anisotropy type was defined as "U" type anisotropy. The locations where uniaxial compressive strength is higher and lower were seen in the 0° - 90° and 30° orientation angle respectively.*

Keywords: *Anisotropy, Mersin, highway, schist, uniaxial comprsive strength*

1. GİRİŞ

Anizotropik kayalarda dayanım yönlere göre farklılık göstermekte olup, kaya yapısının simetri düzleminin, asal gerilmelere göre konumunun belirlenmesi ile dayanım anizotropisi tespit edilebilir. Aynı kaya için anizotropi dayanımının gösterdiği farklılık, yapılacak mühendislik çalışmasını etkileyecek bir parametre olduğu için, mühendislik tasarımlarında, proje aşamasında anizotropinin dikkate alınması gerekmektedir. Bu çalışmada, Karayolları 5. Bölge Müdürlüğü sorumluluğu altında bulunan D400 karayolunun 143+000-143+260 kilometreleri arasındaki şist türü birimlerden oluşan otoyol şevi çalışma alanı olarak belirlenmiştir (Şekil 1).

Çalışma arazi çalışmaları ve laboratuvar çalışmaları olmak üzere iki aşamada gerçekleştirilmiştir. İlk aşamada arazi çalışmaları yapılmış ve bu kapsamda sondajlar açılarak, kuyu içi arazi deneyleri gerçekleştirilmiş, ayrıca laboratuvar deneyleri için karot örnekler alınmıştır. İkinci aşamada ise, araziden alınan karot örnekler üzerinde, anizotropi yönlerine göre dayanım deneyleri yapılmıştır.

Şekil 1. Çalışma alanının yerbulduru haritası.

2. MATERYAL VE METOD

2.1 Arazi Çalışmaları

Çalışma alanı olarak seçilen şev, D400 karayolunun 143+000-143+260 kilometreleri arasında yer almaktaolup, halihazırda palyelendirilimiş, 2 / 3 (h/V) kazı şevi oranında, yaklaşık 65.00 metre yüksekliğinde ve 5.00 metre genişliğindeki palyelerden oluşmaktadır (Şekil 2).

Şekil 2. Çalışma alanındaki şistlerden oluşan şevin genel görüntüsü.

Sipahili Formasyonu içerisinde yer alan ve Yanışlı bölgesinde gözlenen şistler genellikle koyu renkli, üst kısımları kolayca ufalanabilir, sıklıkla az sert –orta sert, zayıf – çok zayıf, ayrışmış – tümüyle

ayrışmıştır. Birim içerisindeki süreksizlik yüzeylerinde MnO sıvamaları gözlenmektedir. Söz konusu şev yüzeyinde meydana gelen bozunma ve şist türü kayaçların jeomekanik özelliklerine bağlı olarak oluşan duraysızlıklar, özellikle şev yüzeyi ve yaklaşık 4-5 m'lik bir derinliğe kadar oldukça yoğun bir şekilde gözlenmektedir. Yol yapım çalışmaları sırasında sorunlarla karşılaşılan şistli birimlerde açılan üç adet sondaj kuyusundan elde edilen karot örnekleri üzerinde ölçüm ve laboratuvar deneyleri yürütülmüştür. SK-1 sondaj kuyusu düşey, SK-2 sondaj kuyusu 30° ve SK-3 sondaj kuyusu ise 15°'lik açıyla "yönlendirilmiş" sondajlar olarak açılmışlardır (Şekil 3). Her üç sondajda da karotlu ilerlenmiş olup, SK-1 sondaj kuyusu 60m, SK-2 ve SK-3 sondaj kuyuları ise 69'ar metre açılmış, toplamda 198 m sondaj yapılmıştır. Karotlar 3 tüplü karotiyer ile alınmış olup, şistlerdeki anizotropinin belirlenmesine yönelik yapılacak çalışmalar için yönleri değiştirilmeden karot sandıklarına yerleştirilmiştir (Şekil 4).

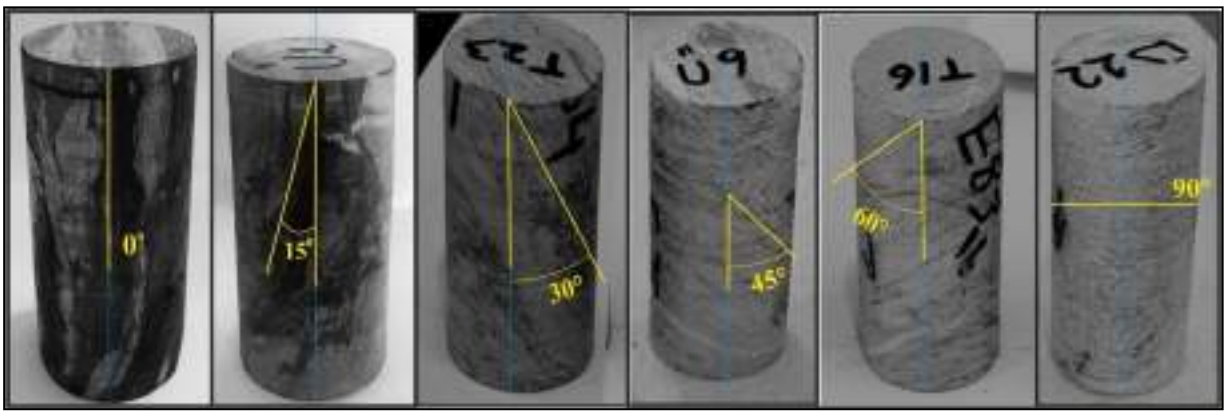
Şekil 3. İnceleme alanındaki sondaj çalışmaları.

Sondaj kuyularından yapılan ölçüm ve gözlemsel veriler ışığında sondaj her bir sondaj için sondaj logları çizilmiştir. Elde edilen sondaj loglarından da yararlanılarak, anizotropiye bağlı dayanım değişimlerinin değerlendirileceği sondaj derinliklerine ait aralıklar belirlenmiştir. Ayrıca bu aralıklarda tek eksenli sıkışma dayanım deneylerinin yapılacağı standart karot örnekler numaralandırılmıştır.

Şekil 4. Laboratuvar deneyleri için alınan yönlü karot örnekler.

a. Laboratuvar Çalışmaları

Dayanım anizotropisini belirlemeye yönelik yürütülen tek eksenli sıkışma deneyleri 0°, 15°, 30°, 45°, 60°, 90° yönelim açılarında, her sondaj için, 0-5, 5-15, 15-20, 20-30 ve 30-40 metrelerden alınan örnekler üzerinde ISRM (1981) standartlarına uygun olarak yapılmış olup (Şekil 5), yapılan deney sonuçlarına göre, yönelim açıları ile tek eksenli sıkışma dayanımı ilişkisi incelenmiştir.



Şekil 5. 0°, 15°, 30 °, 45 °, 60 ° ve 90° yönelim açılarında bir örnek serisi.

Genel olarak tek eksenli sıkışma dayanımı ve yönelim açılarıyla çizilen grafiğe göre kayalarda üç tip anizotropi gözlenmektedir. Bunlar "U" tipi, dalgalı tip ve omuz tipi anizotropilerdir (Jeager vd., 1976). Mclamore ve Gray, 1964) kayaların bir ya da daha fazla düzlem tarafından kesilmesi durumunda ve örneklerin bu düzlemler boyunca kırılması halinde U tipi anizotropi görüleceğini ve en yüksek tek eksenli basınç dayanımı değerinin β=90°'de gerçekleştiğini belirtmişlerdir. Literatürde, anizotropik kayalarda dayanımının yönlere göre değişiminin belirlendiği ve hangi tür anizotropinin gözlendiğine dair çalışmalara rastlamak mümkündür. Araştırmacılar, kayalarda izlenen anizotropi özelliklerini belirlemek amacıyla; dinamik/statik deformasyon anizotropisi, makaslama dayanımı, karot boğma indeksi gibi deney yöntemleri kullanmışlardır (Garagon 2007, İspir 2011, Yücel 2012, Çolak 1998, Karakul 2007, Avşar 2007, Bayrak 2005, Amadei ve Stephanson 1997).

Ayrıca anizotropinin tanımlamasında, 0°-90° arasındaki değişik konum açılarında elde edilen sıkışma dayanımı değerlerinden, 90°'deki sıkışma dayanımının (σ_{c90}), elde edilen en düşük sıkışma dayanımına (σ_{cmin}) oranlamasının (R_c) (Çizelge 1) kullanılabileceğini belirtilmektedir (Jeager vd., 1976).

Çizelge 1. Kayaların anizotropi oranına göre sınıflandırılması.

Dayanım Anizotropisi (Rc) ($\sigma_{c90}/\sigma_{cmin}$)	Anizotropi Tanımı
1,0- 1,1	İzotropik
1,1- 2,0	Düşük Anizotropi
2,0- 4,0	Orta Anizotropi
4,0-6,0	Yüksek Anizotropi
>6,0	Çok Yüksek Anizotropi

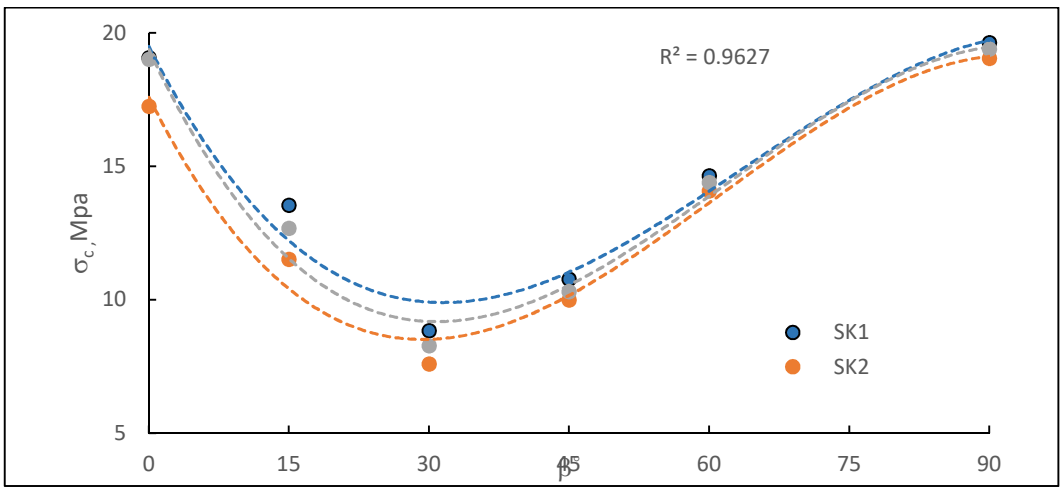
3. SONUÇLAR

SK-1, SK-2 ve SK-3 sondaj kuyularında farkı derinlik ve farklı yönelim açılarında ki örneklerle (0°, 15°, 30°, 45°, 60°, 90°) yapılan deneylerden elde edilen tek eksenli sıkışma dayanımları Çizelge 2' de sunulmuştur. Her üç sondaj kuyularından alınan örneklerin ayrı ayrı ortalama tek eksenli sıkışma dayanımı ve yönelim açılarıyla çizilen grafiğe göre çalışma alanındaki şist türü birimlerin "U" tipi anizotropi sergilediği belirlenmiştir (Şekil 6).

Çizelge 2. SK-1, SK-2 ve SK-3 sondaj kuyularından farklı derinlik ve yönelim açılarında alınan örneklerin tek eksenli sıkışma dayanımları.

Derinlik (m)	**0°**			**15°**			**30°**		
	SK-1	**SK-2**	**SK-3**	**SK-1**	**SK-2**	**SK-3**	**SK-1**	**SK-2**	**SK-3**
	σ_c(MPa)								
0-5	15.16	15.98	17.17	7.67	6.41	6.99	7.10	4.21	6.60
5-15	16.07	17.03	17.94	11.72	8.31	11.61	7.69	7.15	7.41
15-20	17.13	17.27	18.57	13.33	11.99	12.59	8.66	8.00	8.21
20-30	23.25	17.81	18.86	16.26	14.17	14.83	9.29	9.00	9.02
30-40	23.65	18.07	22.45	18.68	16.67	17.32	11.41	9.58	10.12
Derinlik (m)	**45°**			**60°**			**90°**		
	SK-1	**SK-2**	**SK-3**	**SK-1**	**SK-2**	**SK-3**	**SK-1**	**SK-2**	**SK-3**
	σ_c(MPa)								
0-5	8.69	8.09	8.39	13.06	12.41	12.86	17.97	17.24	17.87
5-15	9.71	8.91	9.36	13.87	13.34	13.82	18.86	18.32	18.81
15-20	10.00	9.72	9.98	14.41	14.18	14.22	19.44	19.17	19.28
20-30	12.10	10.28	10.82	15.22	14.64	15.16	20.23	19.64	20.13
30-40	13.29	12.90	12.91	16.64	15.81	15.83	21.61	20.80	20.81

Ayrıca, kayaların anizotropi oranına göre sınıflandırılması yapıldığında dayanım anizotropisi oranı Rc= 2.35 olarak belirlenmiş ve örnekler "*Orta Anizotropi*" olarak sınıflandırılmıştır. Tek eksenli sıkışma dayanımı ve yönelim açılarıyla elde edilen U tipi anizotropide tek eksenli sıkışma dayanımının yüksek olduğu yerler 0° ve 90° yönelim açılarında görülmektedir. Düşük olduğu yerler ise 30° yönelim açısına sahip olan yerde görülmektedir. U tipi anizotropi sergileyen anizotropik kayalarda, tek eksenli sıkışma dayanımı en yüksek değeri β=90°'de almakta ve bu değer (σc90) tipik sıkışma dayanımı olarak adlandırılmaktadır. 90°'lik yönelim açısının dışındaki diğer yönelim açılarındaki sıkışma dayanımı değerleri ise σcj olarak isimlendirilmektedir ve genellikle β'nın 30° veya 45° olduğu durumlarda en düşük değerleri almaktadırlar. Bu durum dikkate alınarak Singh vd. (1989) tarafından önerilen bir eşitlik ile (Eşitlik 1) ve β'nın 0°, 30° ve 90°'deki tek eksenli sıkışma dayanımı değerlerinin bilinmesi koşulu ile β'nın herhangi bir değeri için tek eksenli sıkışma dayanımı tahmin edilebilmektedir.



Şekil 6. Ortalama tek eksenli sıkışma dayanım değerleri ile elde edilen "U" tipi anizotropi grafiği.

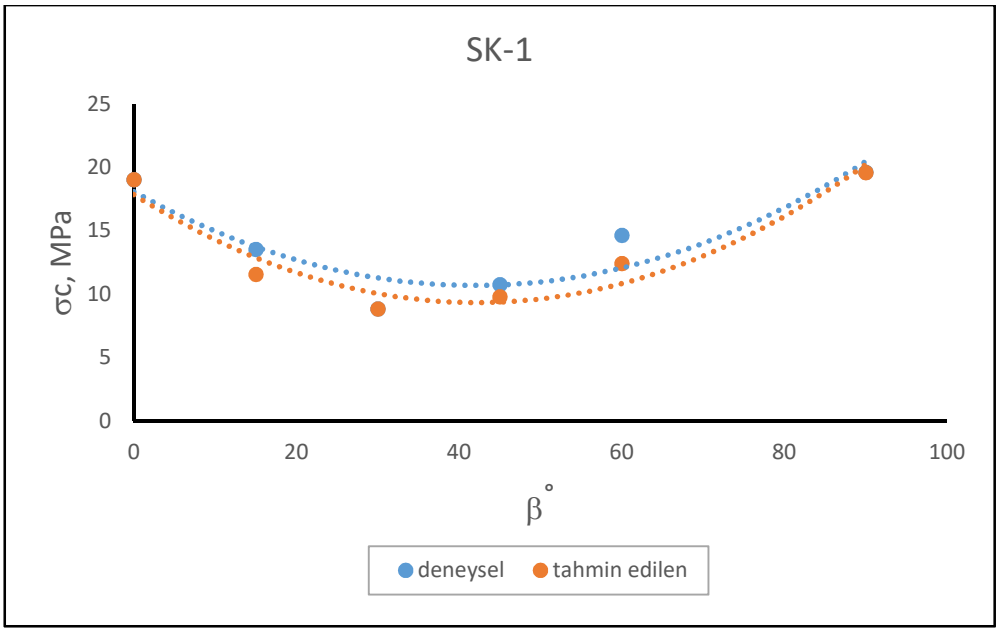
$$\sigma_{cj} = A\text{-}B\ [(\cos 2\ (\delta\text{-}\ \beta] \qquad (1)$$

Burada, σcj; 0°, 30° ve 90° dışındaki herhangi bir yönelim açısındaki tek eksenli sıkışma dayanımını, δ; tek eksenli sıkışma dayanımının en küçük olduğu yönelim açısı değerini (30°), β; sıkışma dayanımı değeri bulunması istenen yönelim açısını, Ave B ise, anizotropik kaya için 0°, 30° ve 90° açı değerleri kullanılarak grafiksel olarak belirlenebilen katsayıları ifade etmektedir. Bu katsayılar β=0° - β=30° ve β=30° - β=90° için (0≤β≤δ ve δ≤β≤90) tek eksenli sıkışma dayanımı değerleri kullanılarak hesaplanmaktadır.

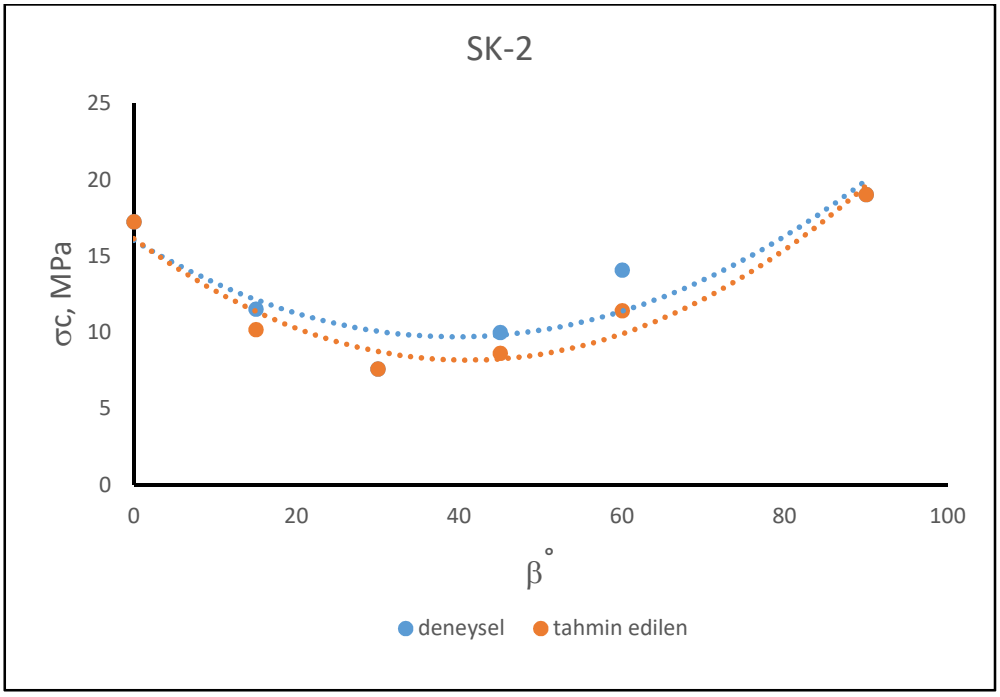
Bu çalışma kapsamında tek eksenli sıkışma deney sonuçlarından, 0°, 30° ve 90°'lik yönelim açısı değerlerinde elde edilen veriler ile, diğer yönelim açıları için öngörülen σcj değerlerini elde etmek için, her kaya için A ve B katsayıları hesaplanmıştır (Çizelge 2). Hesaplanan A ve B değerleri ile deney sonuçları da elde edilmiş olan 0°≤β≤30° ve 30°≤β≤90° şartlarını sağlayan σcj değerleri hesaplanmıştır. Verilerin değerlendirilmesi sonucunda şistler için deneysel ve tahmin edilen (σcj) dayanımı değerlerinin yönelim açısına göre elde edilen grafiksel sunumları Şekil 7, Şekil 8 ve Şekil 9'da her bir sondaj için ayrı ayrı verilmiştir.

Çizelge 2. Tek eksenli sıkışma dayanımı tahmini için belirlenen A ve B değerleri.

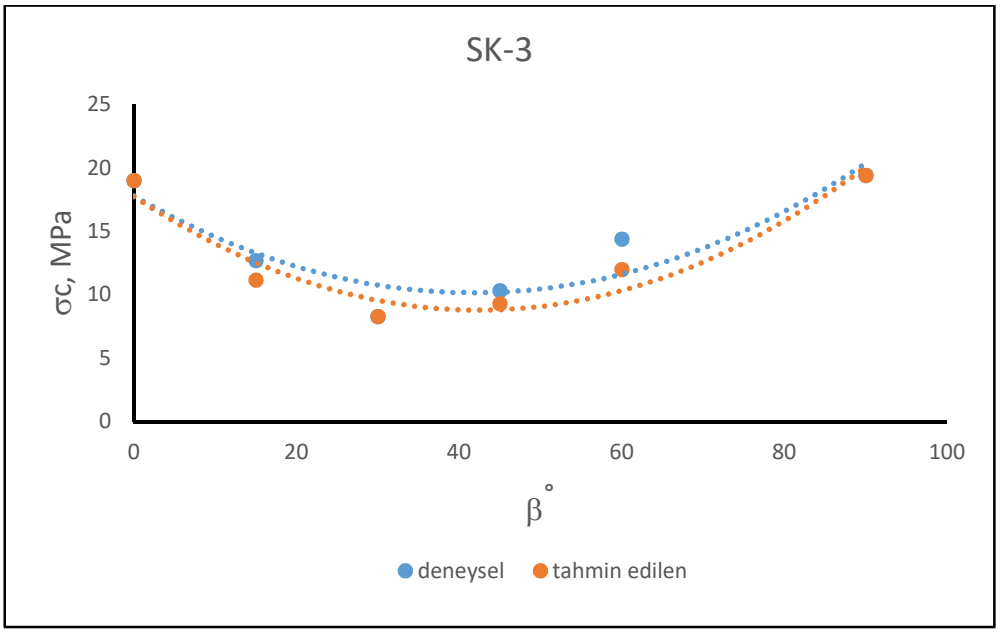
Sondaj	**A ve B Sabit Katsayı Değerleri**	
	0°≤≤30° β	**30°≤≤90° β**
SK-1	σ_{cj} = 29,27-20,44 [cos2(δ-β)]	σ_{cj} = 16,02-7,19 [cos2(δ-β)]
SK-2	σ_{cj} 26,87-19,28 [cos2(δ-β)]	σ_{cj} = 15,21-7,62 [cos2(δ-β)]
SK-3	σ_{cj} = 29,71-21,44 [cos2(δ-β)]	σ_{cj} = 15,69-7,42 [cos2(δ-β)]



Şekil 7. SK-1 sondajı için deneysel ve tahmin edilen tek eksenli sıkışma dayanımı değerlerinin yönelim açısı ile değişimi.



Şekil 8. SK-2 sondajı için deneysel ve tahmin edilen tek eksenli sıkışma dayanımı değerlerinin yönelim açısı ile değişimi.



Şekil 9. SK-3 sondajı için deneysel ve tahmin edilen tek eksenli sıkışma dayanımı değerlerinin yönelim açısı ile değişimi.

Singh ve diğ. (1989)'nin önerdiği yaklaşımda her bir örneğin 0, 30 ve 90°'lik yönelim açılarındaki deney değerlerin bilinmesini gerektiğinden ve eğrinin artan (0-90°) ve azalan (0-30°) davranış gösterdiği bölümler için ayrı ayrı eşitlikler ile hesaplanmasını gerektirdiğinden uygulamada pratik olmadığı düşünülmektedir. Ayrıca, elde edilen grafiklerden de anlaşılabileceği üzere, gerçek deney verilerinin oduğu yönelim açılarında yüksek bir tahmin sağlanmaklabirlikte diğer yönelim açılarında sapmalar olduğu oldukça açıktır.

4. KATKI BELİRTME

Bu çalışmanın bir bölümünü KGM-ARGE/2016-1 no'lu proje kapsamında destekleyen Karayolları Genel Müdürlüğü Araştırma ve Geliştirme Dairesi Başkanlığı'na ve Karayolları 5. Bölge Müdürlüğü'ne, ayrıca 2019-1-TP-3147 proje no ile destekleyen Mersin Üniversitesi BAP koordinasyon birimine teşekkür ederiz.

5. KAYNAKLAR

Avşar, E., 2007. Ankara Kilinde Şişme Anizotropisinin Araştırılması, Yüksek Lisans Tezi, Hacettepe Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara.

Bayrak, R., 2005. Niğde Masifi Temel Kayaların Anizotropik Dayanım ve Deformasyon Özelliklerinin İncelenmesi. Yüksek Lisans Tezi, Çukurova Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana.

Çolak, K., 1998. Zonguldak Havzası Kömür Çevre Kayalarının Dayanım ve Deformasyon Anizotropisinin İncelenmesi, Doktora Tezi, Zonguldak Karaelmas Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Zonguldak.

Garagon, M., 2007. Adana Baseni Tersiyer Birimlerinden Seçilmiş Kumtaşlarının Yönlere Bağlı Dayanım ve Deformasyon Özelliklerinin Araştırılması, Yüksek Lisans Tezi, Çukurova Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana.

İspir, M. E., 2011. Ankara Kilinin Mühendislik Özelliklerinin Laboratuvarda Anizotropi Yönünden İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, Orta Doğu Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara.

Jeager, J.C., Cook, N.G.W., 1976. Fundamentals of Rock Mechanics 2nd Edition. Published by Chapmann&Hall, pp.9-50, 77-106 and 143-189.

Karakul, H., 2007. Disk Makaslama İndeks Deneyi ile Dayanım Anizotropisinin Araştırılması, Yüksek Lisans Tezi, Hacettepe Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara.

Mclamore, R., Gray, K.E., 1964. The Mechanical Behaviour of Anisotropic Sedimantery Rocks. In Judid W.R, Editor. State of The Earth in the Earth Crust, New York, pp.281-298.

Singh, J., 1989. Strength Anisotropies in Rocks. Indian Geotechnical Journal, 19, 147-166. Amadeı, B., Stephansson O., 1997. Rock Stressand Its Measurement, Chapman&Hall First Edition 463-466.

Yücel, Ö., 2012. Karot Boğma Deneyi (CST)'nin Kayalarda Dayanım Anizotropisinin Belirlenmesinde Kullanılabilirliği ve Performansının Değerlendirilmesi, Yüksek Lisans Tezi, Cumhuriyet Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Sivas.

Makaslama Kutusu Deneyinde Zeminlerde Yenilmenin İncelenmesi

Investigation of Failure of Soils in the Shear Box Test

Eren KÖMÜRLÜ

Giresun Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, 28200 Güre Yerleşkesi, Giresun
(ekomurlu@giresun.edu.tr)

ÖZ: Bu çalışmada zemin makaslama kutusu deneyinde test edilen numunelerin yenilme mekanizmaları bir dizi numerik analiz (sonlu elemanlar analizi) ile incelenmiştir. Kil ve silt türü zeminler için kullanımda olan ASTM D3080-03 standardına uygun numunelerin yenilme esnasındaki gerilme dağılımları zemin malzemelerinin çeşitli deformabilite özelliklerindeki değişimin etkileri de dikkate alınarak belirlenmiş ve duraylılık analizleri gerçekleştirilmiştir. Çalışmada numune üzerine etkiyen normal gerilme değerinin sıfır olması koşulunda zemin kohezyon değerlerinin belirlenmesi amaçlı analizler gerçekleştirilmiştir. Elde edilen sonuçlara göre, makaslama (kesme) kutusu deneyinde numunelerde düşünüldüğü gibi makaslama gerilmesi değil çekme gerilmesi kontrolünde yenilme başlamıştır. Numune içerisinde oluşan çekme gerilmesinin makaslama gerilmesine kıyasla daha yüksek değerde olması sebebiyle deneyin zeminlerin makaslama dayanımının belirlenmesi amaçlı kullanılabilirliği konusunda önemli bir eksikliğe sahip olduğu görülmüştür. Numune içerisinde maksimum makaslama gerilmesinin oluştuğu bölgede aynı zamanda yüksek değerlerde normal (sıkışma ve çekme) gerilmenin oluştuğu ve bu durumun zeminlerin kohezyon değerlerinin doğru belirlenmesini engellemekte olduğu tespit edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Makaslama kutusu deneyi, kohezyon, içsel sürtünme açısı, çekme dayanımı, kohezyonlu zeminler

***ABSTRACT**: In this study, failure mechanisms of the specimens tested in the shear box test were investigated with a series of finite element analyses. The stress distribution in the specimens with size and geometries stated in the ASTM D3080-03 standard for silt and clay type soils was determined considering the effect of various deformability properties of soil materials. Within this study, failure analyses of soil specimens loaded in the shear box test equipment were carried out to evaluate their cohesion values under the condition of having no externally applied normal stress. According to the results of this study, specimens loaded in the shear box test failed under the control of the tensile stress in contrast to the guess of a failure initiated by shear stresses induced. The shear box test was found disadvantageous in terms of evaluation of the cohesion values of the soil specimens as a result of higher tensile stress values than those of the shear stresses induced by the shear box movement. It was also identified that the shear box test is not convenient to accurately determine cohesion values because there is a significant amount of normal stress at the location of the maximum shear stress.*

***Keywords:** Shear box test, cohesion, internal friction angle, tensile strength, cohesive soils*

1. GİRİŞ

Makaslama kutusu deneyi zeminlerin makaslama dayanımlarının, kohezyon ve içsel sürtünme açısı gibi önemli mekanik parametrelerinin belirlenmesi için popüler bir deneydir. Zemin numunesinde yenilmeyi sağlamak için kutunun bir yarısı diğerine göre zıt yönde hareket ettirilerek makaslama kuvveti uygulanır. Özellikle, kohezyonlu zeminler için önerilen ASTM D3080-03 standardında belirtilen numune yükleme ekipmanı makaslama dayanımı değerlerinin belirlenmesi için yaygın kullanılmaktadır. Makaslama kutusunun alt ve üst parçalarının bağıl zıt yönde hareket etmesi neticesinde numuneler kırılma düzlemi oluşumu ile ikiye bölünmektedir (Şekil 1 ve Şekil 2). Deneyde yatay doğrultuda hareket eden makaslama kutusu parçalarının hareketi ile makaslama etkisi sağlanmakta ve aynı zamanda makaslama kutusu üzerinden kırılma düzlemine dik yönde zemin numunesine normal gerilme etki edebilmektedir (ASTM, 2003).

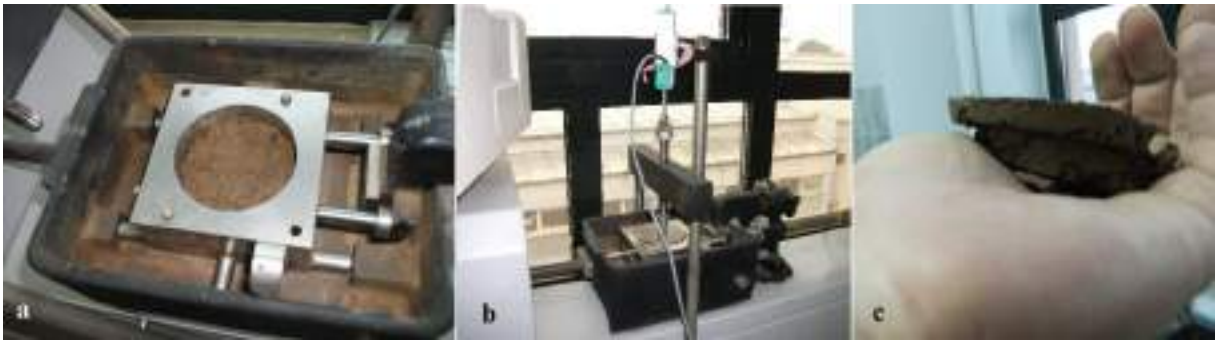
Bu çalışmada ASTM D3080-03 standardına göre silt ve kil türü zeminlerde kullanımı uygun olan 6 cm çapında dairesel kesite ve 2,4 cm yüksekliğe sahip numunenin içerisinde konuma bağlı gerilme

değerlerindeki değişim incelenmiştir. Dışardan pratik bir görüş ile numune içerisinde gerilmelerin homojen dağıldığına yönelik bir öngörüye sahip olunabilse de makaslama düzlemi boyunca numune içerisinde önemli gerilme farklılıkları oluşabilmektedir (Wang ve Gutierrez, 2010). Buradan hareketle, makaslama kutusu deneyinde numunenin kırılmasını sağlayan yükü numune kesit alanına bölerek numunenin doğrudan makaslama dayanımını bulmanın, numune kesitinde gerilme homojenleştirme yaklaşımının doğru bir yöntem olma durumu tartışmaya açıktır.

Jeoteknik mühendisliğinde zeminlerin kohezyon ve içsel sürtünme açısı değerleri duraylılık koşullarının belirlenmesi için kritik öneme sahiptir. Zemin makaslama kutusu sadece dayanım değil, deformabilite özelliklerinin de belirlenebildiği bir deney düzeneğidir. Yük ve deplasman birlikte okunarak makaslama gerilmeleri (τ) altında zeminlerin rijitlik modulü (G) değerleri belirlenebilmektedir. Makaslanan bir malzeme Şekil 3'te görüldüğü gibi birim deformasyona (γ) sahiptir. Makaslama gerilmesi ve makaslama birim deformasyonu arasındaki oran rijitlik modülüne eşittir ($G= \tau /\gamma$). Rijitlik modülü aynı zamanda Poisson oranı (ν) ve Elastisite Modulüne (E) bağlı bir değişkendir ($G=E/2(1+\nu)$).

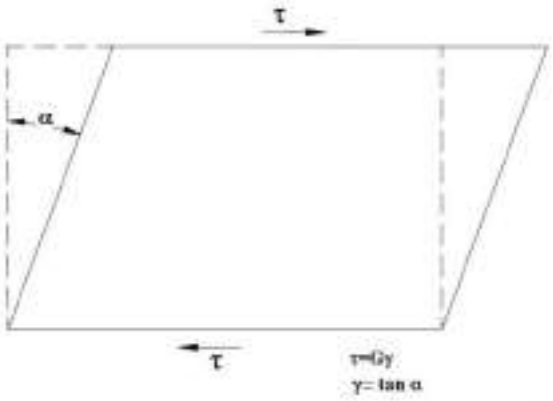
Şekil 3'te görüldüğü üzere yükleme bölgesinde oluşan açısal deplasman makaslanan cisimlerde çekme gerilmesi, dolayısıyla uzama oluştuğunu açıklamaktadır. Basit makaslama deformasyonlarında açısal deplasman gerçekleşmekte ve saf makaslama gerilmesi altında numune yenilmemektedir (Thiel vd., 2018; Destrade vd., 2012). Saf makaslama deformasyonuna sahip olunması teorik bir durumdur. Zemin makaslama kutusu içerisinde yüklenen numunelerin yenilme esnasında sahip olduğu makaslama ve normal gerilme değerlerine bağlı olarak ölçülen dayanım değerli makaslama gerilmelerinden belirli oranlarda sapma göstermektedir (Kömürlü ve Demir, 2018).

Bu çalışmada makaslama kutusunda yüklenen zemin numunelerinin yenilme mekanizması incelenmiş ve deneyin kohezyon değerlerinin belirlenmesi amaçlı uygulanabilirliği konusunda değerlendirme yapılmıştır. Bu kapsamda sonlu elemanlar yöntemi ile numune içerisinde gerilme dağılımı analizleri gerçekleştirilmiştir. Numerik çalışma ile ilgili detaylar sıradaki ilgili başlık altında verilmiştir.



Şekil 1. a) Makaslama kutusu içerisinde numune, b) Deney düzeneği ile yükleme, c) yenilmiş bir numune (Kömürlü ve Toptaş, 2012).

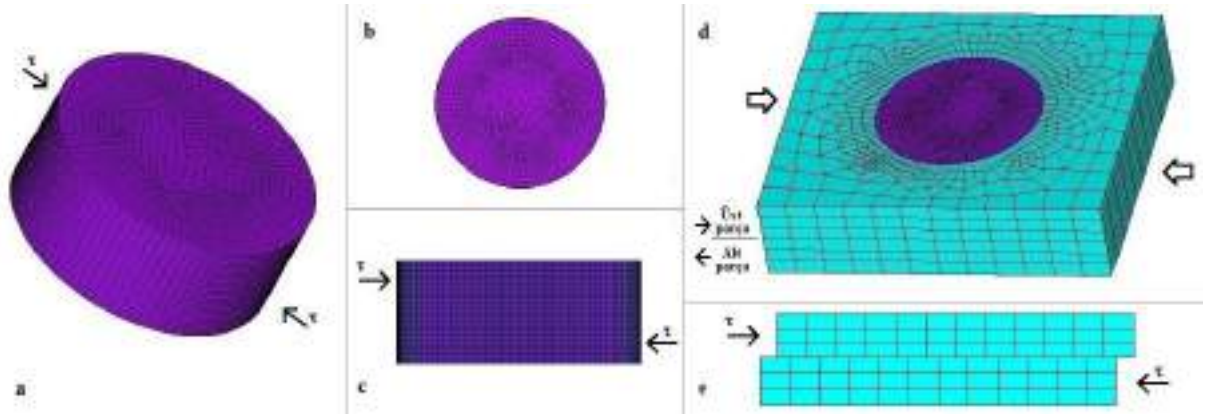
Şekil 2. a) Makaslama kutusu, b ve c) yenilmiş numuneler (Kömürlü ve Kesimal, 2015).



Şekil 3. Makaslama birim deformasyonu (γ) gösterimi

2. NUMERİK ÇALIŞMA

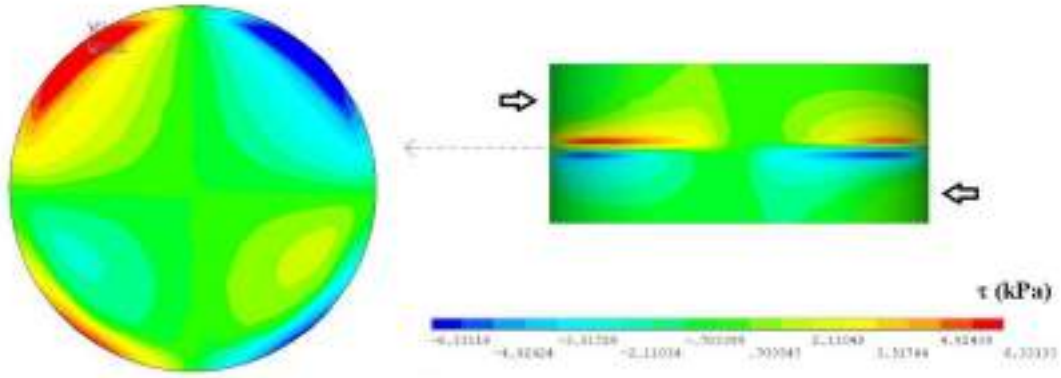
Numerik çalışmalarda ANSYS programı kullanılarak bir dizi sonlu elemanlar analizi yapılmıştır. Dışardan etkiyen normal gerilme değerinin sıfır olması koşulunda zemin kohezyon değerlerinin belirlenmesi amaçlı analizler gerçekleştirilmiştir. 60 mm çap ve 24 mm boya sahip zemin numune modelleri 1,5 mm boyutunda sonlu elemanlara ayrılmıştır. Numunelerin boyları (kalınlıkları) doğrultusunda ise sonlu eleman boyutu 1 mm seçilmiştir. Makaslama kutusu çeliği numune kontak kısmında 1,5 mm boyutunda sonlu elemanlara bölünmüş ve delik cidarından uzaklaştıkça sonlu eleman boyutu artırılmıştır. Makaslama kutusu çeliği numune kalınlığı doğrultusunda 4 mm boyunda sonlu elemanlara ayrılmıştır. Şekil 4'te modellerinin sonlu eleman ağı görülmektedir. Seçilen sonlu eleman boyutlarının yeterli ölçüde küçük olduğundan emin olmak amaçlı bir dizi ön analiz gerçekleştirilmiştir. Numerik modelleme 3 boyutlu olarak yapılmış ve farklı zemin malzeme özellikleri için yenilme yükleri, numune içindeki gerilme dağılımları belirlenmiştir. Modellenen zeminlerin malzeme özellikleri Çizelge 1'de verilmiştir. Zemin makaslama kutusunun alt ve üst parçaları arasında sürtünme sıfır alınmıştır. Analizlerde zemin numunelerinin deformabilite özelliklerinin sonuçlar üzerindeki etkilerini değerlendirmek için farklı elastisite modülü ve Poisson oranı değerlerine sahip modeller incelenmiştir. Numune içerisindeki gerilme dağılımlarına yönelik çeşitli görseller Şekil 5 ve Şekil 6'da verilmektedir. Şekillerde görüldüğü üzere maksimum makaslama gerilmesi çenenin alt ve üst parçalarının temas ettiği hareket düzlemi (makaslama düzlemi) yanında oluşmaktadır. Maksimum çekme gerilmesi numune kesiti dış yüzeyine doğru ve makaslama düzlemi yanında oluşmaktadır. İncelenen farklı zemin modelleri için çekme gerilmelerinin makaslama gerilmesi değerlerine nazaran yüksek olduğu ve yenilmenin çekme gerilmeleri kontrolünde gerçekleştiği görülmüştür. Numune içerisinde oluşan maksimum çekme ve makaslama gerilmesi değerleri Çizelge 2'de verilmektedir.



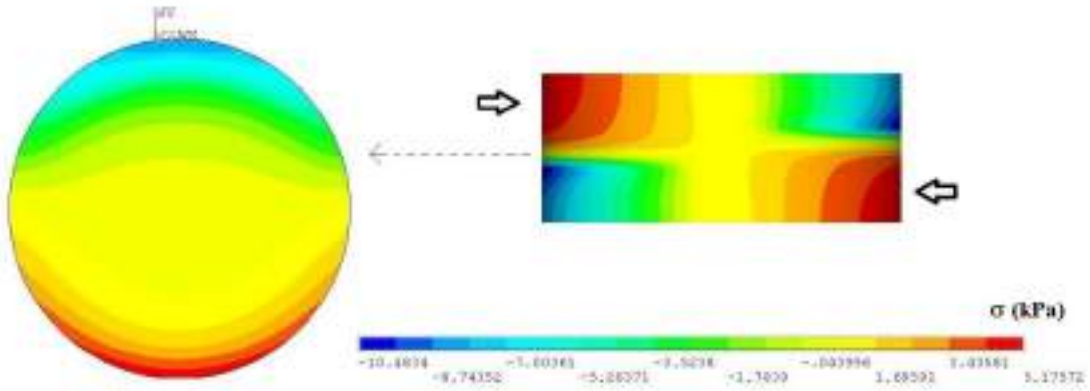
Şekil 4. a) Numunelerin sonlu eleman ağı, b) üstten numune görünüşü, c) yandan görünüş, d) numune ve makaslama kutusu sonlu eleman ağının birlikte görünümü, e) Yenilme sonrası makaslama kutusunun alt ve üst parçalarındaki deplasman.

Çizelge 1. Zemin ve makaslama kutusu çeliği için modellerde malzeme özellikleri (TESD: Tek eksenli sıkışma dayanımı, TEÇD: Tek eksenli çekme dayanımı, DE: Düşük elastisite modüllü, YE: Yüksek elastisite modullü, D*v*: Düşük Poisson oranlı, Y*v*: Yüksek Poisson oranlı numune).

Model	Elastisite Modulü (MPa)	Poisson oranı	TESD (kPa)	TEÇD (kPa)	Kohezyon (kPa)
Zemin 1 (DE-D*v*)	30	0.15	100	10	25
Zemin 2 (DE-Y*v*)	30	0.35	100	10	25
Zemin 3 (YE-D*v*)	60	0.15	100	10	25
Zemin 4 (YE-Y*v*)	60	0.35	100	10	25
Çelik	200000	0.30	300000	250000	250000



Şekil 5. Numune (Zemin 1) içerisinde makaslama gerilmesi dağılımı: makaslama düzleminden kesit (sol), yandan görünüş (sağ)



Şekil 6. Numune (Zemin 1) içerisinde asal normal gerilme dağılımı (+: sıkışma, -: çekme): makaslama düzleminden kesit (sol), yandan görünüş (sağ).

Çizelge 2. Farklı zemin modellerinin maksimum çekme ve makaslama gerilmeleri değerleri.

Model	Maks. Makaslama Gerilmesi, τ_{max} (kPa)	Maks. Makaslama konumunda çekme gerilmesi, σ_t (kPa)	Maks. Çekme gerilmesi, σ_{tmax} (kPa)	Maks. çekme konumunda makaslama gerilmesi, τ (kPa)
Zemin 1 (DE-D*v*)	6,33	8,74	10,48	4,21
Zemin 2 (DE-Y*v*)	6,50	8,89	10,40	4,46
Zemin 3 (YE-D*v*)	6,14	8,55	10,23	4,19
Zemin 4 (YE-Y*v*)	6,37	8,61	10,29	4,32

Çenelerin alt ve üst parçalarının itildiği bölgede oluşan maksimum sıkışma gerilmesi değerleri çekme gerilmesi değerlerine kıyasla daha düşük seviyelerde kalmıştır. Dolayısı ile makaslama kutusunda numunelerin sıkışma dayanımına bağlı yenilmesi beklenmemektedir. Sıkışma dayanımı değerlerinin çekme dayanımı değerlerine nazaran oldukça yüksek olması yenilmenin çekme gerilmesi sebebi ile gerçekleşmesi için ayrıca bir nedendir. Çizelge 2 ve Çizelge 3'te görüldüğü üzere numunede oluşan maksimum makaslama gerilmesi ve çekme gerilmesi değerleri arasındaki oran 0,6 dolaylarındadır.

Çizelge 3. Maksimum makaslama gerilmesi ve çekme gerilmesi oranı (τ_{max}/σ_{max}).

Model	τ_{max}/σ_{max}
Zemin 1 (DE-D*v*)	0,60
Zemin 2 (DE-Y*v*)	0,63
Zemin 3 (YE-D*v*)	0,60
Zemin 4 (YE-Y*v*)	0,62

3. TARTIŞMA

Numerik analiz programları numune içerisinde konumsal olarak gerilme değerlerinin nasıl değiştiğinin incelenmesi için önemli avantaj sağlamaktadır. Numerik analizlere numune yenilme mekanizmasının ve yöntemsel detayların doğruluğunun incelenmesi için başvurulmaktadır. Numerik çalışmalarla numunelerin yenilme mekanizmalarının irdelenmesi konusundaki araştırmaların devamı ile farklı zemin mekaniği deneylerinin geliştirilmesi mümkündür. Özellikle kohezyonlu zemin malzemelerinin modellenmesi amaçlı sonlu elemanlar yöntemi kullanımı yaygındır (Cheng ve Likitlersuang, 2018; Lees, 2016; Likitlersuang vd., 2018; Hicks vd., 2014). Bu çalışma kapsamında, makaslama kutusu deneyinde numunelerin yenilme mekanizması bir sonlu elemanlar programı olan ANSYS ile incelenmiştir.

Elde edilen sonuçlara göre, makaslama etkisi altındaki numuneler içerisinde yükleme neticesinde oluşan çekme gerilmeleri makaslama gerilmelerine nazaran daha yüksek değerler almakta ve numuneler çekme dayanımı değerlerine ulaşılması sebebiyle yenilmektedir. Numunelerin çekme gerilmeleri kontrolünde yenilmeleri deneyin zeminlerin makaslama dayanımı değerlerinin belirlenmesi için doğru bir yöntem olmadığı yönünde bir bulgudur.

Zeminlerin en düşük dayanım değerleri çoğunlukla çekme dayanımı değerleridir ve zeminlerin çekme dayanımı değerleri kohezyon değerinden genellikle küçüktür. Zeminlerin çok küçük çekme dayanımlarına sahip olmaları makaslama gerilmeleri yerine çekme gerilmeleri kontrollü geçersiz yenilme olmasına sebebiyet vermektedir (Vanicek, 2013; Lu vd., 2007; Tang vd., 2015).

Saf makaslama gerilmeleri kontrolünde numunenin yenilmesi sürekli ortam mekaniğinde teorik bir durumdur (Cai vd., 2018; Pokluda vd., 2004; Belik ve Fosdick, 1998). Bu çalışmadan elde edilen sonuçlara göre numune içerisinde maksimum makaslama gerilmelerinin bulunduğu bölgede önemli ölçüde sıkışma ve çekme gerilmelerinin de olması numunelerin kohezyon değerlerinin doğru belirlenmesini engellemektedir. Kohezyon belirlenebilmesi için normal gerilme değerinin sıfır olması gerekmektedir.

Zemin makaslama kutusu deneyinde numune üzerine dışardan bir normal gerilme verilmese de makaslama etkisi altında numune içerisinde hem sıkışma hem çekme gerilmeleri oluştuğu görülmüştür. Zemin numunesinin kohezyon ve çekme dayanımı değerleri arasındaki orana bağlı olarak makaslama kutusu deneyinde çekme gerilmeleri veya makaslama gerilmeleri kontrollü bir yenilme başlamaktadır. Tek çeşit ve tek eksenli gerilme dağılımı olmadığı, yenilmenin başladığı konumda farklı tür (normal ve makaslama) gerilmeler olduğu için makaslama kutusu deneyinin tek eksenli çekme dayanımı veya kohezyon değerinin belirlenmesi için güvenilir bir yöntem olmadığı değerlendirilmiştir. Makaslama kutusu deneyi ile elde edilen dayanım saf makaslama dayanımı yerine makaslama etkisi altında dayanım olarak dikkate alınmalıdır.

Numune içerisinde makaslama ve normal gerilme değerlerinin homojen dağılım göstermemesi sebebi ile standart yöntemde önerildiği üzere yükün alana bölünmesi ile elde edilecek olan dayanım değeri yanlış sonuç vermektedir. Bu durum ASTM D3080-03 gibi standartlarda zemin makaslama deneyinde yapılan önemli bir yanlış olarak değerlendirebilir. Yükü alana bölmek yerine, numune boyutları ve yükleme koşulları için konuma bağlı gerilme dağılımı ve numunenin kırılmasına sebebiyet veren gerilme değerlerinin belirlenmesi uygun olacaktır (Kömürlü ve Durmuş Demir, 2018; Kömürlü vd., 2016; Medzvieckas vd., 2017). Ancak, makaslama kutusu deneyinin aşağıda sıralanan maddelerden dolayı makaslama dayanımı değerlerinin elde edilmesi amaçlı kullanımının önemli eksiklikleri mevcuttur.

4. SONUÇ

Bu çalışmada ulaşılan sonuçlar aşağıda maddeler halinde özetlenmiştir:

a. Makaslama kutusu deneyinde numuneler için majör gerilme çekme gerilmesidir.
b. Zemin makaslama kutusu deneyinde, ASTM D3080-03 standardında dairesel kesitli numuneler için numunelerin çekme gerilmesi makaslama gerilmesi değerlerinden %65 dolaylarında daha yüksek seviyelerdedir.
c. Zemin makaslama kutusu deneyinde numunenin kohezyon ve çekme dayanımı değerlerine bağlı olarak farklı gerilme türlerinin (çekme veya makaslama gerilmeleri) kontrolünde yenilme olabilir.
d. Yenilme çekme dayanımına ulaşması ile gerçekleşebildiğinden makaslama kutusu deneyi zemin numunelerinin makaslama dayanımı değil makaslama etkisi altında dayanım değerlerini belirlemek için yapılabilir.
e. Yenilme makaslama dayanımı değerine ulaşılması sebebi ile gerçekleşse de saf makaslama sağlanamadığı için kohezyon değerlerinin belirlenmesi amaçlı makaslama kutusu deneyi kullanımı güvenilir değildir.

5. KAYNAKLAR

ASTM, 2003. ASTM D 3080 – 03 coded Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions, West Conshohocken, PA 19428-2959, United States.

Belik, P., Fosdick, R., 1998. The State of Pure Shear. Journal of Elasticity, 52(1), 91-98.

Cai, Y., Wu, H.A., Luo, S.N., 2018. A loading-dependent model of critical resolved shear stress. International Journal of Plasticity, 109, 1–17.

Chheng, C., Likitlersuang, S., 2018. Underground excavation behaviour in Bangkok using three dimensional finite element method. Computers and Geotechnics, 95, 68-81.

Destrade, M., Murphy, J.G., Saccomandi, G., 2012. Simple shear is not so simple. International Journal of Non-Linear Mechanics, 47, 210–214.

Hicks, M.A., Brinkgreve, R., Rohe A., 2014. Numerical methods in geotechnical engineering. Taylor & Francis, Croydon, England.

Komurlu, E., Durmus Demir, A., 2018. Determination of Cohesion values of Rock Materials using Double Shear Jaws. Periodica Polytechnica Civil Engineering, 62(4), 881-892.

Kömürlü E., Kesimal A., 2015. Experimental study of polyurethane foam reinforced soil used as a rock-like material. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 7(5), 566-572.

Kömürlü, E., Kesimal, A., Demir, S., 2016. An Experimental and Numerical Study on Determination of Indirect (Splitting) Tensile Strength of Rocks under Various Load Apparatus. Canadian Geotechnical Journal, 53, 360-372.

Kömürlü E., Toptaş S., 2012. Şehirsel Bölgelerde Yapılan Dik Temel Kazılarının Duraylılığının İncelenmesi. Madencilik Türkiye Bilimsel (MT Bilimsel), 1, 13-57.

Lees, A., 2016. Geotechnical Finite Element Analysis: A Practical Guide. ICE (Institution of Civil Engineers) Publishing, London, UK.

Likitlersuang, S., Chheng, C., Surarak, C., Balasubramaniam, A., 2018. Strength and Stiffness Parameters of Bangkok Clays for Finite Element Analysis. Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, 49, 150-156.

Lu, N., Wu, B., Tan, C.P., 2007. Tensile strength characteristics of unsaturated sands. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 10.1061/(ASCE) 1090-0241, 133, 144-154.

Medzvieckas, J., Dirgeliene, N., Skuodis, S., 2017. Stress-Strain States Differences in Specimens during Triaxial Compression and Direct Shear Tests. Procedia Engineering, 172, 739-745.

Pokluda, J., Cerny, M., Sandera, P., Sob, M., 2004. Calculations of theoretical strength: State of the art and history. Journal of Computer-Aided Materials Design, 11, 1–28.

Tang, C., Pei X., Wang, D., Shi B., Li J., 2015. Tensile strength of compacted clayey soil. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 10.1061/ (ASCE) GT.1943-5606.0001267, 133:2 (141).

Thiel, C., Voss, J., Martin, R.J., Neff, P., 2018. Shear, pure and simple. International Journal of Non-Linear Mechanics, In Press (online first article), doi.org/10.1016/j.ijnonlinmec.2018.10.002

Wang, J., Gutierrez, M., 2010. Discrete element simulations of direct shear specimen scale effects. Geotechnique, 60, 395–409.

Vanicek, I., 2013. The importance of tensile strength in geotechnical engineering. Acta Geotechnica Solvenica, 10, 5-17.

Piroklastik Kayaçların (Sille, Konya) Tek Eksenli Sıkışma Dayanımlarının Tahmini

Predicting the Uniaxial Compressive Strength of Pyroclastic Rocks (Sille, Konya)

Elif AVŞAR

Konya Teknik Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Konya
(eavsar@ktun.edu.tr)

ÖZ: Sille'deki (Konya) piroklastikler, bloklar ve bu blokları birbirine bağlayan zayıf bir matriksten oluşan tipik bir pekişmiş volkanik hamurda kaya (bimkaya)'dır. Tek eksenli sıkışma dayanımının (UCS) belirlenmesi amacıyla hamurda kayalardan standartlara uygun karotların elde edilmesi oldukça güçtür. Bu nedenle, hacimsel blok oranı (HBO), parçalanma fraktal boyutu (D_F), pürüzlülük fraktal boyutu (D_R) ve blok sayısı (B_N) gibi daha pratik yöntemlerden belirlenen özellikler kullanarak hamurda kayanın tek eksenli sıkışma dayanımının kestirimine yönelik görgül modeller üretilmiştir. Bu kapsamda, istatistiksel olarak anlamlı ve belirtme katsayıları yüksek olan 4 adet görgül model önerilmiştir. Elde edilen sonuçlara göre, D_F ve D_R ile UCS arasında güçlü korelasyonlar olduğu görülmüş ve HBO ile birlikte bu iki parametrenin bu tür kayaların UCS değerlerinin tahmininde oldukça iyi performans gösterebilecekleri ortaya konmuştur. Son olarak, UCS deneyleri sonunda yenilmiş karot örnekleri de incelenmiş ve yenilme düzlemlerinin çoğunlukla blok-bağlayıcı malzeme sınırından geçtiği gözlenmiştir. Bu davranış, pekişmiş Sille hamurda kayasındaki en zayıf bileşenin blok-bağlayıcı malzeme sınırlarının olduğuna işaret etmektedir.

Anahtar Kelimeler: Sille, hamurda kaya, fraktal boyut, görgül ilişki

ABSTRACT: *The pyroclastics of Sille (Konya) can be defined as a typical volcanic welded bimrock that composed of competent rock blocks and relatively weak matrix. It is quite difficult to prepare core samples recommended by standards from bimrocks to determine the uniaxial compressive strength (UCS). Therefore, empirical models for estimation the uniaxial compressive strength of the bimrock were generated using the properties determined from more practical methods such as volumetric block proportion (VBP), fragmentation fractal dimension (D_F), roughness fractal dimension (D_R) and number of blocks (B_N). Within this framework, four statistically significant empirical models with high coefficient of determinations were developed. The results revealed that the D_F and D_R have good correlations with UCS and these inputs can give a very good performance together with VBP in predicting UCS values of such rocks. Lastly, failed core samples of UCS tests were examined visually and it is observed that the failure planes in the core samples predominantly pass through the boundaries between matrix and blocks. And, such a behaviour may indicate that the weakest component of the Sille agglomerate is boundaries.*

Keywords: *Sille, bimrock, fractal dimension, empirical model*

1. GİRİŞ

Sille, Konya şehir merkezinin yaklaşık 12 km kuzeybatısında yer alan antik bir yerleşim yeridir. Sille'deki kiliseler, camiler, sokaklar, çeşmeler, kaya oyma antik kilise ve yarı yeraltı yerleşimleri ile geleneksel Sille evleri gibi tarihi ve kültürel yapıların içinde bulunduğu bölge Konya Kültür ve Tabiat Varlıklarını Koruma Kurulu tarafından "Kentsel ve Arkeolojik Sit Alanı" olarak ilan edilmiştir. Dünya'nın değişik yerlerinde (örn. Çin, Rusya, İspanya, Fransa, İtalya, Ürdün, Mısır, Afrika, İsrail) kaya oyma yeraltı yapıları: yerleşim, ibadet, nem ve sıcaklık değişimlerinden etkilenmeden gıda maddelerinin uzun süre korunması, saldırılarından ve afetlerden korunmak gibi yaşamsal gereksinimler nedeniyle çok eski zamanlardan bu yana tercih edilmektedirler. Bu çalışmada jeo-mühendislik özellikleri açısından incelenen antik iki yapıdan biri Koimesis Tes Panagias (Panaya) kilisesidir (Şekil 1a). Bu kilise Dikili Kaya (Sille) bölgesindeki tepenin yamacında bodrum katla birlikte 2 kat olmak üzere kayaya oyularak yapılmıştır. Kilisenin yaklaşık 100 m güneybatısındaki, daha büyük boyutlarda, biri bodrum kat olmak

üzere toplam 4 katlı bir yarı yeraltı (tepe ya da yamaç) yerleşimi bulunmaktadır (Şekil 1b). Sekili Mağara olarak bilinen bu antik yerleşim, bu çalışma kapsamında araştırılan Sille piroklastikleri içinde açılmış olan diğer antik yapıdır. Antik yarı yeraltı yerleşkesinin ve kaya oyma kilisesinin en az 1500 yıllık bir geçmişinin olduğunu söylemek mümkündür. Yüzyıllar boyunca desteksiz olarak duraylı kalabilen bu antik yapılar, kaya mühendisliğinde insan yapımı yapıların uzun süreli davranışının anlaşılması açısından önemli ve tipik örnekleri oluşturmaktadırlar.

Erenler Dağı ve Alacadağ volkanik grubu içinde yer alan Sille civarındaki volkanik arazi çok aşamalı bir volkanik faaliyetin temsilcisidir. Stratigrafik bulgular ve radyometrik yaş tayinleri sonuçlarına göre, Sille volkanikleri Konya ve çevresindeki en yaşlı volkanik birimlerdir (Temel vd.,1998). Sille volkanikleri piroklastik akma ve yağma çökelleri ve lav domlarından oluşmaktadırlar. Bu volkaniklerinin yaşı 11.45-11.9 milyon yıl arasında değişmekte olup, Sille volkanizması sonucu çökelen piroklastikler görece zayıf tutturulmuş kaya kütlelerini oluşturmaktadırlar (Keller vd., 1977). Yukarıda anlatılan antik kaya oyma yapılarının içinde açıldığı Sille piroklastikleri bu çalışmanın malzemesi olarak seçilmiştir. Gerekli yasal izinler alındıktan sonra antik yerleşim yeri ve kilisenin civarındaki bazı yerlerde örnekleme çalışmaları gerçekleştirilmiştir. Yapıların duvarlarını ve giriş kısımlarını kesen süreksizlikler ve bozunma nedeniyle yapılardan koparak düşen iri kaya bloklarının bir kısmı laboratuvara nakledilmiştir. Laboratuvarda bu bloklardan karot örnekleri hazırlanmıştır.

Göreceli olarak daha ince taneli zayıf bir matriks (bağlayıcı malzeme) içerisinde sağlam blokların ya da tanelerin bulunduğu kaya kütleleri "Hamurda Kaya (Block-In-Matrix-Rock, BIMROCK)" olarak tanımlanmaktadırlar (Medley, 1994; Medley ve Lindquist, 1995; Medley, 2002). Melanjlar (karmaşık), iri taneli piroklastik kayalar (aglomeralar), breşler, fay kayaları ve makaslanmış serpantinler hamurda kaya örnekleri olarak gösterilmektedirler (Medley, 1994; Lindquist ve Goodman, 1994; Sönmez vd., 2006a). Bir kaya kütlesinin jeomekanik açıdan hamurda kaya olarak tanımlanabilmesi için kaya kütlesinin içerdiği blok ve matriks bileşenlerinin dayanımları ya da sıkılıkları arasında yeterli bir karşıtlığın ($UCS_{blok}/UCS_{matriks} > 1.5$) olması gerekmektedir (Kalender vd. 2014; Lindquist 1994; Medley 1994; Medley ve Zekkos 2011). Ancak, Kahraman ve Alber (2006) ve Kahraman vd. (2008) Almanya ve Türkiye'deki fay breşlerini çalışmışlar ve inceledikleri hamurda kayaların içerdiği blok dayanımlarının bağlayıcı malzemenin dayanımından düşük ya da eşit olduğunu belirtmişlerdir. Dolayısıyla, bu araştırmacılar tarafından araştırılan kaya kütleleri Medley (1994)'in geleneksel hamurda kaya tanımına uygun olmasa da bu malzemeler yine de "bağlayıcı malzeme içinde blok içeren" kayalardır.

(a) (b)

Şekil 1. Sille'deki piroklastik kayalar içinde açılmış olan (a) Koimesis Tes Panagias kilisesi ve (b) Sekili Mağara yamaç yerleşimi.

Litolojik ve mekanik özellikleri açısından değişkenlikler gösteren hamurda kayalar, karmaşık yapıları nedeniyle jeo-mühendislik uygulamaları açısından problemlere neden olan kaya kütleleridir. Bu nedenle, hamurda kayaların içinde ve üzerinde inşa edilecek yapılarda gelişebilecek sorunların belirlenmesi ve/veya bu sorunların giderilmesi için bu tür kaya kütlelerinin dayanımlarının belirlenmesi oldukça önemlidir. Hamurda kayaların araştırıldığı bazı önceki çalışmalara göre (örneğin; Barbero vd.

2008; Mahdevari ve Maarefvand 2017; Sönmez vd. 2006a; Sönmez vd. 2016) doğal ve yapay hamurda kaya örneklerinin UCS ve deformasyon modülü değerleri blok oranının artışına bağlı olarak artmaktadırlar. Diğer taraftan, Kahraman ve Alber (2006) zayıf bloklar ile yüksek dayanıma sahip bağlayıcı malzemeden oluşan fay breşi örneklerine ait UCS değerlerinin hacimsel blok oranının artmasıyla azaldığını belirlemişlerdir. Bununla birlikte, Afifipour ve Moarefvand (2014) hacimsel blok oranının %70'den yüksek olması halinde ve Lindquist (1994) ile Sönmez vd. (2006b) ise pekişmemiş ve yapay hamurda kaya örneklerinin blok oranlarının artmasıyla UCS'nin azaldığını ortaya koymuşlardır. Önceki çalışmaların sonuçları UCS ve HBO arasındaki ilişkiler açısından genel olarak uyumlu olsa da hamurda kayaların ya da bağlayıcı malzeme içinde blok içeren kayaların değişken yapısı nedeniyle farklı sonuçların elde edildiği çalışmalar da vardır.

2. HAMURDA KAYANIN FİZİKSEL VE JEO-MEKANİK ÖZELLİKLERİ

Arazi ve laboratuvar çalışmaları kapsamında, blok örneklerin alınması, petrografik çalışmalar, HBO ve birim ağırlık tayinleri ve UCS deneyleri yapılmıştır. UCS deneyleri bağlayıcı malzeme, bloklar ve hamurda kaya karot örnekleri üzerinde gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmalara ilişkin kullanılan yöntem ve sonuçlar aşağıda alt başlıklar halinde sunulmuştur.

2.1. HBO Tayinleri ve Mineralojik İncelemeler

Hamurda kayaların UCS ile HBO değerleri arasında güçlü bir ilişki olması nedeniyle bu tür kayaların UCS'lerinin kestiriminde HBO'nun gerçeğe en yakın şekilde tayin edilmesi büyük öneme sahiptir. Önceki çalışmalarda HBO'nun belirlenmesi için çeşitli yöntemler kullanılmıştır (Coli vd. 2011; Haneberg 2004; Kahraman vd. 2008; Lindquist 1994; Sönmez 2006b; Sönmez vd. 2016). Buna göre, HBO değerleri kuyu-blok kesişimi olan kiriş uzunluğu ya da hat etüdü ölçümleri ile tek boyutta, fotoğraflar üzerinde görüntü işleme analizleri ile 2 boyutta ve blokların elenmesi yöntemi ile 3 boyutta tahmin ve tayin edilebilmektedir. Birçok önceki çalışmada (örneğin; Coli vd. 2011; Kahraman ve Alber 2006; Kahraman vd. 2008; Sönmez vd. 2005; Sönmez vd. 2006b) HBO'nun kestirimi için 2 boyutlu sayısal görüntü işleme analizi kullanılmıştır. Kaya blokları, çakıllar, kırıntılı çökeller ve süs taşlarının geometrik ve morfolojik karakterizasyonunun yapılması ve tane boyu dağılımının elde edilmesi gibi amaçlarla uygulanan iki boyutlu sayısal görüntü işleme analizlerinin güvenilir sonuçlar verdiği bilinmektedir. Birçok morfolojik özelliğin niceliksel tanımlanmasında kullanılan iki boyutlu görüntü işleme yöntemi görece olarak kısa zaman alan, pratik ve düşük maliyetli bir uygulamadır. Bu yöntemle örneğin; kaya bloklarının en büyük izlenebilir boyutunun (dmod) istatistiksel dağılımı (Medley, 1994), blok morfolojisinin istatistiksel dağılımı ve bazı parametrelerin alansal dağılımını belirlemek mümkündür (Coli vd., 2012). Bu çalışmada karot örneklerinin HBO değerleri 2 boyutlu sayısal görüntü işleme analizleriyle tayin edilmiştir. Sayısal görüntü işleme analizleri kapsamında "ImageJ" programı kullanılmış olup, blokların kapladığı alanların yanı sıra blokların sayısı, feret çapı, yuvarlaklığı ve çevre uzunluğu gibi özellikleri de belirlenmiştir. Görüntü işleme analizleri ile belirlenen alansal blok oranları hacimsel blok oranına eşit varsayılmıştır. Analiz sonuçlarına göre karotların HBO değerleri %10 ile %63 arasında değişmektedir.

Sille bölgesindeki piroklastikler Geç Miyosen-Erken Pliyosen volkanizması ile püskürtülen malzemelerin karasal ortamda birikmesi sonucunda depolanmışlardır (Özkan, 2017). Arazi gözlemlerinde bu çalışmada incelenen birimlerin zayıf bir bağlayıcı malzemenin içinde farklı boyutlardaki blokları içerdikleri gözlenmiştir. İnce kesitlerin mikroskop altındaki incelemeleri sonucunda blokların andezit, bağlayıcı malzemenin ise tüf olduğu belirlenmiştir. Andezitlerin porfirik bir dokuya sahip oldukları ve plajiyoklaz, biyotit, kuvars fenokristalleri ve opak mineraller içerdikleri görülmüştür. Andezitlerin bağlayıcı malzemesi ise amorf volkan camından (vitrik tüf) oluşmaktadır.

2.2. Birim Ağırlık ve UCS Tayinleri

Medley (1994), Franciscan melanjına ait 1900 adet bloğun gözlenebilir en büyük boyutunu ölçmüş ve karakteristik mühendislik boyutuna bağlı olarak hamurda kayaların blok dağılımlarının ölçekten bağımsız olduğunu ortaya koymuştur. Medley (1994, 2002) ve Medley ve Lindquist (1995) araştırılan

mühendislik yapısının karakteristik mühendislik boyutunu, "Lc" olarak tanımlamışlardır. Kayan kütlenin ortalama kalınlığı (Medley ve Sanz Rehermann, 2004), baraj temelinin genişliği (Goodman ve Ahlgren, 2000), karot örneğinin çapı, yapıların temel genişliği ve tünel aynasının genişliği (Medley, 2002; Button vd., 2004) Lc olarak alınabilir. Medley ve Lindquist (1995) blok/matriks (B/M) eşik değerinin 0.05Lc olduğunu belirtmişlerdir. En büyük blok boyutu (dmax) ise 0.75Lc'dir. Bu tür kayaların çalışıldığı literatürdeki diğer çalışmalarda da dikkate alınan bu sınır değerlerine göre blok/matriks eşik değerinden (dmin) daha düşük boyutlardaki blokların hamurda kaya kütlelerinin dayanımı üzerinde ihmal edilebilir derecede az bir etkiye sahip olduklarından blok olarak dikkate alınmazlar ve direk olarak matrikse dahil edilmiş olurlar. Bununla birlikte, dmax değerinden daha büyük bloklar da incelenen kaya kütlesine blok olarak dahil edilmezler. Bu çalışmada hazırlanan karot bloklarının dmin ve dmax değerleri sırasıyla 2.7 mm ve 40.5 mm olarak belirlenmiştir. Buna göre, karakteristik mühendislik boyutu bu çalışmada karot çapına eşit olup Lc=54 mm'dir. Böylece, 2.7 mm çaptan daha düşük çaplara sahip bloklar matriks olarak değerlendirilirken, 40.5 mm'den büyük çaplara sahip blokları içeren karot örnekleri çalışmaya dahil edilmemiştir. Kaya mekaniği ile ilgili standartlara göre, ölçek etkisinden kaçınmak ve mühendislik boyutunu dikkate almadan en düşük dayanıma ulaşmak için kaya bloklarının en büyük çapının, karot çapının (veya yüksekliğinin) yaklaşık 10'da birine eşit olmalıdır. Ancak, hamurda kayaların dayanım ve deformasyonlarının tahmini için yapılan önceki çalışmalarda karakteristik mühendislik boyutu dikkate alınmakta ve bu koşul genel olarak literatürde kabul görmektedir. Çalışma kapsamında, hamurda kaya ve hamurda kayanın içerdiği bloklar ve bağlayıcı malzemeye ait blok örneklerden temsil edici sayıda ve nitelikte karot örnekleri hazırlanmıştır. Bu kapsamda 30 adet bağlayıcı malzeme, 28 adet andezit blokları ve 32 adet hamurda kaya olmak üzere toplam 90 adet karot örneği hazırlanmıştır. Karot örneklerinin hazırlanması, birim hacim ağırlık tayinleri ve UCS deneyleri ISRM (2007) tarafından önerilen yöntemler esas alınarak yapılmıştır. HBO değerleri %10 ile %63 arasında değişen 32 adet hamurda kaya örneğinin UCS değerlerinin 2.60 ile 8.14 MPa arasında değişim gösterdiği belirlenmiştir (Çizelge 1). Hamurda kaya, bağlayıcı malzeme ve andezit bloklarının UCS ile kuru birim ağırlık değerlerinin değişim aralıkları ve standart sapma değerleri Çizelge 1'de sunulmuştur. Sonuçlara göre, bağlayıcı malzeme ve blok dayanımları arasında belirgin bir dayanım farklılığı söz konusudur. Buna göre, Sille piroklastikleri, dayanım zıtlığı açısından, klasik hamurda kaya tanımına uymaktadırlar.

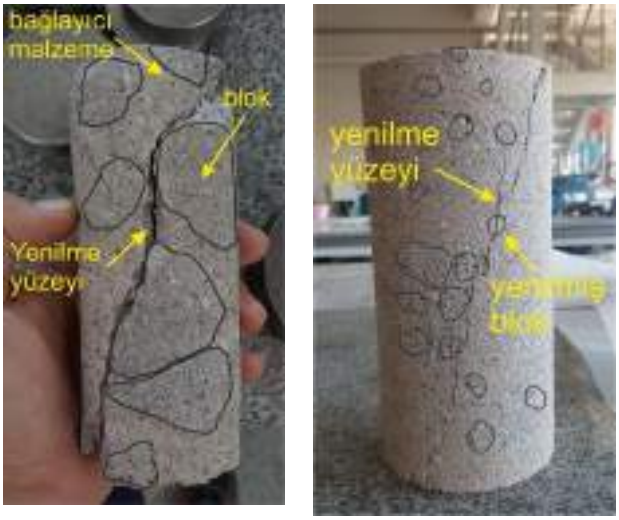
UCS deneyleri tamamlandıktan sonra kırılan karot örnekleri ayrıntılı biçimde incelenmiş ve tüm karotların yenilme yüzeyini gösteren fotoğrafları çekilmiştir. Bu gözlem ve değerlendirmeler sonucunda, görece iri bloklar içeren örneklerde yenilme düzleminin genellikle bağlayıcı malzeme ve blok sınırından geçtiği gözlenmiştir (Şekil 2a). Buna karşın, daha fazla sayıda ve daha ince bloklar içeren örneklerde ise yenilme yüzeyinin blok-bağlayıcı malzeme sınırlarının yanı sıra bağlayıcı malzeme ve bloklardan da geçtiği gözlenmiştir (Şekil 2b).

Çizelge 1 Sille hamurda kayasının ve bileşenlerinin UCS ve γ değerleri.

Hamurda kaya ve bileşenleri	Özellik	Örnek sayısı	En küçük	En büyük	Std. Sapma
Hamurda kaya	UCS (MPa)	32	2.6	8.14	1.50
	γ_{dry} (kN/m^3)	32	15.6	16.7	0.3
Bağlayıcı Malzeme	UCS (MPa)	30	2.0	7.6	1.6
	γ_{dry} (kN/m^3)	30	11.38	18.59	1.05
Andezit blokları	UCS (MPa)	28	5.0	22.5	4.5
	γ_{dry} (kN/m^3)	28	15.45	19.98	1.06

UCS: Tek eksenli sıkışma dayanımı (MPa); γ_{dry}: Kuru birim ağırlık

Genel olarak değerlendirildiğinde, karotların çoğunda yenilme yüzeyi ne kadar kıvrımlı ve uzun olacaksa olsun, yüzeylerin yine de blok-bağlayıcı malzeme sınırlarını takip etme eğilimi gösterdiği anlaşılmıştır. Bu gözlemlere dayanarak, incelenen hamurda kayadaki en düşük dayanıma sahip kısımların, kayanın içerdiğ i blok-bağlayıcı malzeme sınırlarının olduğu düşünülmüştür.



Şekil 2. (a) İri bloklar içeren karottaki blok-bağlayıcı malzeme sınırından geçen yenilme yüzeyi ve (b) İnce bloklar içeren karotta bağlayıcı malzeme ve bloktan geçen yenilme yüzeyi.

3. FRAKTAL BOYUT HESAPLAMALARI VE GÖRGÜL İLİŞKİLER

Kendine benzeyen veya oransal kırılma özelliği gösteren geometrik şekiller fraktal olarak tanımlanmaktadırlar. Fraktal terimi parçalanmış ya da kırılmış anlamına gelen Latince "fractus" sözcüğünden türetilmiştir. Mandelbrot (1977) karmaşık ve rastgele değişen desenlere sahip gibi görünen düzensiz ve kırıklı (pürüzlü) geometrideki şekilleri sayısal olarak tanımlamak amacıyla fraktal boyut teorisini geliştirmiştir. Fraktal boyut, gerçek bir tam sayı olmayan sayıdır ve Öklid ve topolojik boyutlardan farklıdır. Fraktal boyut pürüzlü çizgisel elemanlar için daima 1 ile 2 arasında değişim gösterirken, pürüzlü yüzeyler için 2 ile 3 arasında değişmektedir. Bir şekil kendisine benzeyen n kadar kopyadan oluşuyor ve her bir kopya özgün şekle göre, uzunluk olarak 1/m büyüklüğünde ise, bu şeklin kendine benzeme boyutu "logn/logm" ile ifade edilir. Fraktal boyut geometrisi türbülans, drenaj ağları, gözenekli ortamlar, jeolojik yapılar, kanser hücresi araştırmaları, insan fizyolojisi, ekonomi parametreleri ve uzay bilimleri vb. olmak üzere çok geniş bir yelpazedeki nesneleri karakterize etmek için kullanılmaktadır. Son yıllarda kayaların, zeminlerin, fay düzlemlerinin ve kırıklı-çatlaklı ortamların karmaşık ve heterojen şekillerinin geometrik açıdan sayısal ifadesi için fraktal boyut teorisi güvenilir ve pratik bir yöntem olması açısından yaygın biçimde kullanılmaktadır (Barton 1995; Feder 1988; Ghanbarian vd. 2015; Ghanbarian ve Hunt 2017; Ghanbarian vd. 2019; Gimknez vd. 1997; Mandelbrot 1982; Perfect 1997; Sahimi 2011).

3.1. Blokların Fraktal Boyut Analizleri

Mandelbrot (1982), bir gurup adanın boyut dağılımının fraktal kırılmasına uygun biçimde dağılım gösterdiğini keşfetmiş ve parçalanmış nesnelerin boyut dağılımının fraktal boyutunu belirlemek amacıyla Eşitlik 1'i önermiştir. Bu eşitlik jeolojik açıdan taneli ya da bloklu malzemelerin tane boyu dağılımının parçalanma fraktal boyutunu (D_F) belirlemek amacıyla da kullanılmaktadır.

$$N(R>r)= cr^{-D_F} \quad (1)$$

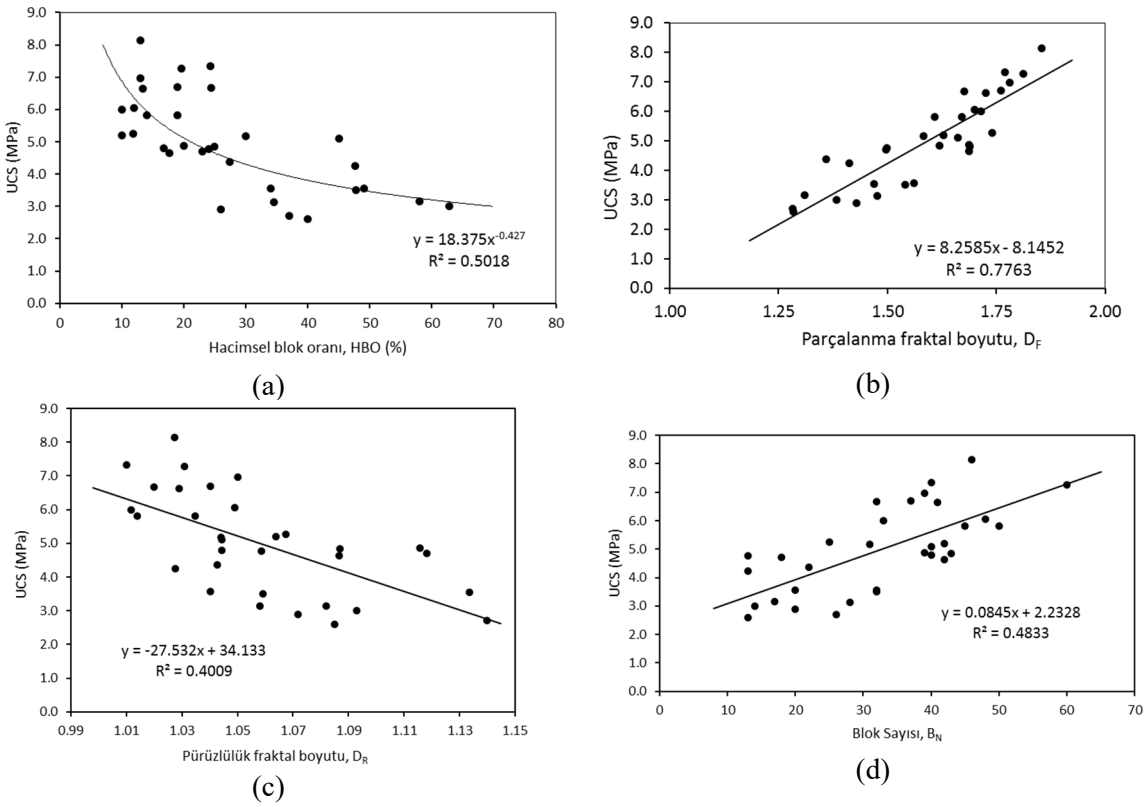
Burada; N(R>r) blokların r'den büyük R gibi bir çizgisel büyüklüğünün kümülatif frekansı, D_F parçalanma fraktal boyutu ve c ise en büyük blok boyutuyla ilişkili bir katsayıdır. Parçalanma fraktal boyutunun yanı sıra, hamurda kayanın içerdiği blokların yüzey pürüzlülüğünün fraktal boyutunu (D_R) belirlemek amacıyla Mandelbrot (1977) tarafından pürüzlü düzlemsel yüzeyler için önerilen Alan-Çevre (A-Ç) yöntemi kullanılmıştır. A-Ç yöntemine ait eşitlik aşağıda Eşitlik 2'de verilmiştir.

$$c= (\text{çevre})^{1/D_R} /(\text{alan})^{1/2} \quad (2)$$

Burada; c benzer fraktal şekiller için bir sabit, D_R ise pürüzlülük fraktal boyutudur. Bu eşitliğin her iki tarafının logaritması alındığında alan ve çevre arasında doğrusal bir ilişki elde edilmektedir. Böylece, m bu ilişkiye ait doğrunun eğimi olup, D_R =2/m olarak hesaplanır. Yukarıda belirtilen yöntem ve eşitlikler kullanılarak, hamurda kayanın içerdiği blokların parçalanma ve pürüzlülük fraktal boyutu değerleri belirlenmiştir. Hamurda kaya karotlarının D_R değerleri 1.0100 ile 1.1399 arasında, D_F değerleri 1.283 ile 1.854 arasında ve B_N değerleri ise 13 ile 60 arasında değişmektedir.

3.2. UCS'nin Kestirimi için Görgül İlişkilerin Önerilmesi

Bu çalışmada, hamurda kayanın tek eksenli sıkışma dayanımının dolaylı yoldan belirlenebilmesi için HBO'ya ek olarak D_F, D_R ve B_N bağımsız parametreler olarak kullanılmıştır. Görgül modellerin kurulması için basit ve çoklu regresyon analizleri yapılmıştır. Öncelikle, veri setlerinin dağılımını kontrol etmek için normallik testleri yapılmış ve tüm veri setlerinin normal dağılım gösterdiği belirlenmiştir. Ortalama HBO değerlerine sahip diğer pekişmiş hamurda kayaların aksine, UCS ile HBO arasında eğrisel ve negatif (ters orantılı) bir ilişki (R^2=0.502) olduğu belirlenmiştir (Şekil 3a). Diğer taraftan D_F ile UCS arasında istatistiksel olarak anlamlı ve belirtme katsayısı R^2=0.776 olan doğrusal bir ilişki olduğu görülmüştür. UCS ile B_N arasında doğrusal pozitif bir ilişki varken, UCS ile D_R arasında negatif bir doğrusal ilişki söz konusudur (Şekil 3b).



Şekil 3. UCS ile (a) HBO, (b) D_F, (c) D_R ve (d) B_N arasındaki ilişkiler ve bu ilişkilerin belirtme katsayıları.

Çoklu regresyon analizlerinde yüksek belirtme katsayıları olan anlamlı görgül modeller geliştirmek için çeşitli girdi kombinasyonları denenmiştir. Böylece, birçok denklem üretilmiş, ancak bazılarının belirtme katsayıları yüksek olsa da istatistiksel olarak anlamlı olmadıkları belirlenmiştir. Sonuç olarak, UCS'yi tahmin etmek için dört adet görgül model geliştirilmiş ve bunlar belirtme katsayılarıyla birlikte aşağıda sunulmuştur. İstatistiksel analizler kapsamında t ve F testleri uygulanarak 3, 4, 5 ve 6 nolu eşitliklerin anlamlılık düzeyleri de araştırılmıştır. Analiz sonuçlarına göre, Eşitliklerin F değerlerinin sırasıyla 25.578, 21.54, 63.91 ve 43.13 olduğu ve bu F değerlerine karşılık gelen anlamlılık düzeylerinin α=0.05 yanılma düzeyinden düşük olduğu belirlenmiştir. Böylece, önerilen eşitliklerde en az bir bağımsız değişkenin bağımlı değişken üzerinde etkisi olduğu anlaşılmaktadır. Ayrıca, eşitliklerin t değerlerine

karşılık gelen anlamlılık düzeyleri α=0.05 yanılma düzeyinden küçük olup, regresyon katsayılarının sıfırdan farklı ve bağımlı değişkenle bağımsız değişkenler arasında doğrusal ilişkilerin olduğu belirlenmiştir. Eşitlik 3'ün belirtme katsayısı 0.638 iken, bu eşitliğe bağımsız parametrelerden BN'nin eklenmesiyle daha yüksek bir R2 değerine sahip Eşitlik 4 elde edilmiştir. Daha da önemlisi, HBO, DF ve DR bağımsız parametrelerini içeren (Eşitlik 5 ve 6) ve çok daha yüksek belirtme katsayılarına sahip 2 adet görgül eşitlik elde edilmiştir.

$$UCS = 26.584 - 0.054\ HBO - 19.07\ D_R \quad R^2 = 0.638 \tag{3}$$

$$UCS = 21.43 - 0.037\ HBO - 15.747\ D_R + 0.039\ B_N \quad R^2 = 0.699 \tag{4}$$

$$UCS = 4.38 + 7.107 D_F - 10.101 D_R \quad R^2 = 0.815 \tag{5}$$

$$UCS = 6.04 - 0.012\ HBO + 6.302\ D_F - 10.14\ D_R \quad R^2 = 0.822 \tag{6}$$

4. SONUÇLAR

Son zamanlarda, örnek hazırlama ile ilgili zorluklar nedeniyle literatürdeki çeşitli hamurda kaya türlerinin dayanım ve deformasyon özelliklerinin kestirimi için bazı görgül yaklaşımlar geliştirilmiştir. Bu çalışmada, iki antik kaya oyma yapısının içinde açıldığı ve tipik bir volkanik hamurda kaya olan Sille piroklastiklerinin UCS değerlerinin pratik biçimde tahmin edilmesi için deneysel ve istatistiksel çalışmalar yapılmıştır. Bu kapsamda, istatistiksel olarak anlamlı ve belirtme katsayıları yüksek olan 4 adet görgül model önerilmiştir. Özellikle, D_R ve D_F bağımsız parametrelerinin kullanıldığı görgül modellerin en güçlü korelasyonlara (R^2=0.815 ve R^2=0.822) sahip modelleri ürettiği belirlenmiş olup, bu iki parametrenin bu tür kaya kütlelerinin UCS değerlerinin kestiriminde oldukça önemli oldukları ortaya konmuştur. UCS deneyleri sonunda kırılmış ama dağılmamış durumda olan karot örnekleri yenilme yüzeyleri açısından incelenmiş ve bu yüzeylerin çoğunlukla blok-bağlayıcı malzeme sınırından geçtiği gözlenmiştir. Bu davranış, Sille hamurda kayasının içerdiği en düşük dayanıma sahip bileşenin "blok-bağlayıcı malzeme sınırları" olduğuna işaret etmektedir. Son olarak, antik Sekili Mağarası ve Koimesis Tes Panagias Kilisesi'nde uzun süreli yükleme, bozunma ve yapısal süreksizliklerden dolayı çeşitli duraysızlık sorunları gözlenmiştir. Bu antik yapılar, yüzyıllar boyunca desteksiz biçimde duraylılığını korumuştur. Sekili Mağarası ve Koimesis Tes Panagias Kilisesi'ni korumak için uygulanması gereken iyileştirme ve restorasyon projeleri açısından Sille piroklastiklerinin fiziksel özelliklerinin ve UCS değerlerinin belirlenmesi oldukça önemlidir. Uygulayıcılar, bu çalışmada önerilen ve pratik ve uygulanabilir yöntemlerden belirlenebilen girdi parametrelerini içeren görgül modelleri kullanarak UCS değerlerini kolaylıkla kestirebileceklerdir.

5. KAYNAKLAR

Afifipour, M., Moarefvand, P., 2014. Mechanical behavior of bimrocks having high rock block proportion. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 65:40-48.

Aksoy, R., Demiröz, A., 2012. The Konya earthquakes of 10–11 September 2009 and soil conditions in Konya, Central Anatolia, Turkey. Natural Hazards Earth Systems Science, 12, 295–303.

Barton, C.C., Paul, R., Pointe, L., 1995. Fractals in the Earth Sciences. Plenum, NY

Barbero, M., Bonini, M., Borri-Brunetto M., 2008. Three-Dimensional Finite Element Simulations of Compression Tests on Bimrock. In Proceedings of the 12th Int. Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics IACMAG, Goa, India. 631–637.

Coli, N., Berry, P., Boldini, D., 2011. In situ non-conventional shear tests for the mechanical characterisation of a bimrock (BimTest). International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 48, 95–102.

Feder, J., 1988. Fractals. Plenum, Springer US

Ghanbarian, B, Hunt, A.G., 2017. Fractals: Concepts and Applications in Geosciences. CRC press, NW.

Ghanbarian, B., Hunt, A.G., Skinner, T.E., Ewing, R.P., 2015. Saturation dependence of transport in porous media predicted by percolation and effective medium theories. Fractals.

Gimknez, D., Perfect, E., Rawls, W.J., Pachepsky, Y., 1997. Fractal models for predicting soil hydraulic properties. Engineering Geology, 48: 61–83.

Haneberg, W.C., 2004. Simulation of 3D block populations to characterize outcrop sampling bias in bimrocks. Felsbau Rock and Soil Engineering – Journal of Engineering Geology, Geomechanics and Tunnelling, 22(5); 19–26.

Kalender, A., Sönmez, H., Medley, E., Tunusluoğlu, C., Kasapoğlu, K.E., 2014. An approach to predicting the overall strengths of unwelded bimrocks and bimsoils. Engineering Geology, 183, 65-79.

Kahraman, S., Alber, M., 2006. Estimating the unconfined compressive strength and elastic modulus of a fault breccia mixture of weak rocks and strong matrix. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 43,1277-87.

Kahraman, S., Alber, M., Günaydın, O. 2008. Evaluating the geomechanical properties of Misis fault breccia (Turkey). International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 45, 1469-1479.

Keller, J., Jung, D., Burgath K., Wolf, F., 1977. Geologie undpetrologie des Neogenen kalkalkali-vulkanismus von Konya (Erenler Dağ-Alaca Dağ-Massiv Zentral-Anatolian). Geology Jb B 25: 37–117.

Lindquist, E.S., 1994. The Strength and Deformation Properties of Mélange. Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley.

Lindquist, E.S., Goodman, R.E., 1994. The strength and deformation properties of a physical model mélange", Proceedings 1st North American Rock Mechanics Symposium, Austin, Texas, 843–850.

Mahdevari, S., Maarefvand, P., 2017. Applying ultrasonic waves to evaluate the volumetric block proportion of bimrocks. Arabian Journal of Geoscience 10(9).

Mandelbrot, B.B, 1977. Fractals Form, Chance and Dimension. Freeman, San Francisco

Mandelbrot, B.B, 1982. The Fractal Geometry of Nature. W. H. Freeman, San Francisco, California

Medley, E. 1994. The Engineering Characterization of Melanges and Similar Block-in-Matrix Rocks (BIMRock's). (Ph.D. Thesis) University of California, Berkeley.

Medley E. 2002. Estimating block size distributions of melanges and similar block- in matrix rocks (bimrocks). In: Proceedings of the 5th North American rock mechanics symposium (NARMS), Toronto, 509–606.

Medley, E.W., Lindquist, E.S., 1995. The engineering significance of the scale-independence of some Franciscan melanges in California. In: Deamen, J.K., ve Schultz, R.A. (Eds.), USA, Proceedings 35th US Rock Mechanics Symposium A.A. Balkema, Rotterdam, 907–914.

Medley, E.W., Zekkos, D. 2011. Geopractitioner approaches to working with antisocial mélanges. Invited paper. In: Wakabayashi, J., Dilek, Y. (Eds.), Mélanges: Processes of Formation and Societal Significance, Geological Society of America Special Paper. 480, 261–277.

Özkan, M.A., 2017. Küçükmuhsine-Sulutaş (Konya batısı, Türkiye) Çevresindeki Karasal Neojen Çökellerinin (Geç Miyosen-Erken Pliyosen) Stratigrafisi. El-Cezerî Jounal of Science and Engineering 4(3):382-410.

Sahimi, M, 2011. Flow and Transport in Porous Media and Fractured Rock: From Classical Methods to Modern Approaches. Wiley-VCH, Weinheim, Germany.

Sönmez, H., Tuncay, E., Gökçeoğlu, C., Nefeslioğlu, H., 2005. Matriks içinde blok içeren Kayaçların Deformasyon Modülünün Saptanabilmesine Yönelik Fotoanaliz Destekli Yaklaşımların Geliştirilmesi. TÜBİTAK Yer, Deniz, Atmosfer Bilimleri ve Çevre Araştırma Grubu, Proje no. 102Y033.

Sönmez, H., Altinsoy, H., Gokceoglu, C., Medley, E.W., 2006a. Considerations in developing an empirical strength criterion for bimrocks. 4th Asian Rock Mechanincs Symposium.

Sönmez, H., Gökçeoğlu, C., Medley, E.W., Tuncay, E., Nefeslioglu, H.A., 2006b. Estimating the uniaxial compressive strength of a volcanic bimrock. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 43, 554–561.

Sönmez, H., Ercanoğlu, M., Kalender, A., Dağdelenler, G., Tunusluoğlu, C., 2016. Predicting uniaxial compressive strength and deformation modulus of volcanic bimrock considering engineering dimension. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, 86:91–103.

Temel, A., Gündoğdu, M.N., Gourgaud, A., 1998. Petrological and geochemical characteristics of Cenozoic high-K calc-alkaline volcanism in Konya, Central Anatolia, Turkey. Journal of Volcanology and Geothermal Research, 85, 327-354.

Yerinde Deney Uygulamaları: Konik Penetrasyon Deneyi ile Zemin Sınıflandırma

In Situ Test Applications: Soil Classification by Cone Penetration Test

Recep ÇETİN

DSİ Genel Müdürlüğü, Ankara
(recepcetin@dsi.gov.tr)

ÖZ: Yerinde yapılan deneyler mühendislik yapıları altındaki jeolojik birimleri tanıma ve nitelendirilme söz konusu olduğunda gerçeğe daha yakın sonuçlar vermesi bakımından ön plana çıkmaktadır. Bu deneylerden birisi olan Konik Penetrasyon Deneyi (CPT) hidrolik baskı ile zeminde ilerleyerek veri almamızı sağlayan in-situ bir deneydir. CPT ile zemin profili boyunca q_t (uç direnci), f_s (çeper sürtünmesi), u_2 (boşluk suyu), ve FR (sürtünme oranı) değerleri belirlenir. Bu değerlerle çeşitli grafikler kullanılarak zemin davranış tipi (SBT) hakkında bilgi elde edilebilir. SBT uygulamasını basitleştirmek için düzeltilmiş koni parametreleri q_t ve FR'nin sınırları temsil eden eş merkezli çemberlerin yarıçapı olduğu bir zemin davranış türü endeksi (I_c) ile birleştirilebilmiştir. Daha sonra belirli aralıklarla CPT sondajı boyunca devamlı zemin türü hakkında bilgi elde edilebilir. Fakat bütün bu avantajları yanı sıra, CPT, ilk yatırım maliyetinin yüksek olması gibi birkaç dezavantajı göz önüne alındığında ancak çok hassas veri gerektiren jeoteknik çalışmalarda tercih edilen bir yöntem olmuştur.

Anahtar Kelimeler: Yerinde deneyler, konik penetrasyon deneyi (CPT), uç direnci, çeper sürtünmesi

ABSTRACT: *In-situ experiments come to the forefront in terms of recognizing geological units under subsurface of engineering structures and giving closer results to reality when it comes to site characterization. One of these experiments, the Cone Penetration Test (CPT) is a downhole test that allows us to take data from the subsurface with hydraulic pushing. The values of q_t (tip resistance), f_s (sleeve friction), u_2 (pore pressure), and FR (friction ratio) are determined along the borehole profile with CPT. With these values, informations can be obtained about the ground profile (SBP) using various graphs. In order to simplify the application of SBT, a Soil Behavior Type Index (I_c), could be combined with the corrected cone parameters q_t and FR are the radius of the concentric circles representing the boundaries. Then, information about the continuous soil profile can be obtained at regular intervals throughout the borehole. However, considering all these advantages, CPT was the preferred method in geotechnical works requiring very sensitive data considering its some disadvantages such as high initial cost.*

Keywords: *In-situ testing, cone penetration test (CPT), tip resistance, sleeve friction*

1. GİRİŞ

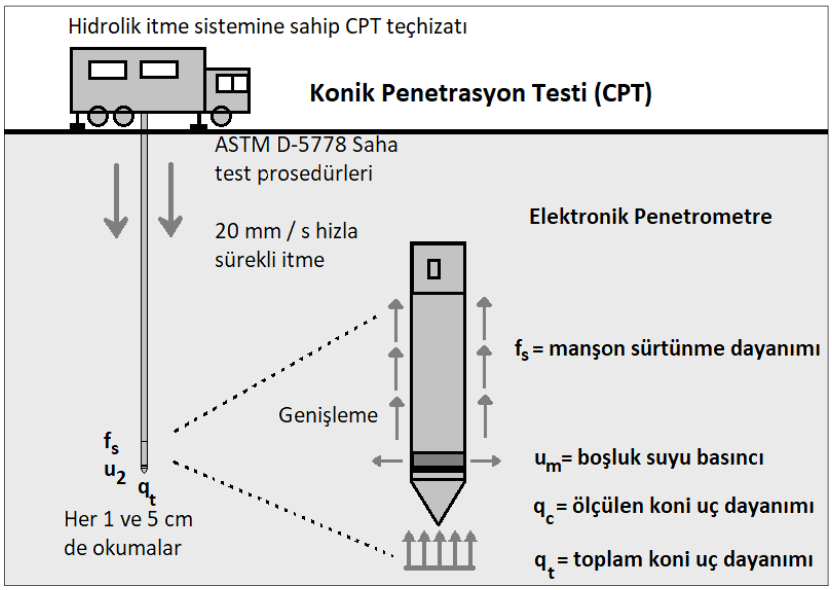
Herhangi bir yeraltı jeoteknik araştırmasının amacı başlıca, yeraltındaki tabakaların niteliği, sırası, yeraltı suyu koşulları ve yeraltı tabakaların fiziksel ve mekanik özelliklerini belirlemektir. Bu araştırmalarda Konik Penetrasyon Testi (CPT) ve onun gelişmiş modelleri piezocone (CPTu) ve sismik (SCPT), geniş bir uygulama alanı bulmuştur. CPT öncelerde daha yumuşak zeminlerle kullanım alanı sınırlı olsa da, modern ve büyük itme donanımları ile birlikte daha sağlam koniler sayesinde sert ve çok sert zeminlerde, bazı durumlarda ise yumuşak kayalarda gerçekleştirilebilir.

Konik penetrasyon testinin başlıca avantajları hızlı ve CPT sondajı boyunca devamlı profil elde edebilme, tekrarlanabilir ve güvenilir veriler eldesi (veri elde edilirliği operatöre bağımlı olmaması), deneyin yorumlaması için güçlü teorik temeller olması, ve deney tekrarlılığının ekonomik olmasıdır. Testin dezavantajları ise, diğer yerinde deneylere nispeten daha yüksek ilk yatırım sermayesi gerektirmesi, yetenekli operatör gerekliliği, konik penetrasyon testinde zemin numunesi elde edilememesi, çakıllı ve çimentolu tabakalara nüfuz etmede sınırlı olmasıdır.

2. KONİK PENETRASYON TESTİ (CPT)

2.1 Ekipman

Bir CPT sistemi Şekil 1'de gösterildiği gibi başlıca; (1) elektronik bir sonda, (2) bir dizi sondaj tiji ile hidrolik itme sistemi (3) kablo veya bilgi iletim cihazı, (4) derinlik kaydedici, (5) veri toplama ünitelerinden oluşur (Briaud vd., 1992), ve (Lunne vd., 1997).



Şekil 1. ASTM D 5778 prosedürlerine göre konik penetrasyon testine genel bakış (Mayne, 2007).

ASTM D 3441 (mekanik sistemler) ve ASTM D 5778'e (elektronik sistemler) göre yapılan deneyde silindir şeklinde olan sonda ortalama 2 cm/s hızla zemine itilir. Konik penetrasyon cihazı tasarımında yükleme direncini (q_t) ve manşon sürtünmesi direncini (f_s) ölçmek için gerilimölçer yük hücreleri kullanılır. Koni uç direnci (q_t) ile yanal sürtünme direnci (f_s) ölçülür. Konik penetrometreler çeşitli boyutlarda olmaktadır. Birçok standartta 10 cm^2 ve 15 cm^2'lik boyutlar en yaygın boyutlardır. Diğer yandan, çoğu sistemde ölçüm yapılan yerlerden veri alma aralıkları 10 – 50 mm arasında değişirken 20 mm de bir veri alma yaygındır.

Koninin iç geometrisi nedeni ile ortamdaki boşluk suyu basıncı konik uç desteğe ve manşon sürtünmelerine etki eder. Bu etki genellikle eşit olmayan alan etkisi olarak adlandırılır (Campanella vd., 1982). Su içinde, yumuşak kil ve siltlerde, ölçülen q_c, koni geometrisine etki eden gözenekli su basınçları için düzeltilmeli, böylece düzeltilmiş koni direnci, q_t:

$$q_t = q_c + u_2 (1 - a) \quad (1)$$

Burada 'a' 0.7 ile 0.85 arası değişen laboratuvar ölçümlemelerinden tespit edilen net alan oranıdır. Kumlu zeminlerde $q_t = q_c$ alınır.

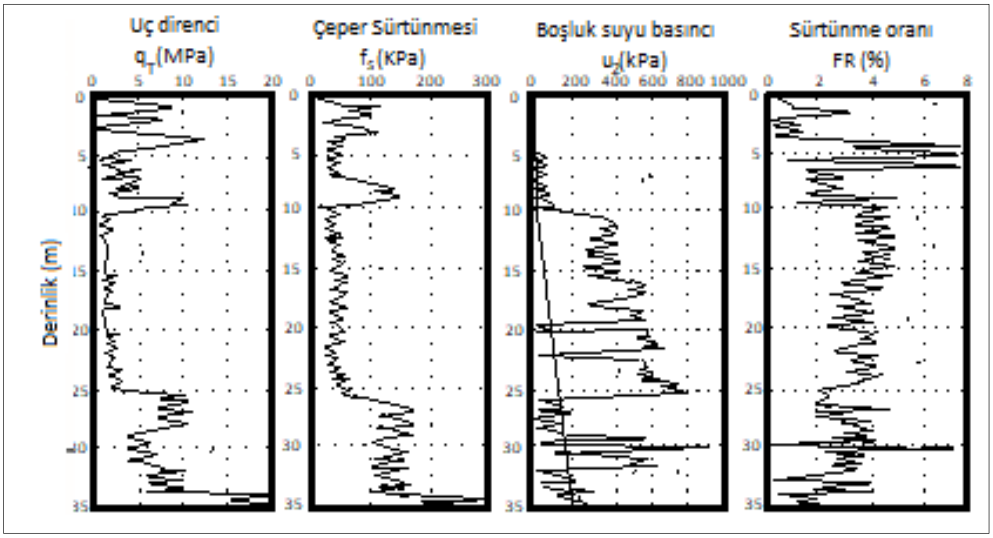
2.2. CPT ile Zemin Profili Oluşturma

Bir elektrikli konik penetrasyon testinin ayrı kanallarının sonuçları Şekil 2'de gösterildiği gibi derinliklere göre çizilir. CPT sondajı boyunca devamlı kayıtlar üç bağımsız kanalla, yeraltındaki tabakalardaki değişiklikler, yeraltı profili ve damarların sayısı dâhil ayrıntılı olarak elde edilir. CPT ile zemin numuneleri alınmadığından, zemin davranış tipi çıkarımı, okumaların değerlendirilmesi ile elde edilir. Elde edilen sonuçlar, ampirik sınıflandırma sistemlerinde kullanılmak üzere işlenebildiği gibi veya ham veriler, zemin tabakası değişimleri görsel olarak da kolayca yorumlanabilir. Mesela, temiz kumlar genellikle $q_t > 5$ MPa ile belirtilirken, yumuşak ve sert-killer ve siltlerin $q_t < 2$ MPa olanı

yumuşak olarak belirtilir. Yumuşak ve sağlam killerin etki etme boşluk suyu basınçları hidrostatik boşluk suyu basıncından 5-10 kat fazladır. Özellikle, fissurlü zeminlerde negatif boşluk suyu basıncı gözlenir.

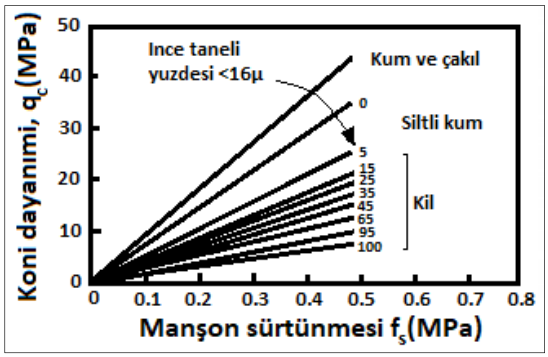
Genellikle, FR = f_s / q_t olarak ifade edilen sürtünme oranı, zemin tipinin ayrıca bir belirleyicisidir. Kumlarda, genellikle %0.5 <FR< %1.5ve killerde, çoğunlukla 3% < FR< %10 olarak kullanılır. Fakat kil hassasiyetinin saptanmasında 10/FR olarak kullanılması önerilmektedir (Robertson vd., 1983).

Şekil 2'de kil ve silt içeren kumlu tabaka zemin yüzeyinden 10 metre derinliğe kadar zemin sınıflandırması açısından değişken özellikte bir birimdir. Bu, düşük q_t ve yüksek u_2 okumaları (hidrostatik basıncın üzerinde) ve ayrıca %3.5 ile %4.0 arasında değişen FR değerleri ile görüldüğü gibi, 25 metre derinliklere kadar kalın bir killi tabaka yer almaktadır. Bu birimin altında, sondaj derinliği içindeki yoğun kumun altında kalan 33 m'ye kadar bir kumlu silt birimi belirlenmiştir.



Şekil 2. Tipik elektrikli konik penetrometre sonuçları (Mayne vd., 2001).

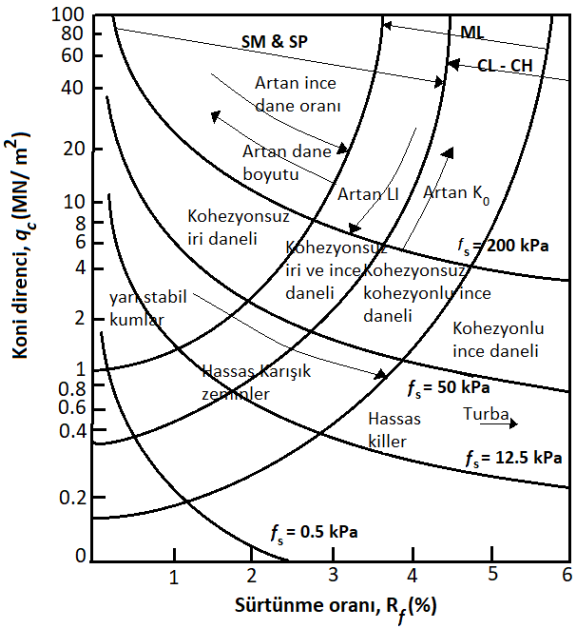
CPT'nin en önemli uygulamalarından biri zemin profilini çıkarmak ve zemin tipleri hakkında bilgi sahibi olmaktır. Genelde, konik uç direnci, (q_t) kumlarda yüksek, killerde düşüktür. Fakat sürtünme oranı ise (FR) = f_s/q_t kumlarda düşük, killerde yüksektir. Şekil 3'de Bu durum izah edilmiştir. Günümüzde bu sınıflama abağı (Begemann, 1965) halen en geçerli abaklardan biri olarak bilinmektedir.



Şekil 3. CPT uç dayanımı ve manşon sürtünmesi değerlerine göre zemin sınıflandırması (Begemann, 1965).

Elektrikli CPT verileri kullanılarak zemin sınıflandırma konusundaki en kapsamlı çalışmalardan birisi (Douglas vd. 1981) tarafından oluşturulmuştur (Şekil 4). Abak incelendiğinde kumlu zeminlerde yüksek

koni uç direnci ve düşük yan kol manşon sürtünmesi, killi zeminlerin yüksek yan kol manşon sürtünmesi olmaktadır. Turba gibi organik zeminler çok düşük koni direncine ve çok yüksek manşon sürtünmesi oranına sahip olurlar. Diğer taraftan hassas zeminler düşük koni direncine ve düşük sürtünme oranına sahiptirler. Yüksek yatay gerilmelere (yüksek OCR) sahip olan zeminler daha yüksek koni uç direnci ve manşon sürtünme oranına sahip olmaktadırlar (Lunne vd., 1997).



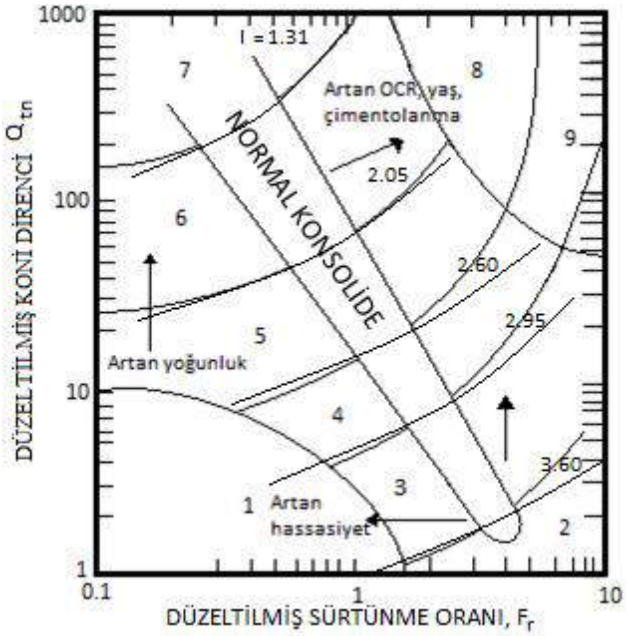
Şekil 4. CPT zemin davranış tipi sınıflandırma (SBT) şeması (Douglas vd., 1981).

CPT'nin, zeminin fiziksel özelliklere dayalı zemine özgü tane büyüklüğü dağılımı gibi teknik özellikleri sağlaması beklenemez. Fakat, zeminin mekanik özelliklerine dayalı (dayanım, sertlik, sıkışabilirlik) veya zemin davranış özellikleri (SBT) hakkında yol gösterir. CPT verileri, sonda çevresindeki yerlerde zemin davranışının tekrar elde edilebilen bir indeksini sağlar. Bu nedenle, CPT'ye dayalı zemin tipinin tahmininde, zemin davranışı tipi (SBT) kullanılır.

Robertson (1990) aynı özellikteki zeminlerde SPT darbe sayıları derinlikle artmasından hareketle konik penetrasyon direncinin örtü yüküne göre bir düzeltme yapılması gerektiğini vurgulamıştır.
Şekil 5'te gösterilen CPT'nin SBT_n'ye uygulanması grafiğini basitleştirmek için, düzeltilmiş konik penetrasyon deneyi parametreleri Q_t ve F_r, SBT endeksi, I_c ile birleştirilebilir. I_c her SBT_n bölge arasındaki sınırları temsil eden esasen eş merkezli çemberlerin yarıçapıdır. I_c şöyle tanımlanabilir;

$$I_c = ((3.47 - \log Q_t)2 + (\log F_r + 1.22)^2)^{0.5} \quad (5)$$
$$Q_t = (q_t - \sigma_{vo})/\sigma'_{vo} \quad (6)$$
$$F_r = (f_s/(q_t - \sigma_{vo})) \times 100\% \quad (7)$$

Burada; Q_t = Düzeltilmiş koni penetrasyon direnci (boyutsuz), F_r = Düzeltilmiş sürtünme oranı (%), σ_{vo} = Örtü yükü (kPa), σ'_{vo} = Efektif örtü yükü (kPa) 'dür. Zemin davranış tiplerinin ortalama sınırları, SBT_n indeksi, I_c cinsinden Şekil 6'da verilmiştir. Zemin davranışı tip indeksi 1, 8, ve 9 bölgelerine uygulanamamaktadır. I_c profilleri CPT sonuçlarına göre belirli bir zemin profilinde zemin davranış tipinin değişimine bir yol göstericilik sağlar. Bağımsız çalışmalar, göstermektedir ki Şekil 5'de gösterilen düzeltilmiş SBT_n grafiğinin, örneklerle karşılaştırıldığında tipik olarak %80'den fazla güvenilirliğe sahip olduğunu göstermiştir (Robertson, 2015). Düzeltilmiş SBT_n grafiğinin I_c profiline göre Zemin Davranış Tipi Çizelge 1'de sunulmuştur.



Şekil 5. Düzeltilmiş CPT Zemin Davranışı Tipi (SBT_n) grafiği, Q_t - F (Robertson, 2010).

Çizelge 1. Normalize edilmiş CPT Zemin Davranışı Tipi (SBT_n) çizelgesi, Q_t - F (Robertson, 2010).

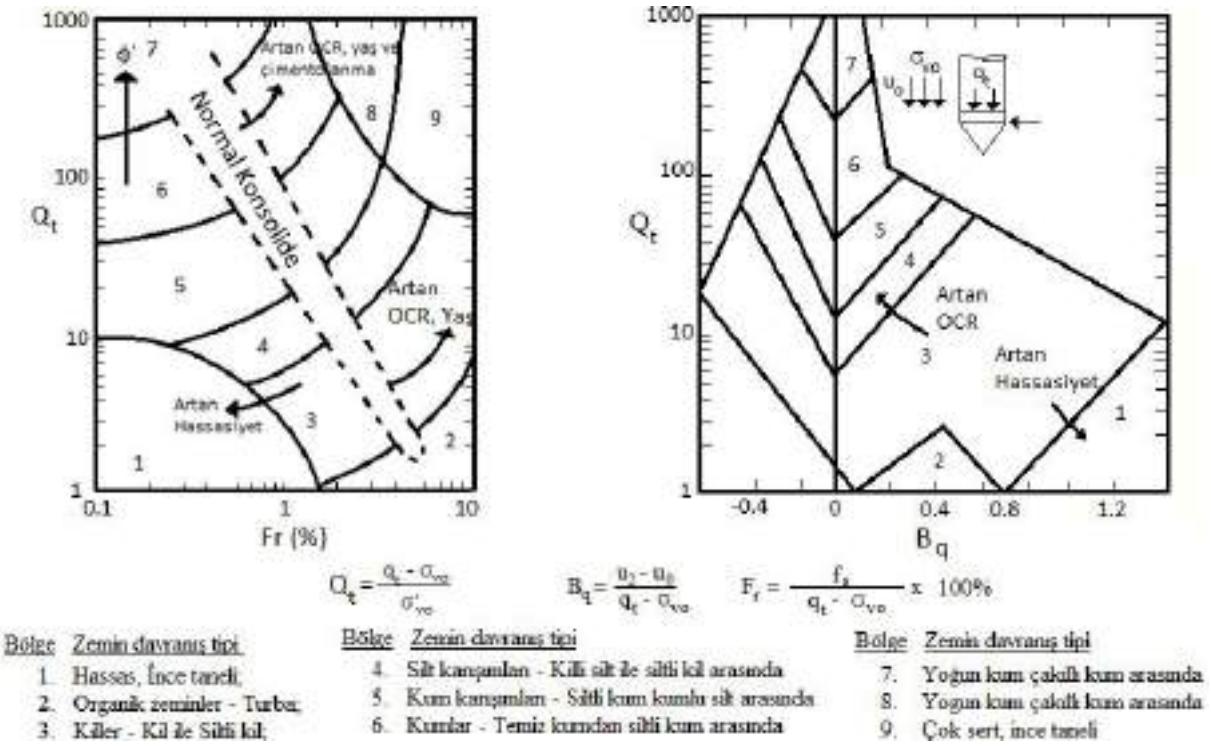
Bölge	Zemin Davranışı Tipi	I_c
1	Hassas, ince taneli	kullanılamaz
2	Organik zeminler - kil	> 3.6
3	Killer - siltli kil ila kil	2.95 – 3.6
4	Silt karışımları - killi silt ile siltli kil arasında	2.60 – 2.95
5	Kum karışımları - siltli kum kumlu silt arasında	2.05 – 2.6
6	Kumlar - temiz kumdan siltli kum arasında	1.31 – 2.05
7	Yoğun kum çakıllı kum arasında	< 1.31
8	Yoğun kum çakıllı kum arasında*	Kullanılamaz
9	Çok sert, ince taneli *	Kullanılamaz

* Aşırı derecede konsolide veya çimentolu

Robertson (1990) tarafından önerilen düzeltilmiş (SBT_n) çizelgeleri, Şekil 6'ya dayanan ek bir çizelge de gösterildiği gibi düzeltilmiş boşluk suyu basıncı parametresi B_q;

$$B_q = \Delta_u / q_n \quad (8)$$
$$\Delta_u = u_2 - u_0 \quad (9)$$
$$q_n = q_t - \sigma_{vo} \quad (10)$$

Burada; Δ_u =Artan boşluk suyu basıncı (kPa), q_n = Net koni uç direncidir (kPa). Q_t - B_q şeması, Şekil 6'da gösterildiği gibi CPT artan boşluk suyu basınçlarının büyük olabileceği yumuşak, ve doymuş ince taneli zeminlerin tanımlanmasında yardımcı olabilir. Genel olarak, Q_t - B_q şeması, boşluk suyu basıncı sonuçlarının tekrarlanabilirliğinin olmamasından dolayı (örneğin, zeminin suya az doygun olması veya filtre elemanının doygunluk kaybı, vb.) yaygın olarak kullanılmamaktadır.



Şekil 6. Düzeltilmiş CPT Zemin Davranışı Tipi (SBT_n) çizelgeleri (Robertson vd., 2015).

Verilen jeolojik ortamda daha önce CPT deneyimi yoksa, uygun yerlerden numune alınması zemin türünü doğrulamak için tavsiye edilir. Belirli bir CPT deneyimi varsa ve mevcut çizelgeler bu deneyime dayanarak değerlendirilmesi durumunda, örnekler her zaman gerekli olmayabilir.

CPT incelemesi sırasında saha verilerinden elde edilebilen, farklı derinliklerde ne tür bir veri mevcut olduğunu ve fs değeri de dâhil olmak üzere CPT verileri gerçekte derinlik bakımından sürtünme oranına göre q_c ve f_s değerleri verilmiştir. Çizelge 2'de Şekil 2'de örnek olarak verilen grafiğin ne tür bir zemin olduğunu tespit etmek için q_t ve f_s değerleri kullanılırsa;

Çizelge 2. CPT verileri.

Derinlik	q_t (kPa)	f_s (kPa)
0.5	1860	2202
1.5	1160	2872
2.5	2280	2489
3.5	290	1244
4.5	380	1532
5.5	400	1474
6.5	6900	2872
7.5	9200	2681
8.5	8450	4309
9.5	9500	3460

q_t ve f_s değerleri değerlerini bilindikten sonra, bu tür veriler verildiğinde (Robertson vd., 2010)'a göre, F_r ve Q_{tn}'ye göre zemin türü bulunmuştur (Çizelge 3).

Çizelge 3. Zemin sınıflandırma.

Derinlik(m)	q_t (Kpa)	q_{tn} (Kpa)	f_s (Kpa)	F_r	I_c	Zemin türü (Robertson, 2010)
0.5	1860	452	2202	1.19	0.90	Yoğun kum çakıllı kum arasında
1.5	1160	92	2872	2.53	1.61	Kumlar - temiz kumdan siltli kum arasında
2.5	2280	109	2489	1.11	1.48	Kumlar - temiz kumdan siltli kum arasında
3.5	290	8	1244	5.48	2.70	Silt karışımları - killi silt ile siltli kil arasında
4.5	380	8	1532	5.12	2.69	Silt karışımları - killi silt ile siltli kil arasında
5.5	400	7	1474	4.90	2.74	Silt karışımları - killi silt ile siltli kil arasında
6.5	6900	127	2872	0.42	1.38	Kumlar - temiz kumdan siltli kum arasında
7.5	9200	148	2681	0.30	1.31	Kumlar - temiz kumdan siltli kum arasında
8.5	8450	119	4309	0.52	1.42	Kumlar - temiz kumdan siltli kum arasında
9.5	9500	120	3460	0.37	1.41	Kumlar - temiz kumdan siltli kum arasında

3. SONUÇLAR

Pratik olarak koni penetrasyon testi (CPT) sondajları, zemin katmanlarının ve profillerinin CPT sondajı boyunca devamlı bir şekilde kaydedilmesini sağlar. Birçok durumda klasik sondaj ve numune alma ile laboratuvar testlerine zamansal açıdan üstünlük sağlaması ile birlikte zemin profili çıkarma ve diğer zemin özelliklerini elde etme işlemleri ile birbirlerini tamamlayıcı niteliktedirler. Herhangi bir zemin örneği alınmadan, konik penetrasyon testi q_t ve f_s verileri yardımı ile zeminler ekonomik, hızlı ve güvenilir bir şekilde sınıflandırılabilir.

Bu değerlerle çeşitli grafikler kullanılarak zemin profili (SBP) hakkında bilgi elde edilebilir. SBT uygulamasını basitleştirmek için düzeltilmiş koni parametreleri qt ve FR'ın sınırları ile zemin davranış türü endeksi, (I_c) bulunabilir. Daha sonra belirli aralıklarla kuyu CPT sondajı boyunca olmak üzere devamlı zemin türü hakkında bilgi elde edilebilir.

4. KAYNAKLAR

Begemann, H., 1965. The friction jacket cone as aid in determining the soil profile. Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering , 17-20, Montreal.

Briaud, J. L., Miran, J., 1992. The Cone Penetrometer Test. Washington, D.C.: Federal Highway Administration.

Campanella, R.G., Gillespie, D., Robertson, P.K., 1982. Pore pressures during cone penetration testing. In Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, 507-512, Amsterdam: Balkema,.

Douglas, B., Olsen, R., 1981. Soil classification using electrical cone penetrometer. Cone Penetration Testing and Experience. Proceedings of the ASCE National Convention, 209-27, St. Luis: American Societies of Engineers (ASCE).

Lunne, T., Robertson, P., Powell, J., 1997. Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice. New York, N.Y.: Blackie Academic, EF Spon/Routledge Publishers.

Mayne, P., 2007. Cone Penetration Testing A Synthesis of Highway Practice. Washington, DC, National Cooperative Highway Research Program.

Mayne, P., Christopher, B., DeJ, J., 2001. Manual on Subsurface Investigations. Washington, DC: National Highway Institute Publication No. FHWA NHI-01-031 Federal Highway Administration.

Robertson, P., Cabal, K., 2015. Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering . California, USA: Gregg Drilling & Testing, Inc.

Robertson, P.K., Campanella, R.G., 1983. Interpretation of cone penetration tests: Part I - sands; Part II - clays. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20 (4), 719-745.

Robertson, P. K., 2010. Soil behaviour type from the CPT: an update. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing.

Robertson, P. K., 1990. Soil classification using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal, 151 - 158.

Mikro-Çatlaklı Mermerde Yenilme Sonrası Sürecin Hoek-Brown Yenilme Kriterleri ile Karşılaştırılması

Comparison of Post-Failure Phase of Micro-Fractured Marble with Hoek-Brown Failure Criterions

Yılmaz MAHMUTOĞLU*, Gökhan ŞANS

İTÜ Maden Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Maslak-İstanbul
*(*yilmazm@itu.edu.tr)*

ÖZ: Yerüstü ve yeraltı yapılarının tasarımında, kayanın yenilme koşulu en önemli esası oluşturur. Ancak, çatlaklı kaya kütlesinin davranışı ve yenilme koşulu, günümüzde de kaya mekaniğinin merak edilen, tartışmalı konuları arasındadır. Uygulama sırasında veya sonrasında yaşanan problemler bu sorgulamanın esas nedenidir. Buna rağmen, deneye dayalı ve teorik yaklaşımlardan bazıları, pratik, mühendislik kanaatleri ile uyumlu ve karar verme sürecine yardımcı oldukları için sıklıkla tercih edilmektedir. Öte yandan, uygulamanın boyutuna, imalat sürecine ve zamana bağlı değişen sistem büyüklüğündeki farklılaşma, yenilme koşullarının da değişeceği anlamındadır. Pratikte yaygın kullanılan Mohr-Coulomb yenilme kriterinin çok cisimden oluşan süreksiz ortamları (çatlaklı kaya) temsil edemeyeceği açıktır. Kayanın genellikle süreksiz bir ortam karakteri taşıması nedeniyle, 1970'lerden itibaren ayrı arayış içerisine girilmiş, 1980'li yıllarda önerilen ve günümüze kadar birçok kez modifiye edilen Hoek-Brown yenilme kriteri kabullenilmiştir. Ancak, bu yenilme ölçütünde kullanılan ve farklı türden kayalar için önerilen ampirik parametrelerin de tartışmaya açık olduğu bilinmektedir. Bildiride, bu gerçekten hareketle, fiziksel olarak çatlaklı kayaya benzetilen mikro-fissürlü model malzemesi üzerinde sürdürülen mekanik deney sonuçları tartışılmıştır. Model malzemesi olarak ısıl işlemle tane sınırları farklı düzeylerde örselenen mermer örnekleri kullanılmıştır. Bu örnekler üzerinde uygulanan sürekli yenilme durumunda üç eksenli deneylerden elde edilen yenilme zarfları Mohr-Coulomb ve Hoek-Brown yenilme kriterleriyle karşılaştırılmıştır. Sonuçta, üç eksenli deneylerde yenilme sonrası süreçte taneler arası doku yenilmesini temsil eden yenilme zarflarının Hoek-Brown yenilme kriteri ile benzer ve kıyaslanabilir olduğu ortaya çıkmıştır. Ancak taneler arası doku yenilmesinin gerçekleştiği numuneler için elde edilen dayanımın, Hoek-Brown kriterinden elde edilenden daha yüksek olduğu belirlenmiştir. Deneysel çalışmalar, aynı tür malzemeden oluşan, dolgusuz süreksiz ortamlarda yenilmenin dokuyu oluşturan elemanlar arasında gelişeceğini, dolayısıyla pratikte sıkça kullanılan kesme mukavemeti parametrelerinin sistem büyüklüğüne bağlı kalacağını göstermiştir.

Anahtar Kelimeler: Çatlaklı kaya, sürekli yenilme durumunda üç eksenli deney, taneler arası yenilme, Hoek-Brown yenilme kriteri

ABSTRACT: *Failure criteria of rockmass is the most important base for designing of surface and underground structures. However, behavior of fractured rock mass and its failure criteria are the controversial subjects of rock mechanics. Main reasons for this discussion are problems during or after the geotechnical application. However, some of the experimental and theoretical approaches are often preferred as they are practical, compatible with engineering considerations, and assist in decision-making process. On the other hand, the differentiation in the scale of the geosystem, which varies depending on the scale of geotechnical application, building process, and time, means that the failure conditions will also change. It is clear that the Mohr-Coulomb failure criterion, which is widely used in practice, cannot represent discontinuous environments (fractured rock) consisting of joint systems. Since the rock generally has a discontinuous character, it has been researched since the 1970s, and the Hoek-Brown failure criterion, which was proposed in the 1980s and modified many times until today, was adopted. Nevertheless, it is known that the empirical parameters used in this failure criteria and proposed for different types of rocks are also open to discussion. In this paper, the results of the mechanical tests carried out on the micro-fissured model material, which is likened to physically fractured rock, are discussed. Marble samples whose grain boundaries were disturbed by cyclic treatment were used as the model material. Failure envelopes obtained from triaxial experiments were*

compared with Mohr-Coulomb and Hoek-Brown failure criteria in case of continous failure state applied on these samples. In conclusion, It was found that the failure envelopes representing intergranular failure in the post-failure phase were similar and comparable to the Hoek-Brown failure criterion. However, it was determined that the strength obtained for the testing material with breakdown intergranularly was higher than that obtained from the Hoek-Brown criterion. Experimental studies have shown that failure in joints consisting of the same type of material will develop among the texture forming elements, and therefore the strength parameters commonly used in practice will depend on the size of geoapplication.

Keywords: *Fractured rock, continous failure state triaxial test, intergranular failure, Hoek-Brown failure criterion*

1. GİRİŞ

Fay ve kıvrım gibi makro yapılar gözetilmeksizin yürütülen çalışmalar, kaya kütlesi dayanım ve davranışını kısa dönemde madde ve süreksizlik özelliklerin denetlediğini göstermektedir. Bu nedenle güncel çalışmalar bu durum üzerinde yoğunlaşmıştır. Kayanın yenilmesi ve dayanımı gerilme, enerji ve deformasyon ölçütleri ile tanımlanabilmektedir. Genellikle, süreksizlik içeren kayanın doku dayanımı basınca karşı yüksek, çekmeye karşı ise düşük olarak karakterize edilir. Diğer katı maddelerde olduğu gibi, dinamik ve tekrarlı yüklemeler altında kayanın da dayanım parametreleri değişir. Bu tür durumlarda deformasyon hızının etkili olduğu bilinmektedir. Mikro çatlak, sıcaklık, yükleme süresi ve akışkanların hareketi gibi diğer etmenlerde dayanın ve yenilme üzerinde etkilidir (Mahmutoğlu, 1998; 2017; Hamdi et al., 2015; Chen ve Konietzky, 2014).

Pratikte, dayanım ölçütü olarak gerilme kavramı kaya mekaniğinde yaygın kullanılır. Klasik Mohr-Coulomb kesme yenilmesi zarfı, kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısı (φ) ile karakterize edilen lineer doğru ile tanımlanmıştır (Eşitlik 1).

$$\tau = c + \sigma \tan\varphi \tag{1}$$

Asal gerilmelerle tanımlandığında ise;

$$\sigma_1 = \frac{2c\mathrm{Cos}\varphi + \sigma_3(1+\mathrm{Sin}\varphi)}{1-\mathrm{Sin}\varphi} \tag{2}$$

Eşitlik 1 ve 2 ye dayalı olarak basınç (σ_c) ve çekme dirençleri (σ_t) arasındaki oran;

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_t} = \frac{1+\mathrm{Sin}\varphi}{1-\mathrm{Sin}\varphi} \tag{3}$$

olarak elde edilir. İçsel sürtünme açısı (φ) 45 ve 60 derece alındığında, bu oranın sırasıyla 5.8 ve 13.9 olacağı anlaşılır. Ancak tane sınırlarında açılma ve örselenme olan mermer örneklerinde bu oranın 20 den büyük olabileceği bilinmektedir (Mahmutoğlu, 1998).

Hoek vd., (2002), fazla sayıdaki laboratuvar deneyi verilerine dayanarak ilk kez 1980'lerde ortaya attıkları (Hoek ve Brown, 1980) non-lineer yenilme zarfını önermektedir (Eşitlik 4). Hoek-Brown yenilme kriteri olarak literatürde bilinen ve uygulamada geniş bir yer tutan çatlaklı kaya için önerilmiş bu bağıntıda kayanın madde ve doku özellikleri $\sigma_{ci,}$ s, m_b ve a terimleri ile temsil edilmektedir (Hoek ve Brown, 2018).

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci}\left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s\right)^a \tag{4}$$

$$m_b = m_i . e^{(GSI-100)/(28-14D)} \tag{5}$$

$$s = e^{(GSI-100)/(9-3D)} \quad (6)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (7)$$

Bu eşitliklerdeki m_i, s = 1 ve a = 0.5 değerleri sağlam kayaya karşılık gelen malzeme parametreleri, D ise örselenme derecesi olarak tanımlanmıştır. Örselenme derecesi kaya kütlesi özellikleri ve kazı yöntemine bağlı olarak 0-1 arasında değişen değerler arasındadır. GSI ise jeolojik dayanım indeksi olarak tanımlanmaktadır (Marinos ve Hoek, 2000).

Bildiride, ısıl etkiye karşı anizotrop genleşme gösteren kalsit mineralinden hareketle, tane sınırları arasındaki bağ önceden açılan ve gevşetilen mikro-fissürlü mermer model malzemesi olarak seçilmiştir. Her bir örnek için yenilme ve yenilme sonrası süreçleri temsil eden zarflar sürekli yenilme durumunda üç eksenli deneylerden (Kovari vd, 1983a) elde edilmiş ve Hoek ve Brown yenilme kriteriyle karşılaştırılmıştır.

2. MALZEME VE METOT

Deney malzemesinin seçiminde kalsit mineralinin termal genleşme anizotropisi (Lord Rayleight; 1934, Rosengreen ve Jaeger,1968) göz önünde bulundurulmuştur. Bu amaçla, tane boyu 95-150µm arasında değişen Karrara Mermerinden (Carrara Marble) alınan NX çapındaki silindirik örneklerden bazıları orijinal halde korunmuş, diğerleri ise her biri 12'şer saatlik ısıtma-soğutma sürelerine karşılık gelen farklı sayıdaki ısıl döngüye maruz bırakılmıştır. Isıtma-soğutma döngülerinin sayısı 0, 1, 2, 4, 8 ve 16 olarak seçilmiştir. Bildiride orijinal örnekler için ısıl işlem döngü sayısı sıfır olarak belirtilmiştir. Isıl işlemde, örneklerin maruz bırakıldığı maksimum sıcaklık (600 ºC), diferansiyel termal analiz sonucuna dayalı olarak seçilmiştir. Deneyler, her ısıl döngüye karşılık gelen 2'şer örnek üzerinde tekrarlanmıştır. Tek eksenli basınç deneylerinden, her örnek kategorisi için elde edilen ortalama değerleri Çizelge 1'de verilmiştir.

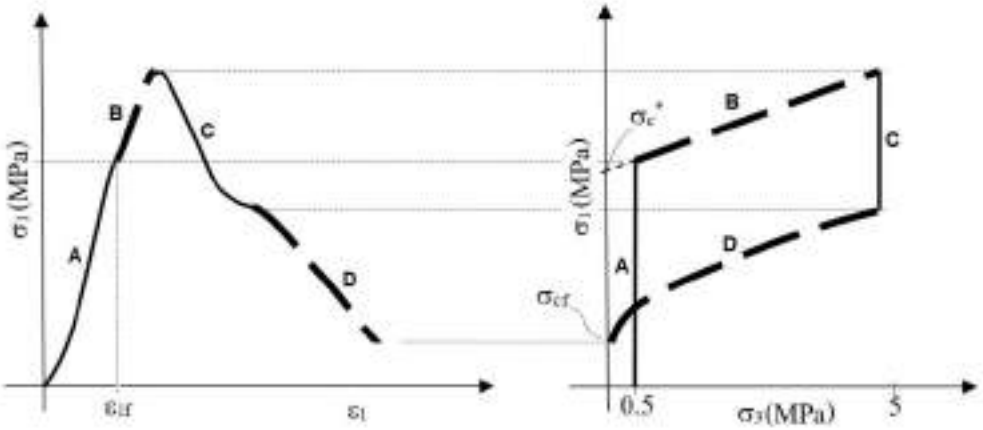
Her bir örneğin kırılma öncesi ve sonrası yenilme zarfını elde etmek için uygulanan üç eksenli deneylerin tümünde eksenel birim deformasyon hızı $1.5.10^{-5}$ san^{-1} olarak alınmıştır. Deneylerde, çevre basıncı, deney süresince elle kontrol edilebilen servo-kontrollü elektro-hidrolik pompa yardımıyla sağlanmıştır. Eksenel yükleme için ise 60-3000 kN yükleme kapasitesine ayarlanabilen katı servo kontrollü yükleme aygıtı kullanılmıştır. Üç eksenli deneylerde kullanılan esnek ve yumuşak lastik kılıf, her bir deneyde yenilenmiştir. Deney aşamaları Şekil 1'de şematize edilmiştir. Deneyin A ile gösterilen aşamasında, yenilme anına kadar çevre basıncı (σ_3) 0.5 MPa olarak sabit tutulmuştur. B ile gösterilen aşamada; yenilme anından itibaren gerilme-deformasyon diyagramında eksenel gerilmeyi (σ_1) doğrusal arttıracak şekilde, çevre basıncı düzenli olarak 5 MPa'a kadar artırılmıştır. Deneyin C ile gösterilen aşamasında 5 MPa'lık sabit çevre gerilmesi altında, örnekler yenilmeye maruz bırakılmıştır. Diğer bir ifade ile, yenilme sonrası gerilme-deformasyon eğrisinde eksenel gerilme sabit değere ulaşıncaya kadar çevre gerilmesi maksimum değerde sabit tutulmuştur. Bu noktadan sonra (D) ise çevre gerilmesi düzenli olarak sıfıra varıncaya kadar düşürülmüştür. Her bir deney için eksenel gerilme-eksenel birim deformasyon (ε_1) ve eksenel gerilme-çevre gerilmesi verileri iki ayrı kaydedici yardımıyla eş zamanlı olarak kaydedilmiştir. Sonuçta her bir örnek için yenilme öncesine ve yenilme sonrasına karşılık gelen eğriler deney süresince çizilerek elde edilmiştir (Kovari vd., 1983a, 1983b).

Farklı sayıdaki ısıl işlem döngüsüne (ısıtma-soğutma) tabi tutulan örnek kategorilerinin tek eksenli basınç gerilmesi altında, yenilme sonrası davranışı da gösteren eğriler Şekil 2 de verilmiştir. Buradan da görüldüğü gibi tane sınırları farklı düzeyde örselenen ve zayıflatılan örneklerin mekanik özelliklerindeki düşüş ısıl işlem döngü sayısına bağlıdır.

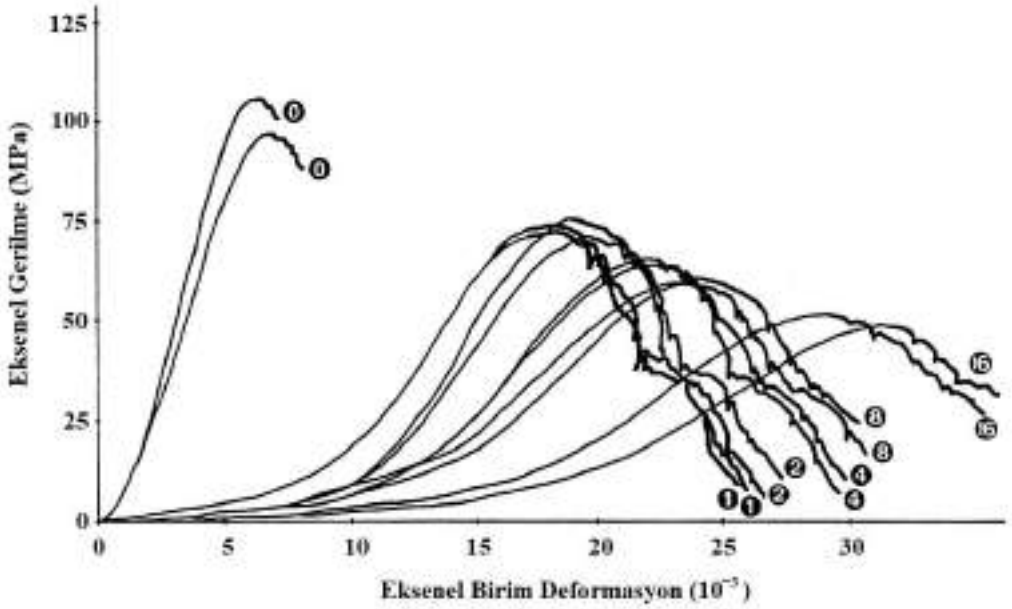
Mahmutoğlu (2017) Muğla mermeri üzerinde uyguladığı aynı ısıl işlem sonucu, döngü sayısı arttıkça tane sınırlarının giderek açıldığını göstermiştir (Şekil 3). Daha ince taneli Karrara Mermeri granoblastik dokuya sahip olup, kalsit tanelerinin sınırları düzensiz, yer yer eğrisel ve düzlemseldir. Isıl etkinin bu mermerde de tane sınırlarında örselenmeye neden olacağı bilinmektedir. Bu nedenle, modellemede kullanılan deney malzemesi tek tür taneden oluşan ve dolgusuz ve düzensiz çatlak içeren kaya ile benzerlik gösterir.

Çizelge 1. Deney malzemesi kategorilerinin basınç dayanımı (σ_c), elastisite modülü (E) ve kırılma anına kadarki boyuna birim deformasyonlar (ε_{1f}) (Mahmutoğlu, 1998).

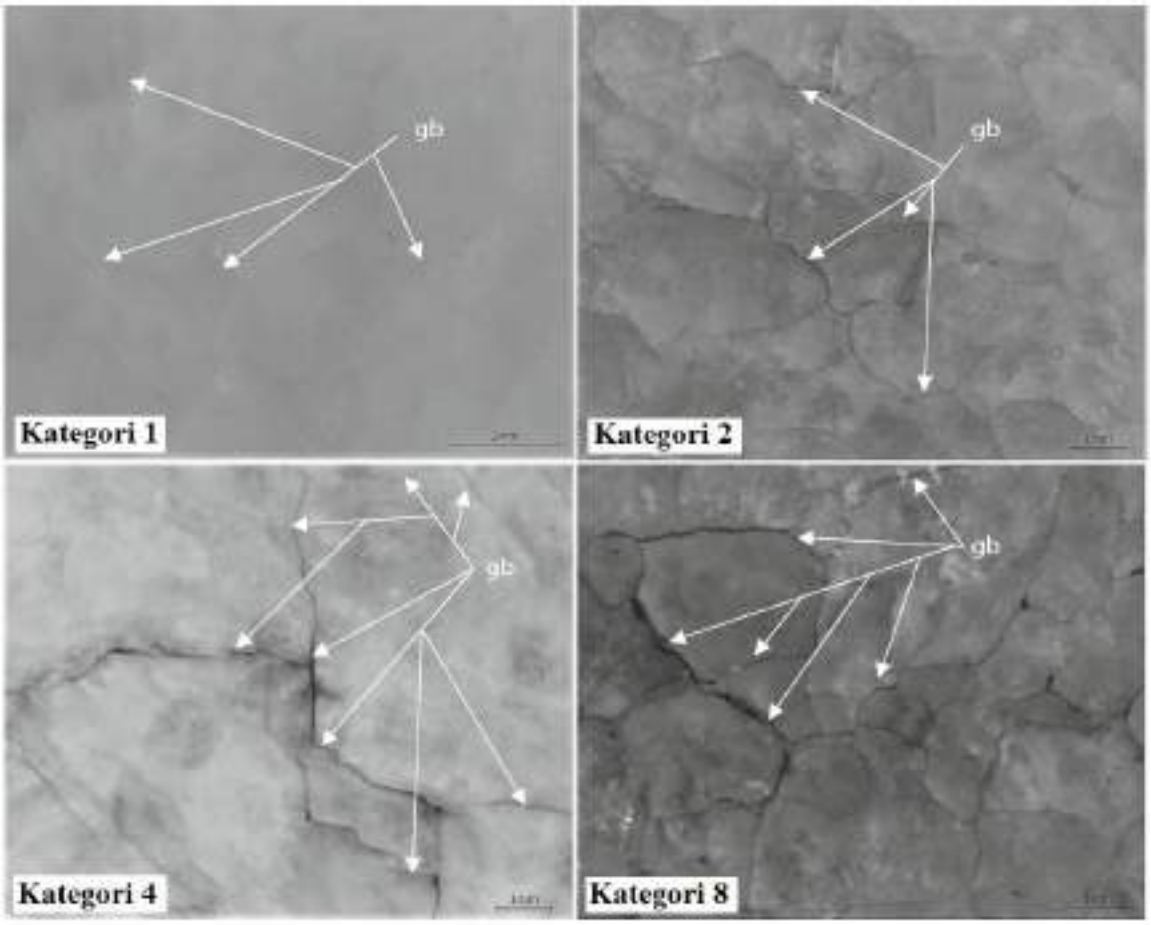
Örnek Kategorisi	σ_c (MPa)	E (GPa)	ε_{1f} (10^{-3})
0	105.0	22.20	6.5
	97.2	25.80	7.0
1	70.2	10.78	19.6
	71.3	10.42	19.8
2	75.0	10.27	20.2
	70.5	9.15	20.3
4	65.6	7.37	22.2
	63.7	7.18	22.5
8	60.0	5.73	24.2
	58.7	4.22	24.1
16	51.2	4.10	29.5
	47.1	3.77	32.2



Şekil 1. Sürekli yenilme durumunda üç eksenli deney; yenilme ve yenilme sonrası süreçlere karşılık gelen yenilme zarflarının şematik gösterimi (σ_c^* :endirekt olarak belirlenen basınç direnci).



Şekil 2. Deney örneklerinin tek eksenli basınç gerilmesi altındaki davranışları (Eğriler üzerinde daire içerisinde gösterilen rakamlar ısıl işlem sayısını gösterir) (Mahmutoğlu, 1998).



Şekil 3. Farklı sayıda ısıl işlem döngüsüne tabi tutulmuş mermer örneklerinin tane sınırlarında (gb) oluşan açılmalar (Mahmutoğlu, 2017).

3. DENEYSEL ÇALIŞMANIN SONUÇLARI

3.1. Sürekli Yenilme Durumunda Üç Eksenli Deneyler

Sürekli yenilme durumunda üç eksenli deneyler (Kovari vd, 1983a, ISRM, 2007) gelişmiş servo-kontrollü sistemler yardımıyla yapılmıştır. Deneylerde kullanılan özel üretilmiş poliüretan kılıf her deneyde değiştirilmiştir. Deneyler süresince, hem gerilme-deformasyon, hem de uygulanan gerilmelerdeki değişim eş zamanlı olarak analog kaydediciler (X-Y Recorder) yardımıyla grafik olarak elde edilmiştir. Diğer bir ifade ile, her bir deney örneği için yenilme ve yenilme sonrası süreci gösteren zarflar σ_1, σ_3 gerilme düzleminde kaydedilmiştir (Şekil 4). Deneylerde başlangıç çevre gerilmesi 0.5 MPa olarak uygulanmış, eksenel yükleme hızı ($\acute{\varepsilon}=1.5.10^{-5}\ s^{-1}$) aynı tutulmuştur. Deney sonucunda tüm örneklerde görünür yenilme yüzeylerinin mükemmel bir koni oluşturduğu, taneler arası doku hareketliliği nedeniyle kalsit tanelerinin toz şeklinde dağıldığı gözlenmiştir (Şekil 5).

Davranış eğrilerinde (Şekil 4a) yenilme noktasına kadar olan deneyin ilk aşaması sürekli ince çizgi ile belirtilmiştir. Bu noktadan sonra, yenilme süreci çevre gerilmesi 50 MPa ulaşıncaya kadar düzenli arttırılarak arttırılmış ve noktalı çizgi elde edilmiştir. Yenilme sonrası davranış ise koyu kalın çizgilerle belirtilmiştir. Yenilme sürecini (yenilme zarfı) ve yenilme sonrası süreci gösteren zarflar ise Şekil 4b de gösterilmiştir. Burada da yenilme sonrası çevre gerilmesine bağlı dayanım değişimi koyu kalın eğrilerle gösterilmiştir.

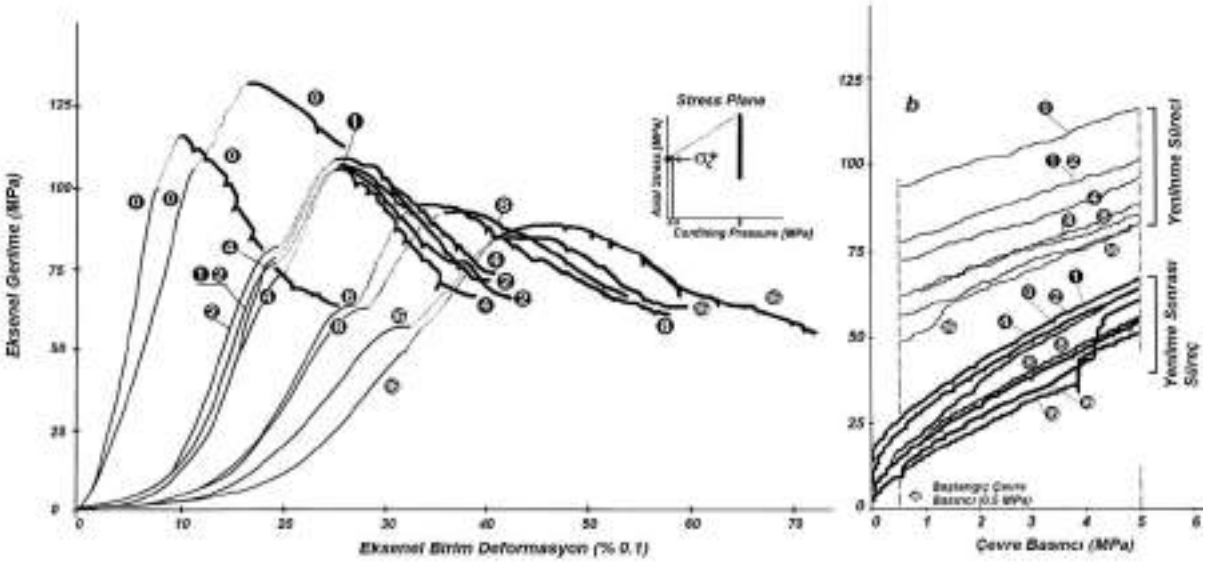
Şekil 4 de gösterilen üç eksenli deney sonuçları, tek eksenli deneylerden elde edilenlerle (Şekil 2) genel anlamda uyumludur. Örnek kategorileri için elde edilen ve yenilme süreçlerini gösteren zarflar, örselenme düzeyi ile uyumlu olup, ısıl işlem döngüsü sayısı arttıkça aşağı doğru kaymaktadır. Şekil 4b de üstte bulunan ve daha ince çizgiyle belirtilen yenilme sürecinin doğrusal bir zarf oluşturduğu

anlaşılmaktadır. Bu nedenle, tek cisim ortam dayanımının Mohr-Coulomb yenilme kriteriyle açıklanabileceği sonucuna ulaşılmaktadır. Coulomb yenilme kriterinden hareketle (Eşitlik 8) hesaplanan doruk dayanım parametreleri (c_P, ϕ_P) değerleri Çizelge 2 de sunulmuştur. Şekil 4b'deki yenilme sürecine karşılık zarflar yaklaşık birbirine paralel olup eğiminin ($m_c=\delta\sigma_1/\delta\sigma_3$) tek bir değer (2.75) olarak alınabileceği belirlenmiştir. Bu durum, ısıl işlem sonucu, taneler arası bağ kısmen koparılmış olsa bile, örnek kategorilerinin içsel sürtünme açısında kayda değer değişmenin olmadığını, kohezyonda ise %50'ye varan düşüş olduğunu göstermiştir.

$$c_P = \sigma_c{}^* . \frac{1-sin\emptyset}{2cos\emptyset} \qquad \emptyset_P = arcsin\frac{m-1}{m+1} \tag{8}$$

Çizelge 2. Deney örneği kategorileri için üç eksenli deneylerden elde edilen doruk dayanım parametrelerini.

Örnek Kategorisi	$\sigma_c{}^*$ (MPa)	m_c	c_P (MPa)	ϕ_P (°)
0	91.0		19.2	25
0	81.2		17.2	25
1	78.1		15.3	25
2	74.9		15.5	25
2	73.0		14.4	25
4	70.5	2.75	13.6	25
4	63.7		12.6	25
8	62.5		11.9	25
8	58.2		11.7	25
16	46.8		8.6	25
16	51.7		10.7	25



Şekil 4. Sürekli yenilme durumunda üç eksenli deneylerde yenilme süreçlerinin davranış (a) ve dayanım (b) düzlemlerindeki durumu (içi dolu daire içerisinde gösterilen rakamlar örnek kategorisine karşılık gelir) (Mahmutoğlu, 1998).

Şekil 5. Deney sonrası örneklerde doku yenilmesine bağlı gelişen görünür yenilme yüzeyleri.

Ancak, aynı şekilde, altta bulunan ve koyu kalın çizgiyle yenilme sonrası süreci (çatlaklı kaya) temsil eden zarfların doğrusal olmadığı açıktır. Bu eğriler Hoek-Brown Yenilme Kriteri'nde öngörülen yenilme zarfı ile benzerdir. Bu durum dikkate alınarak, Şekil 4b de gösterilen ve yenilme sonrası sürece karşılık gelen zarflar Hoek-Brown yenilme kriteriyle aşağıda karşılaştırılmıştır.

3.2. Yenilme Sonrası Sürecin Hoek-Brown Yenilme Kriteri ile Karşılaştırılması

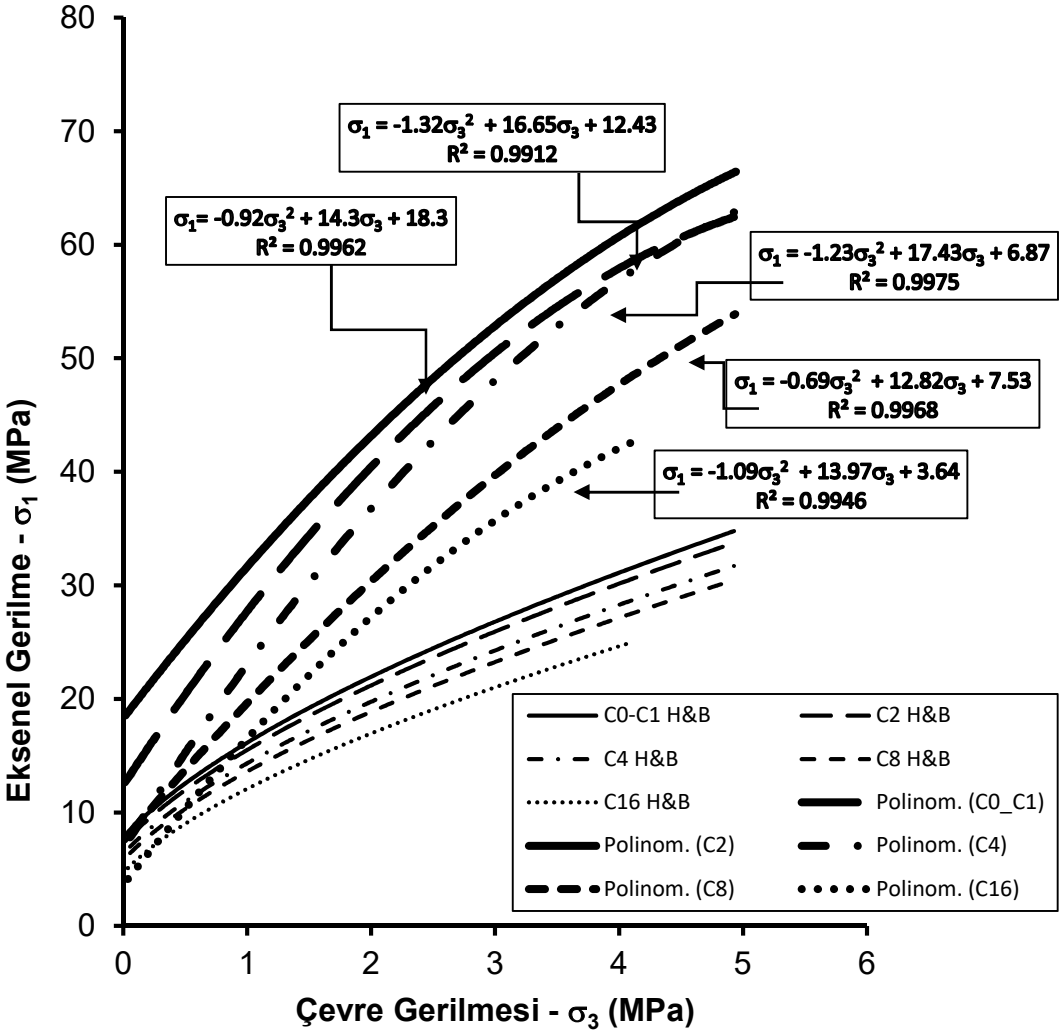
Şekil 4b'de yenilme süreci sonrasına karşılık gelen zarflardan bazılarının çakışıyor olması nedeniyle her örnek kategorisini temsil eden ve X-Y kaydedici tarafından çizilen zarflardan biri seçilerek sayısallaştırılmış ve en uygun eşitliklerle ifade edilmiştir (Şekil 6). Bu değerlendirme sonucunda yenilme sonrası dayanımı gösteren zarfların tümünün, birden fazla terime sahip ikinci dereceden fonksiyonla (polinom) ifade edilebileceği ortaya çıkmıştır. Farklı örnek kategorilerini temsil eden eğriler için belirlenen eşitliklerin tümü için yüksek determinasyon katsayısı (R^2>0.99) elde edilmiştir (Şekil 6). Bu şekilden anlaşılacağı gibi, ısıl işlem döngüsü sayısı arttıkça dayanım kaybı artmakta ve yenilme sonrası süreci gösteren zarf aşağı doğru kaymaktadır. Bu zarfların tümünün aşağıdaki eşitlikle tanımlanabileceği anlaşılmıştır.

$$\sigma_1 = -a{\sigma_3}^2 + m_f\sigma_3 + \sigma_{cf} \qquad (9)$$

Bu eşitlikteki *a* ve *m* katsayıları eğrinin formuyla ilgili katsayıları, σ_{cf} ise doku yenilme süreci sonundaki basınç mukavemetine karşılık gelmektedir. Hesaplanan bu büyüklükler ile σ_{cf}/σ_c^* arasındaki oran Çizelge 3'de sunulmuştur.

Çizelge 3. Örnek kategorileri için elde edilen *a* ve m_f katsayıları, basınç dayanımları (σ_{cf}).ve kalıcı kayma dayanımı parametreleri (*cr, φr*).

Kategori	*a*	m_f	σ_c* (MPa)	σ_{cf} (MPa)	σ_{cf}/σ_c*	*Kalıcı Kayma Parametreleri* cr (MPa)	φr (°)
1	1.32	16.65	78.1	18.3	0.23	2.30	62
2	0.92	14.3	78.1	12.4	0.17	1.66	60
4	1.23	17.43	63.7	6.9	0.11	0.83	63
8	0.69	12.82	58.2	7.5	0.13	1.03	59
16	1.09	13.97	46.8	3.6	0.07	0.48	60



Şekil 6. Üç eksenli deneylerde yenilme sonrası sürece ait zarfların Hoek-Brown Yenilme Kriterine karşılık gelen zarflarla karşılaştırılması (H&B simgesiyle belirtilen zarflar Hoek-Brown Yenilme Kriterinden elde edilmiştir).

Ayrıca, Şekil 6 da gösterilen zarflar, Eşitlik 4, 5, 6 ve 7 ile tanımlanan Hoek-Brown Yenilme Kriteri ile karşılaştırılmıştır. Karşılaştırma için, deney örneklerinin doku ve taneler arası sınırlar dikkate alınarak (jeolojik dayanım indeksi (GSI) değeri 60 seçilmiş, m_b ve s değeri bu kriterle ilgili abaktan alınmıştır. Değerlendirme de anılan büyüklükler sırasıyla 0.01 ve 2.16 olarak belirlenmiştir.

Bu karşılaştırma sonucunda, deney örneklerinin yenilme sonrası dayanımını temsil eden zarfların Hoek-Brown Kriterinden elde edilen zarflarla çakışmadığı, ancak benzerlik gösterdiği ortaya konmuştur. Diğer bir ifade ile Hoek-Brown (2018) de öngörülen dayanımın deney sonuçlarından elde edilenlerden düşük olduğu anlaşılmıştır.

4. SONUÇ VE ÖNERİLER

Çatlaklı kaya kütlelerinin dayanımının kestirimine yönelik deneysel çalışmalar, tane sınırları örselenmiş örneklerin (özürlü tek cisim) yenilme zarfının yenilme sürecinin Mohr-Coulomb yenilme kriteriyle açıklanabileceğini göstermiştir. Aynı örneklerin yenilme sonrası sürece karşılık gelen zarflarının ise Hoek-Brown yenilme kriterinde öngörülen zarflara benzerlik gösterdiği görülmüştür. Ancak, aynı türde, pürüzlü, dolgusuz ve düzensiz çatlaklara sahip gevrek kayanın dayanımının Hoek-Brown yenilme kriteri ile belirlenenden daha yüksek olduğu sonucuna ulaşılmıştır. Uygulamaya ışık tutacak, benzer çalışmaların diğer kaya türleri için de yapılarak konunun derinleştirilebileceği düşünülmektedir.

5. KATKI BELİRTME

Bildirinin sorumlu yazarı, Zürih Teknik Üniversitesi Jeoteknik Enstitüsü'nde davetli olarak bulunmasında ve bu çalışmaya finansal katkı sağlamasından dolayı enstitü başkanı Sayın K. Kovári'ye katkı ve desteklerinden dolayı içten teşekkürlerini sunar.

6. KAYNAKLAR

Chen, W., Konietzky, H., 2014. Simulation of heterogeneity, creep, damage and lifetime for loaded brittle rocks. Tectonophysics, 633, pp.164–175.

Hamdi, P., Stead, D., Elmo, D., 2015. Characterizing the influence of stress-induced microcracks on the laboratory strength and fracture development in brittle rocks using a finite-discrete element method-micro discrete fracture network FDEM-µDFN approach. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 7(6), pp.609–625.

Hoek, E., Brown, E.T., 1980. Underground excavation in rock 1st ed., London: The Institute of Mining and Metallurgy.

Hoek, E., Torres, CC., Corkum, B., 2002. Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition. In Proc. NARMS-TAC Conference. Toronto, pp. 267–273.

Hoek, E., Brown. E. T., 2018. The Hoek-Brown failure criterion-2018 edition. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. (2018) 1–19.

ISRM, 2007. The Complete ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Suggested methods for determining sound velocity. In: Ulusay, R. and Hudson, J.A., (Eds.). 159–164.

Kovári, K., Tisa, A., Attinger, O. 1983a. The concept of ''continuous failure state'' triaxial tests. Rock Mech. 16 (2), 117–131.

Kovári, K., Tisa, A., Einstein, H. H., Franklin, J. A., 1983b. Suggested methods for determining the strength of rock materials in triaxial compression. Int. Soc. for Rock Mechanics, Commission on Standardization of Laboratory and Field Testing. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr. 20 (6), 283–290.

Mahmutoglu, Y., 1998. Mechanical behaviour of cyclically heated fine-grained rocks. Rock Mech. Rock Eng. 31(3), pp.169–179.

Mahmutoglu, Y., 2017. Prediction of weathering by thermal degradation of a coarse-grained marble using ultrasonic pulse velocity, Environmental Earth Sci. 76:435.

Marinos, P., Hoek, E., 2000. GSI: A Geological Friendly Tool for Rock Mass Strength Estimation. Proceedings of the GeoEng 2000 at the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, Melbourne, 19-24 November 2000, 1422-1446.

Rayleigh, L., 1934. The bending of marble. Proc., Roy. Soc. London, A 144, 266–279.

Rosengreen, K.J., Jaeger, J.C., 1968. The mechanical properties of an interlocked low-porosity aggregate. Geotechnique. 18, 317–326.

Kumlu Zeminlerde Doygunluk Derecesinin Makaslama Dayanımına Etkisinin İncelenmesi

Investigating the Effect of Saturation Degree on the Shear Strength of Sandy Soils

Koray ULAMIŞ*, Recep KILIÇ

*Ankara Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Jeoloji Mühedisliği Bölümü, Gölbaşı, Ankara (*ulamis@ankara.edu.tr)*

ÖZ: Melanj türü jeolojik birimlerin jeomekanik özellikleri sağlam kayaç blokları veya matriks tarafından kontrol edilir. Ankara Melanjı'nın matriksini oluşturan serpantinitler içerisinde kütle hareketleri gelişmiştir. Ankara Melanjı; serpantinit matriks içinde farklı boyutlardaki kireçtaşı, radyolarit ve bazalt bloklarından oluşmaktadır. Serpantinitlerin rezidüel kesimlerinde kumlu zeminler yer almaktadır. Bu zeminlerin makaslama dayanımları doygunluk derecesine bağlı olarak azalmaktadır. Serpantinitlerin ayrışma mekanizması jeokimyasal ve petrografik incelemeler ile belirlenmiştir. Kalınlığı 1 m'ye varan koyu gri-yeşil renkli kumlu kesimin altında fiziksel olarak parçalanmış çekirdek kayaç parçaları bulunmaktadır. Kumlu zeminlerin fiziksel ve mekanik özellikleri ile makaslama parametreleri belirlenmiştir. Örselenmiş örnekler standard kompaksiyon ile sıkıştırılmıştır. Sıkıştırılan örneklerin değişen doygunluk derecesine göre hazırlanmasında faz diyagramlarından faydalanılmıştır. Sınıflama deneylerine göre iki tür kumlu zemin bulunmaktadır. Artan doygunluk derecesine göre hazırlanan örneklerde konsolidasyonlu drenajlı direkt makaslama deneyleri yapılmıştır. Deneylerde iki tür izafi sıkılık derecesindeki örnekler kullanılmıştır. Görünür kohezyon ile doruk ve rezidüel içsel sürtünme açısı ve hacimsel değişim açısının azalımı incelenerek, sınır doygunluk derecesi %70 olarak belirlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Serpantinit, ayrışma, makaslama dayanımı, hacimsel değişim açısı

ABSTRACT: *The geomechanical properties of the melanges are either dominated by intact rock blocks or matrix material. Mass movements were detected within the serpentinite matrix of Ankara Melange. Such melange is composed of limestone, radiolarite and basalt blocks and serpentinite matrix. Sandy soils form the residual sections of the serpentinites. The shear strength of the sandy soils decrease by ascensing degree of saturation. The alteration mechanism of the serpentinites were determined by geochemical and petrographical investigations. Sheared core rock blocks exist beneath the grey-yellow colored sandy sections. The physical, mechanical and shear strength of the sandy soils were tested. Disturbed samples were then prepared by standard compaction based on phase diagrams in order to attain varying degree of saturation. Two main group of sandy soils were determined with the soil classification. Consolidated-drained direct shear tests were conducted with different degree of saturation and two relative density conditions. Variation of the apparent cohesion, peak and residual effective internal friction angle and dilatancy angle values were determined. The 70% degree of saturation was concluded to be the threshold which reduces shear strength parameters.*

Keywords: *Serpentinite, alteration, shear strength, dilation angle*

1. GİRİŞ

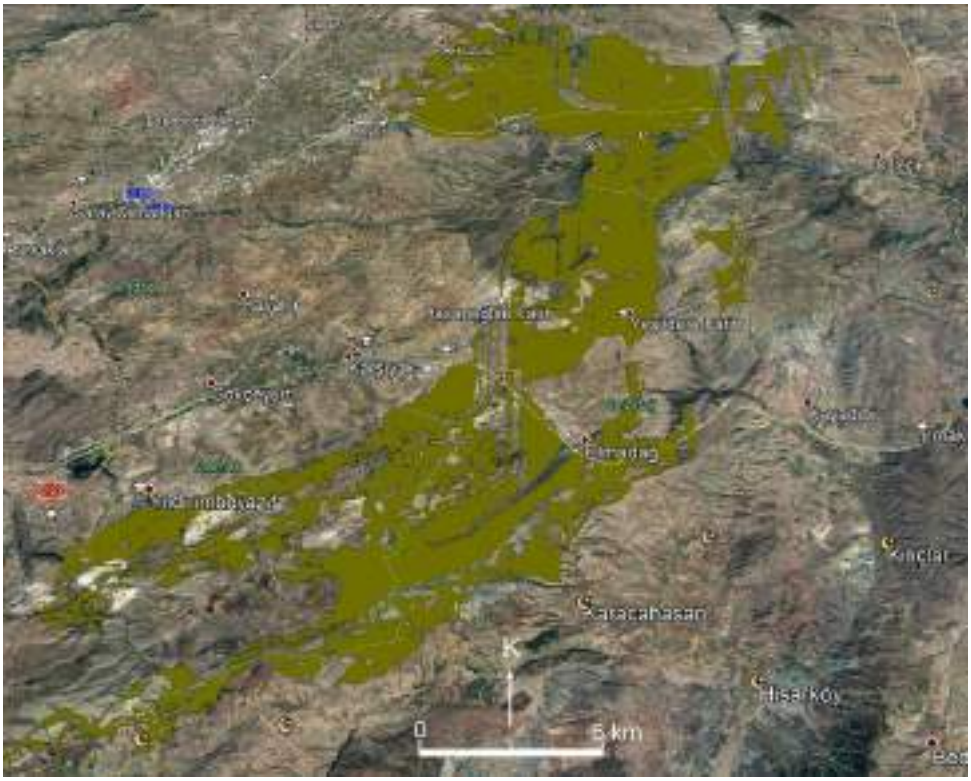
Melanj, karmaşık iç yapısı olan ve bir çok farklı kaya türünün birlikte bulunduğu jeolojik yapıdır. Türkiye'de İzmir-Ankara-Erzincan sütur zonu boyunca ve bir çok diğer önemli fay zonlarında tektonik, sedimanter ve ofiyolitik melanjlar yer almaktadır. Melanj türü birimlerde anizotropi ve heterojenliğe bağlı olarak bir çok farklı jeoteknik problem oluşmaktadır. Ankara Melanjı'nın kökeni, tektonik özellikleri ve petrolojisi bir çok araştırmacı tarafından incelenmiştir (Göncüoğlu, vd. 1997; Okay ve Tüysüz, 1999; Çakır ve Üner, 2016).

Bu çalışmada, Ankara Melanjı'nda hamuru oluşturan serpantinitlerin tamamen ayrışmış kısımlarını oluşturan rezidüel kumlu zeminlerin makaslama dayanımları incelenmiştir. Melanj türü jeolojik birimlerde zemin ve kaya malzemenin mekanik davranışları ile ilgili birçok çalışma yapılmıştır (Roadifer, vd. 2009; Stark, vd. 2010; Cen, vd. 2017; Napoli, vd. 2018). Arazide, farklı boyutlardaki yol

yarmalarındaki farklı ayrışma derecelerine sahip serpantinitlerden kesme kutusu deneyleri için örnekler alınmıştır. Örselenmiş örneklerden iki farklı izafi sıkılıkta ve doygunluk derecesi değişen örnekler hazırlanarak, konsolidsayonlu-drenajlı koşullarda (CD) deneyler yapılmıştır. Zemin örneklerinin doygunluk derecesi %20-%100 arasında değişecek şekilde hazırlanan örneklerin makaslama parametreleriin değişimi incelenerek, kohezyon ve/veya içsel sürtünme açısının sıfır olduğu değer belirlenmiştir. Ayrıca, sıkı kumlardaki hacimsel değişim açısının doygunluk derecesi ile değişimi incelenmiştir.

2. JEOLOJİ

Ankara Melanjı; Ankara güneyinden kuzeydoğuda Çankırı'ya kadar uzanan bindirme faylı sınırlar arasında yayılmış ofiyolitik karakterli bir birimdir. Makaslanmış serpantinit hamur içinde yer alan farklı kaya bloklarından oluşan melanjın içinde farklı yaş gruplarına ait radyolarit, kireçtaşı, harzburjit, dunit ve yastık lavlar ile bazaltlar bulunmaktadır (Bailey ve McCallien, 1954; Norman, 1978; Akyürek, vd. 1984; Tankut, 1990; Dilek ve Thy, 2006; Rojay, 2013; Sayıt ve Göncüoğlu, 2013). Ayrıca, aynı melanj kütlesi içinde volkano-sedimanter karmaşıkları da yer alır. İnceleme alanı; Beynam ile Karakeçili arası, Kırıkkale-Elmadağ arası ve Kalecik yolu üzerindeki yol şevlerini kapsamaktadır (Şekil 1). Şekil 1de Kretase yaşlı melanjın sınırları gösterilmiştir.

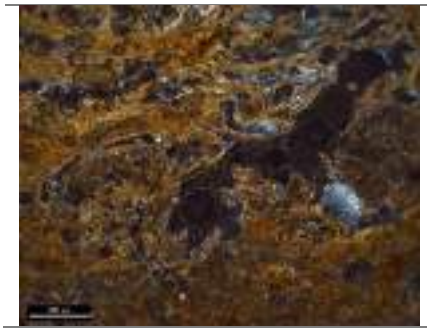


Şekil 1. Ankara melanjı sınırları ve yerbulduru haritası.

3. PETROGRAFİ ve JEOKİMYA

İnceleme alanından alınan el örneklerinde ve XRD (JCPDS, 1993) ile ayrışma kil minerallerinin türleri yapılmış, XRF ile majör oksitlerin yüzdeleri belirlenmiştir. Serpantinit örnekleri ultramafik kayaç kökenli olup, hidrotermal ayrışma sonucunda epidotlaşma, silisifikasyon ve karbonatlaşma belirlenmiştir (Çizelge 1). Az ayrışmış ve sağlam serpantinitlerde belirgin olarak klorit ve kalsit, ileri derecede ayrışmış örneklerde ise manyezit ve montmorillonit belirlenmiştir. Bazı örneklerdeki demiroksitçe zenginleşme ve ateşte kayıp değerlerindeki artış da hidrotermal alterasyonu desteklemektedir.

Çizelge 1. İnce kesitlerin mikrofotoğrafları ve açıklamaları.

Mikrofoto	Açıklama
	Serpantinit. Rezidüel piroksen, lifsi serpantin ve piroksen. Ayrışmış kayaç.
	Rezidüel serpantinit. Tamamen ayrışmış kayaç.

4. LABORATUVAR DENEYLERİ

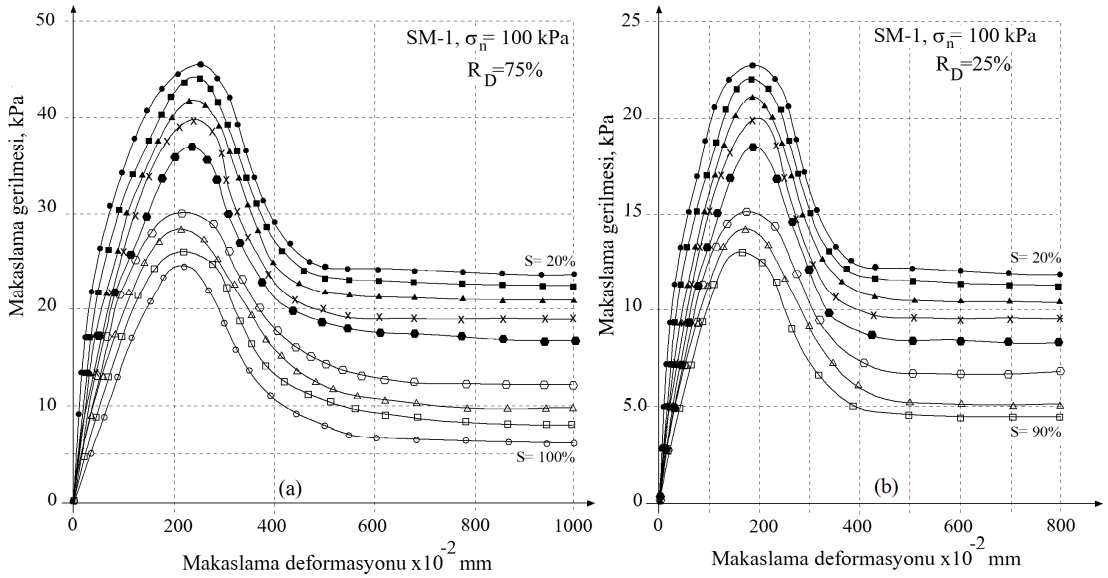
Tamamen ayrışmış serpantinitlerin su içeriği, zemin sınıflaması, doğal yoğunlukları ile boşluk oranları belirlenmiştir (ASTM D2487-17, ASTM D2216, ASTM D7263). İki tür kumlu zemin belirlenmiştir. Beynam civarından alınan örnekler siltli kum (SM) olarak sınıflandırılmış olup, ince tane içeriği %24.67-%40.85 arasındadır. Elmadağ-Kayadibi ve Kalecik civarından alınan örnekler de SM grubu olup, ince tane içeriği %16.52 ile %19.35 arasındadır. Bu gruptaki siltler non-plastik özelliktedir. İki grubun deney sonuçları Çizelge 2'de verilmiştir. Örselenmiş örnekler, farklı doygunluk derecesini verecek su içeriklerinde standart proktor ile sıkıştırılarak (ASTM D4254), konsolidasyonlu-drenajlı kesme kutusu deneyleri için %25 ve %75 izafi sıkılıkta hazırlanmıştır (ASTM D-3080-3080M-11). Hazırlanan örnekler oda sıcaklığında desikatörlerde 24 saat bekletilerek, su içeriğinin homojen dağılması amaçlanmıştır. Deneyde kesme hızı konsolidasyon süresine bağlı olarak ortalama 0.125mm/dk olarak belirlenmiştir. Arazideki şev yükseklikleri ve zeminin yoğunluklarına bağlı olarak 25-50-75-100 kPa normal gerilme uygulanmıştır.

Çizelge 2. Zemin gruplarının fiziksel özelliklerinin sınır değerleri

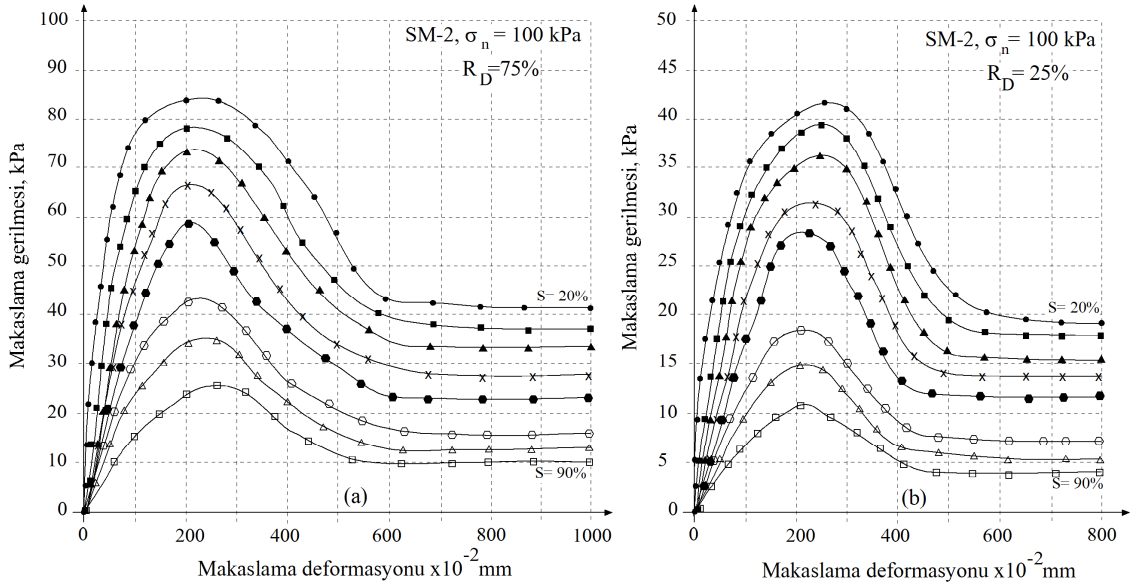
		ω_n, %	γ_n, kN/m^3	LL, %	PL, %	PI, %	e, %
SM-1	Min	16.2	15.37	51.63	40.32	11.31	59.2
	Max	20.3	17.10	79.36	54.88	17.48	91.8
	Ort	18.4	15.68	58.62	43.98	13.30	72.8
SM-2	Min	2.20	15.68*	30.74			50.1
	Max	9.75	18.77*	38.74	NP	NP	82.7
	Ort	4.72	16.17*	34.32			64.7

Kum örnekleri Çizelge 2'de verilen doğal su içeriği, ince tane yüzdesi ve ince tanelerin plastikliklerine göre iki temel grupta incelenmiştir. SM-1 grubu örneklerinde ince tane yüzdesi SM-2 grubuna göre fazla olup, ince taneler plastiktir. SM-2 grubunda ince taneler non-plastiktir. SM-1 grubu zeminlerin makaslama gerilmesi ile makaslama deformasyonunun doygunluk oranına göre değişimi Şekil 2'de verilmiştir (Normal gerilme 100 kPa). Artan doygunluk oranına bağlı olarak makaslama gerilmesinde azalma belirlenmiştir. SM-2 grubu kumlarda makaslama gerilmesi ile makaslama deformasyonu ilişkisinin doygunluk derecesine bağlı değişimi Şekil 3'te verilmiştir. Non-plastik silt içeren grupta doygunluk derecesi artışına bağlı olarak makaslama gerilmesi azalmış, %100 doygunuk derecesindeki

zemin örneği deneyin hemen başında yenilmiştir. Şekil 3'de %70 doygunluk derecesinden sonra gerilme azalımı belirgin olarak artmıştır.



Şekil 2. SM-1 grubu kumların a) %75 izafi yoğunlukta ve b) %25 izafi yoğunlukta doygunluk derecesine bağlı gerilme-deformasyon ilişkisinin değişimi.



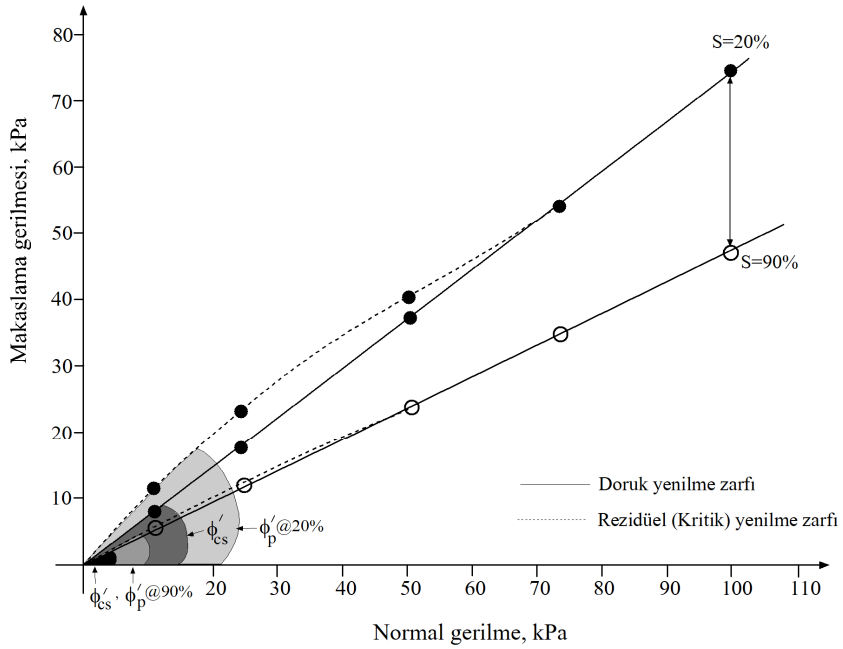
Şekil 3. SM-2 grubu kumların %75 izafi yoğunlukta (a) ve %25 izafi yoğunlukta (b) doygunluk derecesine bağlı gerilme-deformasyon ilişkisinin değişimi.

SM-2 grubu zeminde non-plastik ince tane içeriği ve düşük su içeriğine (SM-1 grubuna göre) bağlı olarak makaslama gerilmesi daha yüksektir. SM-1 grubu örneklerde plastik ince tane oranı da dikkate alındığında görünür kohezyon beklenmektedir. Şekil 4a,b' de SM-1 grubu örneklerin normal gerilme le makaslama gerilmesi ilişkisi verilmiştir. Doruk ve rezidüel görünür ve kohezyon doygunluk oranı arttıkça azalmaktadır. Her iki izafi yoğunlukta yapılan deneylerde Mohr-Coulmb yenilme zarfı lineer olup, ince tane yüzdesi ve plastikliğe bağlı olarak hacimsel deformasyonda belirgin değişilkik belirlenememiştir. Deneyler esnasında düşey deformasyonda ani değişiklikler kaydedilimemiştir.

Çizelge 3. SM-1 grubu kumların sıkı ve gevşek durumda makaslama parametreleri.

S (%)	c'_p (kPa)	Φ'_p (°)	c'_r (kPa)	Φ'_r (°)
		R_D = 75%		
20	11.32	23.18	3.45	16.14
30	10.28	21.44	3.20	16.00
40	9.79	21.02	3.18	14.97
50	9.24	20.31	3.16	14.28
60	8.84	20.02	3.10	13.10
70	6.57	17.78	2.67	10.11
80	6.20	17.00	2.45	9.65
90	6.08	16.49	2.35	8.05
100	6.04	16.22	2.27	7.97
		R_D = 25%		
20	6.78	19.87	3.15	17.10
30	6.12	19.22	2.99	16.55
40	5.88	18.87	2.76	15.77
50	5.67	17.68	2.60	14.93
60	5.21	17.10	2.26	13.78
70	4.08	16.02	1.67	9.44
80	3.69	15.44	1.44	8.12
90	3.55	15.18	1.32	7.08

SM-2 grubu kumlu örneklerde %25 izafi yoğunlukta (gevşek) örneklerde makaslamaya bağlı hacim azalması olup, belirgin bir düşey deformayon farklılığı belirlenememiştir. Ancak, %75 izafi yoğunluktaki örneklerde yapılan deneylerde belirgin düşey deformasyon farklılığına bağlı olarak hacimsel değişim de dikkate alınmıştır. Sıkı kumlarda makaslamaya bağlı gelişen gelişen hacimsel değişim açısı Bolton (1986) tarafından detaylı olarak incelenmiştir. Değişim açısının %80'i ile kritik durumda rezidüel içsel sürtünme açısının toplamının doruk içsel sürtünme açısına eşit olduğu aynı çalışmada deneysel olarak kanıtlanmıştır. Doygunluk derecesi arttıkça taneler arasındaki boşluklarda su daha çok hacim kaplamakta ve içsel sürtünme açısının azalmasına neden olmaktadr. SM-2 grubu sıkı kumların hacimsel değişim açısının doygunluk derecesine bağlı değişimi Şekil 5'de verilmiştir.



Şekil 5. SM-2 kum örneklerinde hacimsel değişim açısının doygunlukla değişimi.

Doygunluk oranının en az olduğu (%20) durumda doruk yenilme zarfı eğrisel şekilde olup, rezidüel zarf ile aralarındaki açı miktarı hacimsel değişim açısını (Ψ) vermektedir. Doygunluk derecesi artışına bağlı

olarak her iki zarf arasındaki açı sıfıra yaklaşmaktaıdr. Şekil 5'te tüm doygunluk derecelerindeki ilişki kolay anlaşılabilir olması açısından verilmemiştir. SM-2 grubu örneklerde gevşek (RD=%25) ve sıkı durumda (RD=%75) doygunluk derecesi ile hacimsel değişim açısı ilişkisi Çizelge 3 'de verilmiştir.

Çizelge 3. Gevşek (RD=%25) ve sıkı durumdaki (RD=%75) SM-2 grubu kumlarda doygunluk derecesi ile sürtünme açıları ve "Ψ"nin değişimi.

	S (%)	c'_p (kPa)	Φ'_p (°)	c'_r (kPa)	Φ'_r (°)		S (%)	ϕ'_p (°)	ϕ'_{cs} (kPa)	Ψ (°)
RD=%25	20	1.85	21.35	0.85	17.45	RD=%75	20	36.28	27.75	8.53
	30	1.22	20.85	0.32	16.63		30	35.16	27.56	7.60
	40	0.87	20.14	0	16.04		40	33.65	25.69	7.96
	50	0.62	19.28	0	15.22		50	30.25	23.89	6.36
	60	0.43	18.78	0	14.87		60	28.71	23.11	5.60
	70	0.0	16.10	0	13.08		70	24.80	20.96	3.84
	80	0.0	15.77	0	12.17		80	22.38	20.61	2.21
	90	0.0	14.50	0	10.66		90	21.87	19.97	1.95

SM-2 grubu örneklerde gevşek durumda görünür kohezyon belirlenmiş olsa da (1.85 kPa), bu gruptaki örneklerin makaslama dayanımı içsel sürtünme açısı ile kontrol edilmektedir. Gevşek durumda boşluk oranı daha fazla fakat, suya doygunluk derecesi arttıkça sıkı surumdaki örneklere göre daha düşük makaslama gerilmesinde yenilme gerçekleşmektedir. Sıkı surumda da doygunluk derecesinin en fazla olduğu durumda boşluklardaki su çok kısa sürede drene olamadığından, hacimsel değişim açısı da azalmaktadır. Çizelge 3'den anlaşılacağı gibi, %70 doygunluk derecesinde doruk ve rezidüel içsel sürtünme açısındaki azalmaya bağlı olarak, "Ψ" açısı da belirgin olarak azalmaktadır. Her iki zemin grubu da temiz kum olmayıp (ince tane oranı < %5); tane çapı dağılımı, tane şekli ve paketlenme dereceleri makaslama dayanımlarını etkilemektedir. Ancak, her iki grupta da sıkı ve gevşek durumda %70 doygunluk derecesinden sonra makaslama parametreleri belirgin şekilde azalmaktadır (Ulamış, 2019).

5. SONUÇLAR

Bu çalışmada, Ankara Melanjı'nın matriks malzemesini oluşturan tamamen ayrışmış serpantinitlerin kumlu kesimlerinin makaslama parametrelerinin doygunluk derecesine bağlı değişimi incelenmiştir. Arazi çalışmaları kuru ve yağışlı dönemlerde yapılmış olup, çekirdek kaya niteliğindeki blokların üzerinde kalınlığı 1 m'ye varan kesimlerin nemli olduğu ve bazı yol yarmalarında farklı boyutlarda yenilmeler olduğu tespit edilmiştir.

İki tür siltli kum belirlenmiştir. SM-1 grubu kumlarda siltler plastik özellikte olup, SM-2 grubu kumlarda su içeriği göreceli olarak azdır. SM-1 grubunda plastik siltlerin oranına da bağlı olarak görünür bir kohezyon değeri belirlenmiştir. Drenajlı kesme kutusu deneylerinde SM-1 grubu kumlarda gevşek ve sıkı durumda belirgin bir düşey deformasyon farklılığı kaydedilememiştir. Artan doygunluk derecesine göre kohezyon ile doruk ve rezidüel içsel sürtünme açısı değerleri %70 doygunluk derecesinden sonra belirgin olarak azalmıştır.

SM-2 grubu kumlarda gevşek durumda makaslamaya bağlı olarak hacim azalması belirlenmiş olup; görünür kohezyon değeri %70 doygunluk derecesinden sonra sıfır olmaktadır. Sıkı durumda düşük doygunluk derecesinde hacimsel değişim açısı belirgindir. Doygunluk derecesi artışı ile beraber, bu açı değeri azalmaya başlamış olup, makaslama gerilmesi etkisi altında sıkışma eğilimi belirlenmiştir.

İnceleme alanında yol yarmalarında hemen her noktada şev eğimleri eşit olup, şevler farklı ayrışma derecesindeki serpantinitlerde yer almaktadır. Doygunluk derecesi artışına bağlı olarak şevleri oluşturan kumlu kesimlerde görünür kohezyon değerleri sıfır olmaktadır. Boşluklarda su hacminin artması aynı anda içsel sürtünme açısında azalmaya neden olmakta, ancak şev eğimi ve yüksekliğine bağlı olarak yenilme gerçekleşebilmektedir.
İnceleme alanında yapılacak projelerde kısa ve süreli duraylılık koşullarına bağlı olarak makaslama parametrelerinin hassas şekilde belirlenmesi gereklidir. Kesme kutusu deneylerinde yenilme rezidüel

parametreler ile kontrol edilmektedir. İlgili parametrelerin doygunluk derecesi de dikkate alınarak değerlendirilmesi önemlidir.

6. KATKI BELİRTME

Yazarlar, çalışmayı destekleyen Ankara Üniversitesi BAP Müdürlüğü'ne teşekkür eder (Proje no: 13B4343004).

7. KAYNAKLAR

Akyürek B., Bilginer E., Akbaş, B., 1984. Basic geologic features of Ankara-Elmadag-Kalecik regions. Geological Engineering 20, 31-46.

ASTM, 2010. Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass, D2216-10, ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM, 2011. Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils under Consolidated Drained Conditions, D3080/D3080M-11, ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM, 2016. Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density, D4254-16, ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM, 2017. Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System), D2487-17, ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM 2018-e2, 2018. Standard Test Methods for Laboratory Determination of Density (Unit Weight) of Soil Specimens, D7263-09, ASTM International, West Conshohocken, PA.

Bailey, E., McCallien, W., 1954. Serpentinite lavas, the Ankara Melangé and the Anatolian Thrust. Transactions of the Royal Society of Edinburgh 62(2), 403-442.

Bolton, M.D., 1986. The strength and dilatancy of sands. Geotechnique 36 (1), 65-78.

Cen D., Huang D., Ren, F., 2017. Shear deformation and strength of the interphase between the soil–rock mixture and the benched bedrock slope surface. Acta Geotechnica, 12(2), 391-413.

Çakır Ü., Üner, T., 2016. The Ankara Mélange: an indicator of Tethyan evolution of Anatolia. Geologica Carpathica 67(4), 403-414.

Dilek Y., Thy, P., 2006. Age and petrogenesis of plagiogranite intrusions in the Ankara Mélange, central Turkey. Island Arc 15, 44-57.

Göncüoğlu C., Dirik M.C., Kozlu, H., 1997. General characteristics of pre-Alpine and Alpine Terranes in Turkey: Explanatory notes to the terrane map of Turkey. Annales Geologique de Pays. Hellenique 3 (7), 515-536.

JCPDS- International Centre for Diffraction Data, 1993. Mineral Powder Diffraction File: Databook. Sets 1-42. Compiled by the JCPDS and American Ceramic Society. PA, USA, 782 pp.

Napoli, M.L., Barbero M., Ravera E., Scavia., C, 2018. A stochastic approach to slope stability analysis in bimrocks. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 101: 41-49.

Norman, T., 1978. The behavior of the Ankara Mélange. 50th Anniversary of the Republic Earth Science Congress. MTA, 77-04. (In Turkish)

Okay A., Tüysüz O., 1999. Tethyan sutures of northern Turkey. In: Durand B, Jolivet, Horvath F, Seranne M (Eds.). The Mediterranean Basins: Tertiary Extension within the Alpine Orogen. Geological Society Special Publications. 475-515 pp.

Roadifer J.W., Forrest, M.P., Lindquist, E.S., 2009. Evaluation of shear strength of melangé foundation at Calaveras Dam. Proceedings of the 29th US Soc. for Dams, Annual Meeting and Conference: "Managing our Water Retention Systems", April 20-24, Nashville, Tennessee, USA.

Rojay B., 2013. Tectonic evolution of the cretaceous Ankara Ophiolitic Mélange during the late Cretaceous to pre-Miocene interval in central Anatolia, Turkey. Journal of Geodynamics 65: 66-81.

Sayıt K., Göncüoğlu C., 2013. Geodynamic evolution of the Karakaya Mélange Complex, Turkey: A review of geological and petrological constraints. Journal of Geodynamics 65, 56-65.

Stark T.D., Newman E., Pena dela G., Hillebrandt D.H., 2010. Fill placement on slopes underlain by Franciscan Mélange. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 137 (3), 263-272.

Tankut A., 1990. Geochemical implications for tectonic setting of the ophiolitic rocks from the ophiolite mélange belt of the Ankara Mélange. MTA Journal 110: 17-28. (In Turkish)

Ulamis, K., 2019. Shear strength of extremely altered serpentinites based on degree of saturation. Journal of Mountain Science, 16 (4), 944-954 p.

Baraj Yerlerinde Mühendislik Jeolojisi Çalışmalarında Kaya Kütlelerinin Karakterizasyonu ve Örnek Çalışma

Characterization of Rock Mass in Engineering Geological Works at Dam Sites and a Case Study

Cemal YILDIZ*, Mustafa Özgehan ÜNAL, Haydar KIRKBUDAK

DSİ, Genel Müdürlüğü, Ankara
*(*cemalyildiz@dsi.gov.tr)*

ÖZ: Bu bildiride, kaya kütle parametrelerinin yerinde deneylerden birisi olan Goodman Jack Dilatometre deneyi ile saptanması anlatılmıştır. Goodman Jack Dilatometre deney aleti; üzerinde 2 adet LVDT (Linear Variable Displacement Transducer) bulunan 12 pistonlu çelik bir prob, 700 kg/cm^2 yük verebilen hidrolik kriko ve deformasyonları ölçen bir okuma ünitesinden oluşmaktadır. Çalışmada DSİ Genel Müdürlüğü projelerinden olan Antalya – Kumluca Erentepe Göleti Aks yerinde Dilatometre deneyi kullanılmış olup, 52.5 metre yüksekliğinde silindirle sıkıştırılmış beton gövde tipinde ve sulama amacıyla planlanan projede temel altında yamaçlarda bulunan kaya birimlerin deformasyon ve elastisite modulü değerleri yerinde tespit edilmiştir. Goodman Jack Dilatometre deneyi sol sahil, sağ sahil ve aks yerinde olmak üzere 3 adet kuyuda gerçekleştirilmiştir. Aks yerinde bulunan KSKK-1 no' lu kuyuda 24.80 m derinliğe kadar 4 adet, sol sahilde yer alan SKK-4 no' lu kuyuda 14.80 m derinliğe kadar 3 adet ve sağ sahilde yer alan SKK-3 no'lu kuyuda 16.80 m derinliğe kadar 3 adet deney yapılmıştır. Bu hesaplamalar yapılırken poisson oranı, kuyu çapı ve cihaza ait bazı kat sayılar kullanılmış olup sonuçlar GPa cinsinden verilmiştir. Her bir seviye için ayrı ayrı kaya kütle modülleri hesaplanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Goodman Jack, dilatometre, deformasyon modülü, elastik modül

ABSTRACT: *Determination of rock mass modulus by Goodman Jack Dilatometer which is one of the in situ tests is explained in this study. Goodman Jack Dilatometer equipped with 2 Linear Variable Displacement Transducer (LVDT), 12 cylinder steel probe, and hydraulic pump that enables 700kg/cm^2 and readout unit. The test was conducted at Antalya Kumluca Erentepe Dam Project which is planned to be roller compacted concrete structure for irrigation purposes with a 52.5 meters height. Deformation and Elasticity Module parameters of rock mass under the foundation are obtained in KSKK-1, SKK-4, SKK-3 boreholes which locate at axis, left and right banks of the dam, respectively. 4 tests are performed in KSKK-1 up to 24.8 m depth, 3 tests in SKK-4 up to 14.8 m depth, 3 tests in SKK-3 up to 16.8 m depth. Poisson ratio, borehole diameter and some of dilatometer related coefficients are used during calculations and results are given in GPa. Rock mass modulus are calculated separately for each test level and cycle.*

Keywords: *Goodman Jack, dilatometer, deformation modulus, elastic modul*

1. GİRİŞ

Kaya kütle modüllerinin yerinde belirlenmesi kaya mühendisliği projelerinin tasarımı ve sürekliliğinde hayati öneme sahiptir. Son yıllarda baraj, tünel, köprü ayağı gibi birçok mühendislik yapılarında kaya kütle modüllerinin yerinde deneylerle tespiti önem kazanmaya başlamıştır. Laboratuvar çalışmaları ve arazi gözlemleri ile kaya kütle parametrelerinin tespiti mümkün olsada, numune almadaki yaşanan zorluklar, bilinmeyenlerin sayısının fazla miktarda olması ve araştırmacıya bağlı değişkenlik göstermesi nedeni ile kaya kütle modüllerinin yerinde yapılan deneylerle tespit edilmesi daha doğru ve gerçekçi sonuçlara götürecektir. Bu kapsamda DSİ Genel Müdürlüğü projelerinden olan Antalya – Kumluca Erentepe Göleti Aks yerinde Goodman Jack Dilatometre deneyi kullanılmış olup, 52.5 metre yüksekliğinde silindirle sıkıştırılmış beton gövde tipinde ve sulama amacıyla planlanan projede temel altında yamaçlarda bulunan kaya birimlerin deformasyon ve elastisite modulü değerleri yerinde tespit edilmiştir. Bu cihaz beton gövdeli barajlarda ve kemer tipi barajlarda sıkça kullanılmaktadır. Bu tip proje yapılarında proje yükü altında temel kayasının davranışının tespit

edilmesi önemlidir. Baraj gövdesinin oturacağı temel kaya kütlesi modüllerinin yerinde tespit edilmesi için istenilen bölgede açılan sondajlarda belirlenen seviyelerde yükleme-boşaltma döngüsü içeren deneyler yapılarak elde edilen parametrelerle büro ortamında kayacın proje yükü altındaki davranışı tespit edilmiştir.

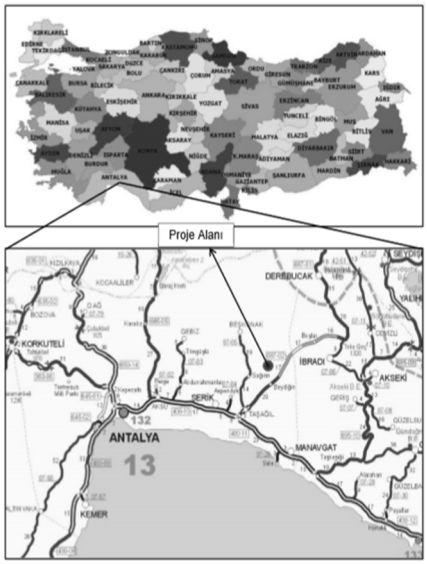
2. PROJE HAKKINDA GENEL BİLGİLER

2.1. İncelemenin Amacı

Antalya - Kumluca Erentepe Göleti kapsamında, proje sahasındaki ihtiyaçlar ve imkanlar göz önünde tutularak, proje alanındaki su potansiyelinin seçilen rezervuarda depolanması ve Antalya ili, Kumluca İlçesi, Erentepe köyü arazilerinin sulanması öngörülmüştür. Baraj Gövdesi 52.5 m yüksekliğinde, kret uzunluğu 94.23 m ve genişliği 4 m olarak silindirle sıkıştırılmış beton gövde tipinde planlanmıştır. Bu çalışmada gölet gövde temelinin oturacağı ana kayanın kaya kütle parametrelerinin (deformasyon modülü, elastisite modulü) yerinde tespit edilmesi amaçlanmıştır.

2.1. Proje Alanının Yeri ve Ulaşım

İnceleme alanı ve gölet yeri, Antalya İli Kumluca İlçesi Erentepe Köyü Kuru Dere üzerinde yer almaktadır. Proje alanına; Antalya-Kumluca D-400 karayolunun 82. km'sinden sağa sapılarak Erentepe köyüne ulaşılır. Köyden 8 km asfalt yol ile Antalya-Kumluca-Erentepe Göleti aksına ulaşım sağlanır. Gölet sahasına, mevcut yol ile, ağır kış koşulları dışında her mevsim ulaşım mümkündür (Şekil 1).



Şekil 1. İnceleme alanı yerbulduru haritası.

3. GENEL JEOLOJİ

Proje alanının içinde bulunduğu Antalya Körfezi kuzeybatısındaki bölgede, Antalya napları olarak adlandırılan allokton konumlu kaya birimleri yapısal ve stratigrafik özelliklerine göre, Çataltepe Napı, Alakırçay Napı, Tahtalıdağ Napı ve Tekirova Ofiyolit Napı olarak bölümlendirilmiştir (Şenel vd., 1992, 1996).

Alakırçay napı yapısal olarak Çataltepe napı üzerinde, Tahtalıdağ napı altında bulunur. Çalışma alanında, Alakırçay napı, Çataltepe napı olmaksızın Beydağları otoktonu üzerine bindirmiş olarak bulunur.

3.1 Jeoloji

İnceleme alanında sağ sahilde yapılan SKK-3 numaralı sondaj kuyusunda; 0.00 – 6.00 m arası ardalanmalı şekilde bej beyaz renkte sert sağlam kireçtaşı, yer yer altere koyu gri renkte kumtaşı şeyl birimleri, 6.00 – 30.00 m arası bordo kırmızı renkte radyolarit ve bej-beyaz renkte plaketli kireçtaşları geçilmiştir. Sol Sahilde yapılan SKK-4 numaralı sondaj kuyusunda; bej-beyaz renkte parçalı kırıklı, yer yer okside kireçtaşı birimi, 7,00 – 16,00 m bordo kırmızı renkte parçalı kırıklı radyolarit birimi ve 16.00 – 30.00 m arası bej-beyaz renkte plaketli kireçtaşları geçilmiştir. Talvegde açılan KSKK-1 numaralı sondaj kuyusunda ise; 0.00 – 2.80 m arası alüvyon, 2.80 – 4.50 m arası altere kireçtaşı bloğu, 4.50 – 10.50 m arası bordo-kırmızı renkte parçalı kırıklı radyolarit, 10.50 – 30.00 m arası bej-beyaz renkte plaketli kireçtaşları geçilmiştir.

4. İNCELEME ALANINDA YAPILAN ÇALIŞMALAR

İnceleme alanında sol sahil, sağ sahil ve aks yerinde olmak üzere 3 adet kuyuda Goodman Jack Dilatometre deneyi gerçekleştirilmiştir. Aks yerinde bulunan KSKK-1 numaralı kuyuda 24.80 m derinliğe kadar 4 adet, sol sahilde yer alan SKK-4 numaralı kuyuda 14.80 m derinliğe kadar 3 adet ve sağ sahilde yer alan SKK-3 numaralı kuyuda 16.80 m derinliğe kadar 3 adet deney yapılmıştır.

Şekil 2. İnceleme alanının menbadan görünümü.

Goodman Jack Dilatometresi kaya kütlesi modüllerinin (deformasyon modülü, elastisite modulü vb.) yerinde tespit edilmesi için kullanılan ve okuma ünitesi, çelik sonda, hidrolik yağ pompası, elektrik ve yağı ileten kablolarla birlikte 4 ana parçadan oluşan bir cihazdır. Okuma ünitesi; Probdan iletilen uzak ve yakın okumaların 0.01 mm hassasiyetle kaydedilmesini sağlar. İletim kabloları hidrolik pompa yardımıyla yağın iletilmesi ve geri alınmasını ve transducerde oluşan okumaların okuma ünitesine iletilmesini sağlar (Şekil 3).

4.1. Deneyin Yapılışı

Goodman Jack Dilatometre deneyi 76 mm genişliğinde açılan sondaj kuyusunda çelik prob istenilen seviyeye indirilerek proje özelliklerine göre 1-5 m aralıklarla uygulanır. Basınç uygulandığında içiçe geçmiş rijit plakalar sonda üzerinde bulunan 12 piston yardımıyla açılır ve oluşan açılma miktarı ve yük alınırken oluşan kapanma miktarı sondanın alt ve üst kısmında bulunan transducer vasıtasıyla 0.01 mm hassasiyetle okuma ünitesine iletilir. Deney yapılırken okuma ünitesinde oluşan uzak ve yakın okumalar Goodman Jack Dilatometre deney formuna (Şekil 4.) kaydedilir. Her bir deneyde bir program dahilinde

3-5 dk beklenir, maksimum yüklerde bu süre projesine göre arttırılabilir. Aynı şekilde yük alınırken kayaçta oluşan elastik toparlanmalar deney formuna kaydedilir. Yükleme ve boşaltma evresi bittikten sonra kaydedilen yakın ve uzak okumaların farklarının ortalaması alınarak kümülatif deformasyon değerleri bulunur ve deney formuna işlenir.

Şekil 3. Goodman Jack Dilatometre Ekipmanları.

Erentepe Göleti 52.5 m yüksekliğinde ve SSB olarak projelendirilmiş olup proje yükünün su yükü ile beraber yaklaşık 15 - 20 kg/cm^2 civarında olabileceği öngörülmüş ve yükleme programı buna göre hazırlanmıştır. Deney programı 3 yükleme, 3 boşaltma evresi olarak gerçekleştirilmekle beraber, 1. yükleme evresinde kademeli olarak 15 kg/cm^2 yük verilmiş ve geri alınmış olup toplam 60 dk sürmüştür, 2. yükleme evresinde 30 kg/cm^2 yük verilmiş ve geri alınmış olup 70 dakika sürmüştür, 3. Yükleme evresinde 60 kg/cm^2 basınca çıkılmış ve verilen yükler geri alınmış olup 90 dakika sürmüştür. Bazı seviyelerde yüksek basınçtaki deformasyonları görme amaçlı 80 - 100 kg/cm^2 basınca çıkılmış ve oluşan deformasyonlar kaydedilmiş olup 1 seviye için toplam deney süresi 220 dakika sürmüştür.

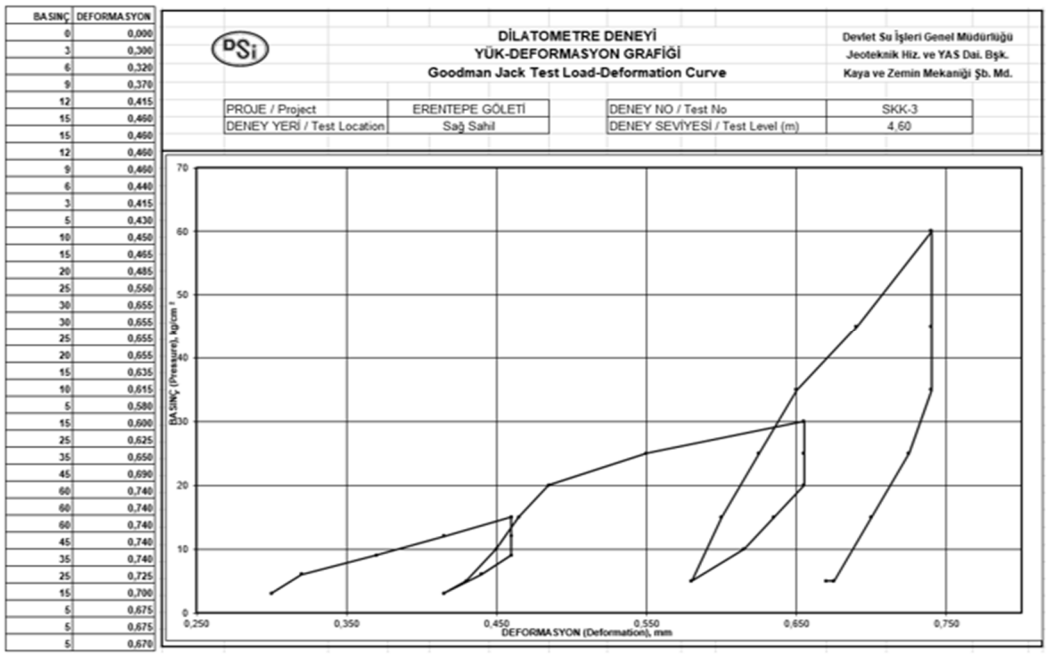
GOODMAN JACK DİLATOMETRESİ ARAZİ FORMU								
Kuyu No : Borehole No		**DENEY NO :** Test No		**DERİNLİK :** Depth		**TARİH:** Date		
FORMASYON : Formation					**DENEYI YAPAN :** Recorded By Test			
ZAMAN Time (dk)(Min)	**BASINÇ** Pressure kg/cm^2	**LVDT OKUMALARI** Lvdt Readings (mm)		**FARK** Difference Δ (mm)		**ORTALAMA** Mean Displ. (mm)	**TOPLAM** Total Σ (mm)	**AÇIKLAMA** Remarks
		YAKIN (Near)	UZAK (Far)	YAKIN (Near)	UZAK (Far)			

Şekil 4. Goodman Jack Dilatometre Deneyi Arazi Formu.

4.2. Hesaplamalar

Deney sonuçları arazi formuna kaydedildikten sonra her bir seviye için oluşan deformasyonların ortalama ve farkları alınarak verilen basınca karşılık kümülatif toplam deformasyonlar elde edilmiş ve bu değerlerden histerezis eğrisi (Şekil 5.) çizilmiştir. Çizilen bu eğride her bir yükleme evresi için çıkılan

maksimum değer ile deney başlangıcındaki deformasyon farklarından deformasyon modulü, her bir boşaltma evresi için maksimum deformasyon değerinden deney sonundaki deformasyon miktarının farklarından elastik modül değeri hesaplanmıştır. Ayrıca deney sonunda oluşan maksimum deformasyon değeri ile deney başlangıcındaki deformasyon değer farkından toplam deformasyon modülü hesaplanmıştır. Bu hesaplamalar yapılırken poisson oranı, kuyu çapı ve cihaza ait bazı katsayılar kullanılmış olup sonuçlar GPa cinsinden verilmiştir.



BASINÇ	DEFORMASYON
0	0,000
3	0,300
6	0,320
9	0,370
12	0,415
15	0,460
15	0,460
12	0,460
9	0,460
6	0,440
3	0,415
5	0,430
10	0,450
15	0,465
20	0,485
25	0,550
30	0,655
30	0,655
25	0,655
20	0,655
15	0,635
10	0,615
5	0,580
15	0,600
25	0,625
35	0,650
45	0,690
60	0,740
60	0,740
60	0,740
45	0,740
35	0,740
25	0,725
15	0,700
5	0,675
5	0,675
5	0,670

Şekil 5. Elde edilen basınç-deformasyon değerlerinden çizilen basınç-deformasyon eğrisi.

Goodman Jack dilatometre deneyi için aşağıdaki bağıntı önerilmiştir;

$$E = [0.86K(v)\Delta Q/(\frac{\Delta u_d}{\mathrm{d}})]H_k \quad (1)$$

Burada ;

E = Deformasyon – Elastisite Modulü,
Hk = 0.93 (52101 model cihaz için kullanılan katsayı),
Δud = Kuyu çapı artışı (mm),
ΔQ = Basınç artışı (MPa),
K(v) = Poisson oranı ve yarım kontak açısına bağlı katsayı (Şekil 6)

B(Yarım Kontak Açısı)	P (Poisson Oranı)						
	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40
10°	3.185	3.139	3.077	2.999	2.908	2.792	2.658
15°	2.697	2.661	2.611	2.547	2.469	2.377	2.272
30°	1.985	1.941	1.906	1.862	1.808	1.744	1.670
45°	1.559	1.541	1.514	1.480	1.438	1.388	1.331

Şekil.6 Poisson oranı ve yarım kontak açısına bağlı katsayı.

Proje alanında yapılan deney sonuçları formülde yerine konulduğunda aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir;

Çizelge 1. SKK-3 numaralı kuyu 4,60 m derinlik için elde edilen kaya kütle parametreleri.

	Basınç Aralığı (Bar)	**Deformasyon Modülü (GPa)**	**Elastisite Modülü(GPa)**
SKK-3 (4.60m)	3-15	0,62	2,21
	5-30	0,92	2,76
	5-60	2,85	6,51

Basınç Aralığı (Bar)	**Toplam Deformasyon Modülü (GPa)**
3-60	1,07

Çizelge 2. SKK-3 numaralı kuyu 8,80 m derinlik için elde edilen kaya kütle parametreleri.

	Basınç Aralığı (Bar)	**Deformasyon Modülü (GPa)**	**Elastisite Modülü(GPa)**
SKK-3 (8.80m)	3-15	0,99	3,98
	5-30	1,97	4,61
	5-80	2,39	3,03

Basınç Aralığı (Bar)	**Toplam Deformasyon Modülü (GPa)**
3-80	1,56

Çizelge 3. SKK-3 numaralı kuyu 16,80 m derinlik için elde edilen kaya kütle parametreleri.

	Basınç Aralığı (Bar)	**Deformasyon Modülü (GPa)**	**Elastisite Modülü(GPa)**
SKK-3 (16.80m)	3-15	1,05	4,97
	5-30	1,80	3,77
	5-60	2,76	6,51

Basınç Aralığı (Bar)	**Toplam Deformasyon Modülü (GPa)**
3-60	1,55

Çizelge 4. SKK-4 numaralı kuyu 4,00 m derinlik için elde edilen kaya kütle parametreleri.

	Basınç Aralığı (Bar)	**Deformasyon Modülü (GPa)**	**Elastisite Modülü(GPa)**
SKK-4 (4.00m)	3-15	1,11	2,49
	5-30	3,19	3,45
	5-60	3,38	5,07

Basınç Aralığı (Bar)	**Toplam Deformasyon Modülü (GPa)**
3-60	2,20

Çizelge 5. SKK-4 numaralı kuyu 7,90 m derinlik için elde edilen kaya kütle parametreleri.

	Basınç Aralığı (Bar)	**Deformasyon Modülü (GPa)**	**Elastisite Modülü(GPa)**
SKK-4 (7.90m)	3-15	0,66	6,63
	5-50	0,96	18,65
	5-100	4,14	15,75

Basınç Aralığı (Bar)	**Toplam Deformasyon Modülü (GPa)**
3-100	1,15

Çizelge 6. SKK-4 numaralı kuyu 14,80 m derinlik için elde edilen kaya kütle parametreleri

	Basınç Aralığı (Bar)	**Deformasyon Modülü (GPa)**	**Elastisite Modülü(GPa)**
SKK-4 (14.80m)	3-15	1,17	3,32
	5-30	2,44	4,61
	5-75	5,28	8,93

Basınç Aralığı (Bar)	**Toplam Deformasyon Modülü (GPa)**
3-75	2,65

Çizelge 7. KSKK-1 numaralı kuyu 9,80 m derinlik için elde edilen kaya kütle parametreleri.

	Basınç Aralığı (Bar)	**Deformasyon Modülü (GPa)**	**Elastisite Modülü(GPa)**
KSKK-1 (9,80m)	3-15	0,32	6,63
	5-30	2,18	6,91
	5-60	4,14	10,13

Basınç Aralığı (Bar)	**Toplam Deformasyon Modülü (GPa)**
3-60	0,98

Çizelge 8. KSKK-1 numaralı kuyu 14,60 m derinlik için elde edilen kaya kütle parametreleri.

	Basınç Aralığı (Bar)	**Deformasyon Modülü (GPa)**	**Elastisite Modülü(GPa)**
KSKK-1 (14.60m)	3-15	1,99	6,63
	5-30	5,18	5,92
	5-60	4,80	5,70

Basınç Aralığı (Bar)	**Toplam Deformasyon Modülü (GPa)**
3-60	3,26

Çizelge 9. KSKK-1 numaralı kuyu 19,80 m derinlik için elde edilen kaya kütle parametreleri.

	Basınç Aralığı (Bar)	Deformasyon Modülü (GPa)	Elastisite Modülü(GPa)
KSKK-1 (19.80m)	3-15	0,69	4,97
	5-50	6,78	8,29
	5-100	8,75	13,13

Basınç Aralığı (Bar)	Toplam Deformasyon Modülü (GPa)
3-100	3,09

Çizelge 10. KSKK-1 numaralı kuyu 24,80 m derinlik için elde edilen kaya kütle parametreleri.

	Basınç Aralığı (Bar)	Deformasyon Modülü (GPa)	Elastisite Modülü(GPa)
KSKK-1 (24.80m)	3-15	0,20	1,66
	5-30	1,66	2,30
	5-60	2,46	3,51

Basınç Aralığı (Bar)	Toplam Deformasyon Modülü (GPa)
3-60	1,60

5. SONUÇLAR

Çalışmada 52.5 m yüksekliğinde, kret uzunluğu 94.23 m ve genişliği 4 m olarak silindirle sıkıştırılmış beton gövde tipinde planlanan Antalya - Kumluca Erentepe Göleti aks yerinde, sağ sahil ve sol sahilde 3 adet sondaj açılmış olup, gölet gövde temelinin oturacağı ana kayanın kaya kütle parametrelerinin (deformasyon modülü, elastisite modulü) belirlenmesi için DSİ Genel Müdürlüğü Jeoteknik Hizmetler ve YAS Dairesi personeli tarafından Goodman Jack Dilatometre deneyi yapılmıştır.

Proje alanında 3 adet sondaj kuyusu açılmış olup, talvegde açılan KSKK-1 numaralı kuyuda 4 adet, sağ sahilde açılan SKK-2 numaralı kuyuda 3 adet ve sol sahilde açılan SKK-3 numaralı kuyuda 3 adet deney gerçekleştirilmiştir.

Bu deney sonucunda elde edilen parametreler bildiri içerisinde verilmiş olup, gövdenin oturacağı ana kayanın proje yükü altında oluşan deformasyonların ve kayanın elastik davranışının tespit edilmesi açısından beton gövde tasarımında kullanılan en önemli parametrelerden olan deformasyon modülü, elastisite modulü ve toplam deformasyon modülü parametreleri tespit edilmiştir.

Bu parametreler sonucunda baraj proje yükü ile beraber maksimum su kotu ve minimum su kotu değişimlerinde ana kayanın elastikliği ve deforme olabilme kapasitesi tespit edilerek gövde betonu bu parametrelere göre projelendirilmektedir.

6. KAYNAKLAR

Goodman, R.E., Van, T.K., Heuze, F.E., 1968. The measurement of Rock Deformability in Bore Holes. 10th Symposium of Rock Mechanics, University of Texas.

Heuze, F.E., 1984. Suggested Method for Estimating the In-Situ Modulus of Deformation of Rock Using the NX-Borehole Jack, ASTM Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol.7, No. 4, 205-210.

Eren, M., 2016. Antalya Gölet ve Sulamaları 3. Kısım Planlama Raporu Yapımı, Antalya Erentepe Göleti Jeoteknik Planlama Raporu, Alter, Ankara.

Koçbay, A., Altay, T., Çetin, R., 2019. Kişisel Görüşme. DSİ Genel Müdürlüğü.

Menard Presiyometre Deneyi ile Sığ Temellerde Taşıma Gücü ve Oturma Hesapları

Calculations of Bearing Capacity and Amount of Settlement on Shallow Foundations by Menard Pressuremeter Test

İsmail CENGİZ*, Tuna ALTAY

DSİ Genel Müdürlüğü, Ankara
*(*ismailcengiz@dsi.gov.tr)*

ÖZ: Araştırma sondajlarında ilerlemeye paralel olarak yapılan arazi deneyleri, jeolojik birimlerin jeoteknik davranışlarıyla ilgili doğrudan sonuçlar vermekte olup, arazi koşullarını doğrudan ölçme avantajına sahiptir. Kuyu içi yükleme deneylerinden biri olan presiyometre deneyi de, tüm zemin sınıflarından ve ayrışmış zayıf kayaya kadar geniş bir alanda kullanılabilirliği ile temellerin taşıma gücü ve oturma miktarının belirlenmesinde önemli bir arazi deneyi olarak karşımıza çıkmaktadır. Presiyometre deney sonuçlarına bağlı olarak yapılan taşıma gücü ve oturma miktarı hesaplarının, kendi içinde birçok ara hesap gerektirmesi bu hesaplarla uğraşan kişilerde genel olarak presiyometre hesaplarının zor ve karmaşık olduğu izlenimini oluşturmaktadır. Yapılan bu çalışmada, taşıma gücü ve oturma miktarı hesapların daha net ve kolay anlaşılır olmasına gayret gösterilmiş olup, çalışmada öncelikle cihazın çalışma prensibi, temel bileşenleri, presiyometre deneyinin hangi tip zeminler için uygun olduğu konularında bilgiler verilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Menard, presiyometre, taşıma gücü, oturma

ABSTRACT: *In-situ tests conducted simultaneously with the progress in the boreholes give direct results on geotechnical behaviors of units and have the advantage of directly measuring the conditions prevailing in the field. One of the borehole loading tests, the pressuremeter test, is an important field test to calculate bearing capacity and the amount of settlement. It has a wide application area from all the soil types to decomposed and weak rocks. Due to the necessity of many sub calculations to determine bearing capacity and settlement amounts, makes impression that the pressuremeter calculations are difficult and complicated in general. Calculations of bearing capacity and settlement amounts are explained in simple and easy way in this study. Information with related to principle of the pressuremeter test, the basic components of the device and suitable soil classes, are given.*

Keywords: *Menard, pressuremeter, bearing capacity, settlement*

1. GİRİŞ

Presiyometre, 1930'lu yıllarda Batı Almanya'lı Koegler tarafından ortaya konmasına rağmen, 1950'li yıllarda Louis Menard adlı bir Fransız tarafından, Amerika'daki bir Üniversitede yaptığı araştırmalar sonucunda bulunmuştur (Baquelin vd., 1978). Louis Menard, presiyometre ile yapılan testlerden elde edilen sonuçların doğruluğunu tespit etmek için, geniş bir araştırma programı kapsamında çok miktarda test sonucu ile presiyometre deney sonuçlarını karşılaştırmış ve değerlendirmiştir. Presiyometre hesaplarında kullanılan formüller bu testlerin sonucunda çıkan ampirik formüllerdir.

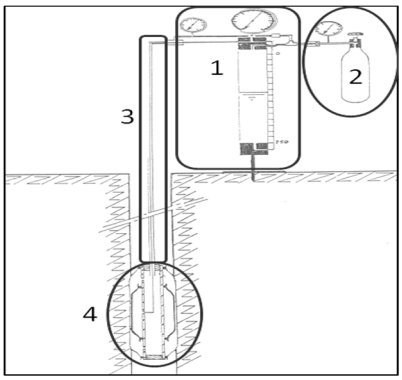
Dr. Louis Menard 1960 yılları başlarında presiyometre cihazlarını imal etmeye başlamıştır. Ülkemizde ilk presiyometre deneyleri, 1969 yılında DSİ tarafından Menard Firmasından alınan G tipi presiyometre ile başlamıştır. Presiyometre deneyi, dünyanın birçok ülkesinde olduğu gibi, ülkemizde de gün geçtikçe jeoteknik araştırmalarda daha yoğun olarak kullanılmaktadır.

Presiyometre deneyi yerinde (in situ) yapılan bir deneydir. Çalışma prensibi, açılan sondaj kuyusu içerisinde zemine radyal bir basınç uygulanması ve uygulanan basıncın zeminde oluşturduğu deformasyonların ölçülmesi esasına dayanmaktadır.

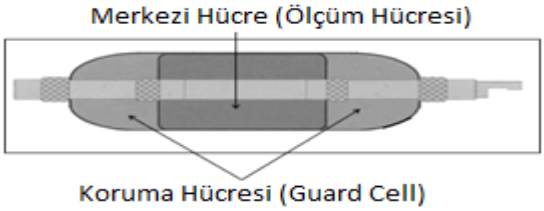
Uygulama esnasında, bu testin yapılacağı seviyeye kadar sondaj kuyusu açılarak silindirik bir boşluk oluşturulur. Radyal genişlemeye elverişli olan presiyometre sondası istenilen test seviyesine kadar indirilir ve boşluğu genişleterek deforme etmek için şişirilir. Uygulanan her basınç kademesine karşılık gelen hacim değerleri kaydedilir.

2. PRESİYOMETRE CİHAZI

Presiyometre Cihazının ana bileşenleri Şekil 1'de gösterilmektedir. Şekildeki 1 No'lu bileşen okuma ünitesini, 2 No'lu bileşen basınçlı gaz tüpünü, 3 No'lu bileşen basınç iletim hortumlarını, 4 No'lu bileşen sondayı (Şekil 2) göstermektedir.



Şekil 1. Presiyometre cihazının bileşenleri (Apageo, 2008)



Şekil 2. Sonda (Apageo, 2008).

Presiyometrenin çok yumuşak ve yumuşak zeminlerden, basınç dayanımı 20000 kPa (20 MPa) kadar olan zayıf kayalara kadar geniş bir uygulama alanı mevcuttur. Dolayısıyla sağlam kayalarda, presiyometre deneylerinin yapılması uygun değildir. Özellikle veri toplama zorluğu olan kumlu, çakıllı zeminler ile dolgu zeminler için zeminin kendisini desteksiz tutabilmesi koşuluyla çok uygun bir deneydir. Presiyometre deneyleri ile zeminin mukavemet parametreleri Pa (Akma basıncı), P_l (limit basınç), E_M (Menard modülü), c (Kohezyon), ϕ (içsel sürtünme açısı), G (kayma modülü) değerleri hesaplanabilir.

3. TAŞIMA GÜCÜ VE OTURMA MİKTARI HESAPLARI

3.1. Ham Veriler Üzerinde Düzeltmelerin Yapılması

Presiyometre deneyleri sırasında zemine belirli aralıklarla artan bir basınç uygulanır. Her basınç kademesine karşılık gelen hacim değerleri 15, 30. ve 60. saniyelerde kaydedilir.

3.1.1. Hidrostatik basınç düzeltmesi

Hidrostatik basınç farkı, ölçüm cihazı üzerindeki su sütunu ile sondanın orta noktası arasındaki hidrostatik basınç farkından kaynaklanmaktadır. Hidrostatik basınç farkı ham basınç değerlerinin tamamına eklenmesi ile hidrostatik basınç düzeltmesi yapılmış olur (Kayabaşı vd., 2016).

3.1.2. Basınç kalibrasyonu düzeltmesi

Deney sırasında sonda şişirilirken verilen basıncın bir kısmı, sonda çıplak halde kullanılıyorsa sondanın, çıplak sonda üzerine yarıklı boru kullanıldıysa da sonda ve yarıklı borunun direncini aşmak için kullanılır. Dolayısıyla, cihaz tarafından zemine uygulanan basınç ile sonda içerisindeki basınç bir miktar farklıdır. Oluşan bu direncinin bulunması için yapılan kalibrasyon testine basınç kalibrasyonu testi, ham basınç değerlerinden bu basınç değerlerinin düşülmesi işlemine ise basınç kaybı düzeltmesi adı verilir (Kayabaşı vd., 2016).

3.1.3. Hacim kalibrasyonu düzeltmesi

Deneyler sırasında verilen basınçla birlikte sonda, hortum ve test cihazlarında ek hacim genişlemeleri meydana gelir. Bunlar, sonda membranının et kalınlığının azalması, hortum ve diğer parçalarda da istenmeyen genleşmeler şeklinde ortaya çıkar. Deney sırasında zeminde gerçekleşen hacim genişlemesini (deformasyonu) tespit etmek için, deney esnasında cihaz üzerindeki su sütunundan ölçülen hacim değerlerinden, sonda, hortum ve test ekipmanlarında oluşan bu ek hacim genişlemelerini çıkarmak gerekir. Ek hacim genişlemeleri hacim kalibrasyon testi yapılarak tespit edilir (Kayabaşı vd., 2016).

Yapılan bütün düzeltmelerden sonra bir basınç kademesi için düzeltilmiş basınç ve düzeltilmiş hacim değerleri elde edilmiş olur. İlgili testte uygulanan bütün basınç kademeleri için yukarıda yapılan işlemler tekrarlanarak Şekil 3'te verilen örnekteki gibi bir veri seti hazırlanmış olur.

PRESİYOMETRE DENEYİ / Pressuremeter Test

DSİ Genel Müdürlüğü Jeoteknik Hiz. Ve YAS D. Bşk. Kaya ve Zemin Mekaniği Şb. Md.ğü

PROJE ADI Project Name			SONDA ÇAPI Probe Diameter (mm)		44,00	KUYU NO Borehole No	SK-2
DENEY YERİ Test Location			MANOMETRENİN YÜKSEKLİĞİ Height of Manometer (m)		0,70	DENEY SEVİYESİ Test Level	35,70
PRESSİOMETRE TÜRÜ Pressuremeter Type		Menard GA	V_O HACİM DEĞERİ V_O Volume Reading (cm^3)		535	TARİH Date	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
Kademe Artışı Increment	Hacim Ölçer Basıncı Volumeter Pressure kg/cm^2	Hacim Ölçer Okuması Volumeter Reading cm^3	(2)+Hidrostatik Basınç (2)+Hydrostatic Pressure kg/cm^2	Hacim Düzeltmesi Volume Correction cm^3	Düzeltilmiş Hacim Corrected Volume cm^3	Membran Düzeltmesi Membrane Correction kg/cm^2	Düzeltilmiş Basınç Corrected Pressure kg/cm^2
1	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,5	55	0,57	0,00	55,00	0,32	0,25
3	1	112	1,07	0,00	112,00	0,58	0,49
4	2	150	2,07	0,00	150,00	0,74	1,33
5	3	162	3,07	0,00	162,00	0,79	2,28
6	4	166	4,07	0,00	166,00	0,80	3,27
7	5	169	5,07	0,00	169,00	0,82	4,25
8	6	173	6,07	0,00	173,00	0,83	5,24
9	8	178	8,07	0,33	177,67	0,85	7,22
10	10	180	10,07	1,00	179,00	0,86	9,21
11	12	182	12,07	1,80	180,20	0,86	11,21
12	15	185	15,07	3,00	182,00	0,87	14,20
13	18	188	18,07	4,20	183,80	0,88	17,19
14	21	198	21,07	5,20	192,80	0,91	20,16
15	24	211	24,07	5,80	205,20	0,96	23,11
16	26	235	26,07	6,20	228,80	1,05	25,02
17	28	295	28,07	6,60	288,40	1,27	26,80
18	30	395	30,07	7,00	388,00	1,62	28,45

Şekil 3. Düzeltilmiş presiyometre değerlerini gösterir örnek ölçüm ve hesaplama formu (DSİ).

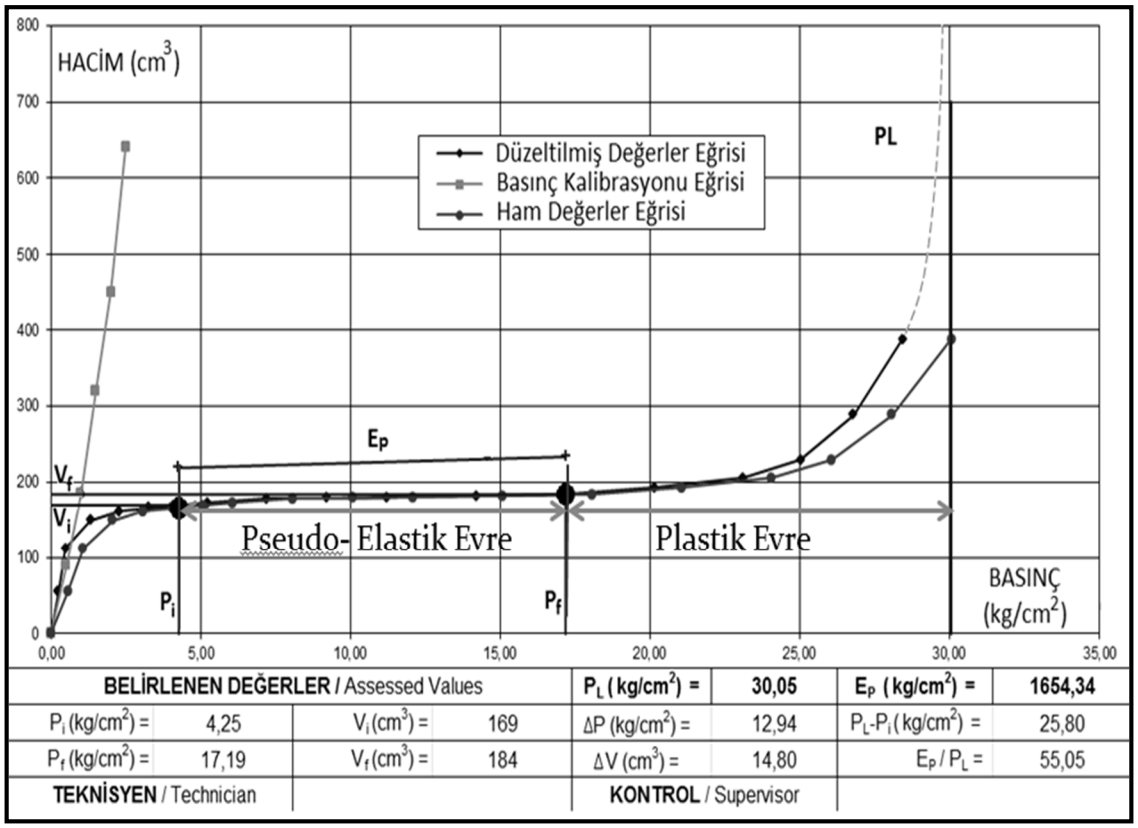
3.2. Limit Basınç (Pl) , Net Limit Basınç (Pl*) ve Menard Deformasyon Modülünün (EM) Tespiti

Ham hacim ve basınç değerleri üzerinde gerekli düzeltmeler yapıldıktan sonra, XY Koordinat sisteminde X ekseni artırılan basınç kademelerini (kPa, Bar, kg/cm^2), Y ekseni de bu kademelerde oluşan hacim değişimlerini (cm^3) gösterecek şekilde basınç-deformasyon grafiği çizilir. Çizilen bu eğriden, Menard Deformasyon Modülü (E_M) ve Zeminin yenilmesi halinde Limit Basınç (P_l) değeri belirlenir. Deformasyon eğrisinde, artan basınç ile sondanın kuyu çeperine oturmasıyla eğri yön değiştirir. Oturmanın gerçekleştiği bu ilk noktanın x ekseni koordinatı, P_i basıncını, y ekseni koordinatı ise V_i hacmini temsil eder. Daha sonra eğri doğrusal (lineer) bir artış gösterir. Eğrinin bu kısmı "psödoelastik

safhayı" oluşturur. Zeminin elastik bir davranış gösterdiği bu aralık, Menard Deformasyon Modülünün (E_M) hesaplanmasında kullanılır. Psödoelastik safhanın son noktasına eş gelen noktanın x ekseni koordinatı, P_f basıncını (akma basıncı), y ekseni koordinatı ise V_f hacmini temsil eder. Akma basıncının (P_f) başladığı noktadan sonra yani doğrusal kısmın bittiği evreden sonra eğri yükselmeye başlar ve limit basınç olarak tanımladığımız değere asimptotik olur. Bir başka deyişle P_l noktasından geçen ve Y eksenine paralel olan doğruya sonsuzda teğet olur. Bu safha "plastik safha" olarak adlandırılır. Bu aşamada zemin plastik bir davranış gösterir ve üzerindeki basınç geri alınsa dahi zemin eski haline geri gelmez. Plastik safhanın sonu, sınır basıncı olarak tanımlanan limit basınç (P_l) değeridir (Şekil 4) (Kayabaşı vd., 2016).

3.2.1. Pl'nin belirlenmesi

Limit basınç (P_l), silindirik bir boşluğun çeperindeki artan üniform basıncın etkisi altında kalan bir zeminin yenilmesinin sınır durumuna karşılıktır ve zeminin teorik olarak Nihai Taşıma Gücünün hesaplanmasında kullanılır. Limit basınç; teorik olarak zeminde açılmış olan silindirik boşluğun ilksel hacminin iki katına ulaştığı hacme karşılık gelir. Eğer deney sırasında elastik safhanın sona erdiği anlaşıldığından dolayı, $V_i + 2V_0$ hacmine kadar deney sürdürülmediyse veya sürdürülemediyse, limit basınç, deformasyon eğrisinin extrapole edilmesiyle tayin edilebilir (Kayabaşı vd., 2016).



Şekil 4. Örnek presiyometre grafiği (Deformasyon grafiği).

3.2.2. Net limit basıncının (P_l^*) belirlenmesi

Net Limit basınç; limit basınç değerinden, sondanın kuyu çeperine yani zemine dayandığı andaki basınç değerinin (P_i) çıkarılması ile bulunur (Eş.1) (Baquelin vd., 1978).

$$P_l^* = P_l - P_i \tag{1}$$

Burada; P_l^* net limit basınç, P_l limit basınç, P_i yanal zemin basıncıdır.

3.2.3. Menard deformasyon modülünün belirlenmesi

Presiyometre deformasyon grafiğinden belirlenen bir diğer parametre ise presiyometre deformasyon modülüdür (E_p). Bu parametre, Menard Modülü ve Presiyometre Modülü (E_M) olarak da adlandırılmaktadır. Menard Modülünün hesaplanmasında; Elastik safhanın başlangıç ve bitiş noktasındaki hacim değerleri, elastik safhada kuyunun radyal genişlemesi sırasındaki basınç artışı (ΔP), aynı safhada sonda hacmindeki artış değerleri (ΔV) ve poisson oranı değeri kullanılır (Baquelin vd., 1978).

$$V_m = \frac{(V_i + V_f)}{2} \tag{2}$$

$$\Delta P = P_f - P_i \tag{3}$$

$$\Delta V = V_f - V_i \tag{4}$$

$$E_M = 2(1+\mu)(V_0 + V_m)\frac{\Delta P}{\Delta V} \tag{5}$$

Burada; P_i Elastik safhanın başlangıcındaki basınç (kg/cm^2), V_i: Elastik safhanın başlangıcındaki hacim (cm^3), P_f: Elastik safhanın sonundaki basınç (kg/cm^2), V_f: Elastik safhanın sonundaki hacim (cm^3), V_0: Sondanın boş hacmi (ilk hacmi) (cm^3) (44 mm çaplı sonda için 535 cm^3), V_m: Elastik safhadaki ortalama hacim (cm^3), μ Poisson oranıdır. (Deney sonucu bulunmuyorsa 0,33 alınır).

Bütün deney seviyeleri için Menard Deformasyon Modülü, limit basınç ve net limit basınç değerlerinin hesaplanmasından sonra kuyu bazında presiyometre kuyu logu hazırlanır. Logda presiyometre deformasyon modülü, limit basınç ve net limit basınç değerleri, zemin cinsi ve YAS seviyesi yer almalıdır (Kayabaşı vd., 2016).

3.3.Taşıma Gücü Hesapları

Zeminin taşıma kapasitesi her deney seviyesi için değil, kuyu için hesaplanır ve sadece kuyu civarını temsil eder. Kuyuda farklı seviyelerde yapılan presiyometre deneylerinden elde edilen net limit basınç P_{l^*} değerlerinden tek bir Eşdeğer Limit Basınç değeri $(P_{L^*})_e$ bulunur. Zeminin taşıma kapasitesi", $(P_{L^*})_e$ kullanılarak Menard'ın taşıma kapasitesi formülü ile aşağıdaki gibi hesaplanır (Eş.6) (Baquelin vd., 1978).

Sınır Taşıma Gücü: $$q_u = q_0 + k.(P_L^*)_e \tag{6}$$

Emniyetli Taşıma Gücü (Sürşarj dahil): $$q_a = q_0 + \frac{k.(P_L^*)_e}{F} \tag{7}$$

Emniyetli Taşıma Gücü (Sürşarj hariç): $$q_a = \frac{k.(P_L^*)_e}{F} \tag{8}$$

Burada; $(P_{L^*})_e$ eşdeğer net limit basınç, q_u sınır taşıma gücü, q_a emniyetli taşıma gücü, q_0 temel taban seviyesindeki efektif örtü yükü basıncı, k temel derinliği, temel boyutları ve zeminin özelliğine bağlı taşıma gücü katsayısı, F güvenlik katsayısıdır.

3.3.1. Eşdeğer net limit basıncın $(P_{L^*})_e$ belirlenmesi

Zeminin homojen veya heterojen olma duruma bağlı olarak eşdeğer net limit basıncın hesaplanma yöntemi farklıdır.

Homojen zeminlerde eşdeğer net limit basınç, her bir deney seviyesi için elde edilen $(P_l^*)_e$ değerlerinin geometrik ortalaması alınması yoluyla belirlenir (Eş.9) (Baquelin vd., 1978).

$$(P_L^*)_e = (P_{l1}^* x P_{l2}^* x P_{l3}^* x \dots . x P_{ln}^*)^{\frac{1}{n}} \quad (9)$$

Heterojen zeminlerde eşdeğer net limit basınç aşağıdaki gibi belirlenir (Eş.10) (Baquelin vd., 1978).

$$(P_L^*)_e = (P_{L1}^* \, x \, P_{L2}^* x \, P_{L3}^*)^{\frac{1}{3}} \quad (10)$$

Yüzeysel temellerde kaldırılacak seviyelerin içerisinde yer alan P_{L1}^* değeri hesaba katılmayabilir. Bu durumda Eşdeğer Net Limit Basınç aşağıda verilen şekilde hesaplanır (Eş.11) (Baquelin vd., 1978).

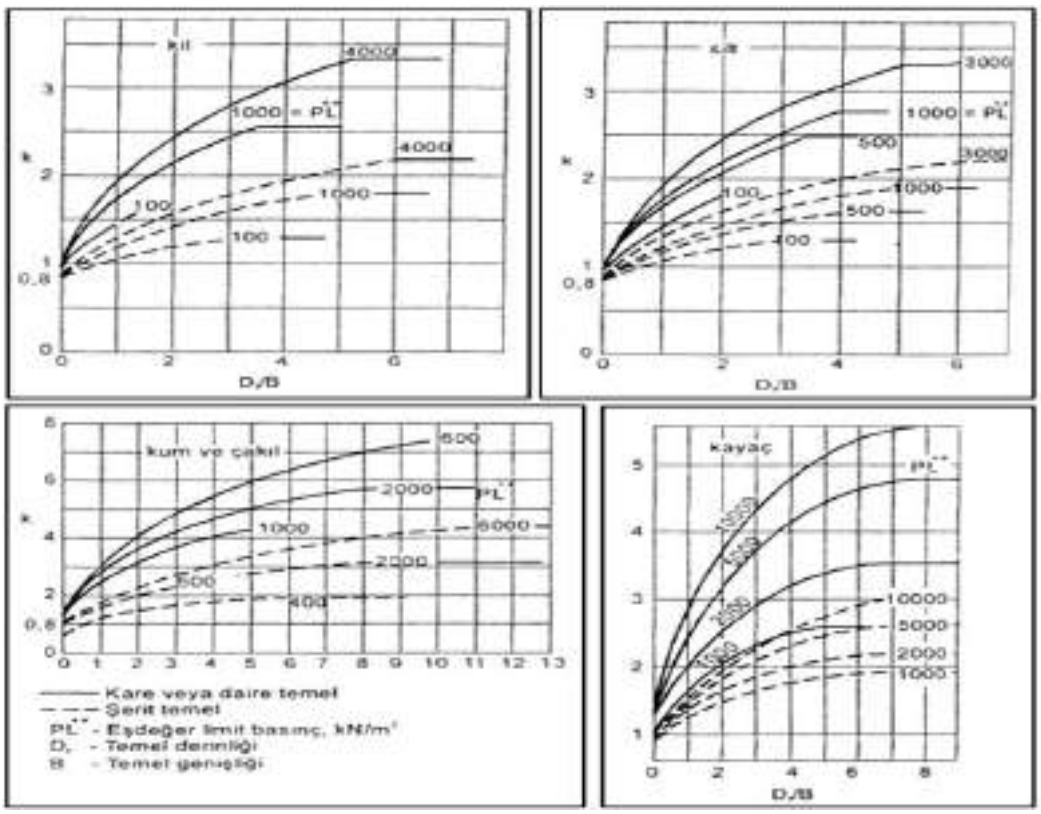
$$(P_L^*)_e = (P_{L2}^* x \, P_{L3}^*)^{\frac{1}{2}} \quad (11)$$

B: Temel genişliği ve B = 2R olmak üzere;

Burada; P_{L1}^* temel taban seviyesinin üstünde (+3R ile +R) aralığında tespit edilen net limit basınç değerlerinin geometrik ortalaması, P_{L2}^* temel taban seviyesinin üstündeki +R ile temel taban seviyesinin altındaki -R aralığında tespit edilen net limit basınç değerlerinin geometrik ortalaması, P_{L3}^* temel taban seviyesinin altındaki (-R ile -3R) aralığında tespit edilen net limit basınç değerlerinin geometrik ortalamasıdır.

3.3.2. Taşıma gücü katsayısının (k) grafiksel yöntemle belirlenmesi

Taşıma gücü katsayısının tespiti için zemin türüne göre Şekil 5'te verilen dört grafikten biri seçilir. Daha sonra temel şekline ve D_f / B oranına bağlı olarak "k" taşıma gücü katsayısı seçilir.



Şekil 5. Zeminin türüne, temel şekli ve boyutuna bağlı taşıma gücü katsayıları (Baquelin vd., 1978).

3.4. Oturma Miktarı Hesapları

Homojen zeminler için yapılan oturma hesaplarında kullanılan deformasyon modülü (E_M), zemindeki farklı deney seviyelerinde elde edilen bütün presiyometre deformasyon modülü değerlerinin harmonik ortalaması alınarak elde edilir (Eş.12). Homojen zeminler için kullanılan oturma formülü aşağıda verilmiştir (Eş.13) (Baquelin vd., 1978).

$$\frac{n}{E_M} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} + \cdots + \frac{1}{E_n} \tag{12}$$

$$S = \frac{q^*}{9.E_M}\left[2B_0\left(\lambda_d \frac{B}{B_0} + \alpha.\lambda_c.B\right)\right] \tag{13}$$

Heterojen zeminler için yapılan oturma hesaplarında, iki farklı gerilme bölgesini temsil eden Menard deformasyon modülleri kullanılır. Bunlar; deviatorik gerilme bölgesi eşdeğer presiyometre modülü değeri E_d ve hacimsel gerilme bölgesi eşdeğer presiyometre modülü değeri E_c'dir. Heterojen zeminler için kullanılan oturma formülü aşağıda verilmiştir (Eş.14) (Baquelin vd., 1978).

$$S = \frac{2}{9.E_d} q^*.B_0.\left(\lambda_d \frac{B}{B_0}\right)^{\alpha} + \frac{\alpha}{9.E_c} q^*.\lambda_c.B \tag{14}$$

Burada; E_M homojen olarak kabul edilen zeminin presiyometre deformasyon modülü ortalaması, E_d heterojen zeminlerde deviatorik gerilme bölgesi eşdeğer presiyometre modülü değeri, E_c heterojen zeminlerde Hacimsel gerilme bölgesi eşdeğer presiyometre modülü değeri, q net proje yükü($q - q_o$), q proje Yükü, q_o temel seviyesindeki düşey gerilme (Sürşarj yükü = γ_n x D_f), B_o referans genişlik (her zaman 60 cm alınır ve R_0 = 30 cm), B temelin genişliği veya çapı (daima $B \geq B_o$ olmalıdır), λ_d, λ_c temelin L/B oranına bağlı olan şekil faktörü, α zemin cinsine ve E_M/P_L^* oranına bağlı reolojik faktördür (Baquelin vd., 1978).

Menard modülü aralıklarını belirlemek için; temel zemini, temel derinliğinden itibaren aşağıya doğru R kalınlığındaki hayali tabakalara ayrılır (B = 2R).

E_1 = Temel taban seviyesi ile + R derinliği arasındaki deformasyon modüllerinin harmonik ortalaması.
E_2 = D_f + R ile D_f +2R derinliği arasındaki deformasyon modüllerinin harmonik ortalaması.
$E_{3\text{-}5}$ = D_f+ 2R ile D_f + 5R derinliği arasındaki deformasyon modüllerinin harmonik ortalaması.
$E_{6\text{-}8}$ = D_f + 5R ile D_f+ 8R derinliği arasındaki deformasyon modüllerinin harmonik ortalaması.
$E_{9\text{-}16}$ = D_f + 8R ile D_f + 16R derinliği arasındaki deformasyon modüllerinin harmonik ortalaması.

$E_{9\text{-}16}$ aralığına kadar deformasyon modülü değeri bulunması halinde, deviatorik alandaki eşdeğer modül değerinin bulunmasında aşağıda verilen formülden yararlanılır (Eş.15) (Baquelin vd., 1978).

$$E_d = \frac{4}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0{,}85E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2{,}5E_{6-8}} + \frac{1}{2{,}5E_{9-16}}} \tag{15}$$

$E_{6\text{-}8}$ aralığına kadar deformasyon modülü değeri bulunması halinde, aşağıda verilen formül kullanılır (Eş.16) (Baquelin vd., 1978).

$$E_d = \frac{3{,}6}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0{,}85E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2{,}5E_{6-8}}} \tag{16}$$

$E_{3\text{-}5}$ aralığına kadar deformasyon modülü değeri bulunması halinde de, aşağıda verilen formül kullanılır (Eş.17) (Baquelin vd., 1978).

$$E_d = \frac{3{,}2}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0{,}85E_2} + \frac{1}{E_{3-5}}} \tag{17}$$

Oturma formülünde kullanılan α, λ_d ve λ_c parametrelerinin seçimi için Şekil 6'da verilen tablolardan yararlanılır.

$E_M / (P_L^*)_E$

E_M = 271 kg/cm²

$(P_L^*)_E$ = 15,58 kg/cm²

271 / 15,58 = 17,4

α = 1

L = 20 m
B = 10 m

L/B = 20 / 10 = 2

λ_d = 1,53
λ_c = 1,2

Zemin ve kayalar için E_M/P_L oranına bağlı reolojik faktör "α" değerleri

Zemin Cinsi	Kil		Silt		Kum		Kum ve Çakıl	
	E_M/P_L	α	E_M/P_L	α	E_M/P_L	α	E_M/P_L	α
Aşırı Konsalide	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normal Konsalide	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Hava etkisine maruz kalmış ve/veya yoğrulmuş	7-9	1/2		1/2		1/3		1/4

Kaya	Tamamen Parçalanmış	Diğer	Hafif parçalanmış veya çokça hava etkisine maruz kalmış
α	1/3	1/2	2/3

L/B oranına bağlı şekil faktörleri "λ_d ve λ_c" değerleri

L/B	1 (Daire)	1 (Kare)	2	3	5	20
λ_d λ_2	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65
λ_c λ_3	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5

Şekil 6. Oturma formülünde kullanılan α, λ_d ve λ_c parametreleri (Baquelin vd., 1978).

Elde edilen değerler, uygun olan oturma formülde (Eş.13 veya Eş.14) yerine yerleştirilir ve oturma miktarı hesaplanır.

4. SONUÇ VE ÖNERİLER

Çalışma kapsamında bir kuyu içi yükleme deneyi olan presiyometre deneylerinden elde edilen ham basınç ve hacim değerlerinin kalibrasyon test sonuçları dikkate alınarak düzeltilmesi ve temellerin taşıma gücü ve proje yüküne bağlı oturma miktarlarının belirlenmesinde kullanılan yöntemler detaylı bir şekilde anlatılmıştır. Presiyometre hesaplarının bu iş ile uğraşan kişiler tarafından genel olarak zor ve karmaşık olarak görülmesi dolayısıyla anlatımda hesapların daha net ve kolay anlaşılır olmasına gayret gösterilmiştir. Önemli ve sıklıkla uygulanan bir arazi deneyi olarak karşımıza çıkan presiyometre deneylerinden elde edilen verilerin doğru yöntemlerle değerlendirilmesi, yapı temellerini oluşturan birimlerin taşıma gücü ve oturma değerlerinin gerçeğe yakın olarak tespit edilebilmesini sağlayacaktır.

5. KAYNAKLAR

Apageo, 2008. Pressuremeter Training, Principle of Menard Pressuremeter Test. 2008 Edition.

Baquelin, F., Jezequel, J.F., Shields, D.H., 1978. The Pressuremeter and Foundation Engineering. Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, 617 pp.

Kayabaşı, A., Cengiz, İ., Yıldız, C., 2016. Sığ Temellerde Presiyometre Deneyi. TMMOB Jeoloji Mühendisleri Odası, Yayın No:129, Ankara.

Tarihi Yapıların Korunmasında Mühendislik Jeolojisi

Engineering Geology in Conservation of Historical Buildings

Fariske/Göktepe (Karaman, Türkiye) Kaya Mezarlarındaki Bozunmaların Tahribatsız Deney Yöntemleriyle (NDT) Belirlenmesi

Determination of weathering in Pharax rock tombs (Karaman, Turkey) by non-destructive test methods (NDT)

Mustafa KORKANÇ[1,2*], İsmail İNCE[3], M. Ergün HATIR[4], Ali BOZDAĞ[3], M. Bahadır TOSUNLAR[5,6], Osman DOĞANAY[7]

[1]Niğde Ömer Halisdemir Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Niğde
[2]Niğde Ömer Halisdemir Üniversitesi, Endüstriyel Hammaddeler ve Yapı Malzemeleri Uygulama ve Araştırma Merkezi, Niğde
[3]Konya Teknik Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Konya
[4]Necmettin Erbakan Üniversitesi, İç Mimari ve Çevre Tasarımı Bölümü, Konya
[5]Konya Teknik Üniversitesi, Mimarlık Bölümü, Konya
[6]Muş Alparslan Üniversitesi, Mimarlık Bölümü, Muş
[7]Aksaray Üniversitesi, Arkeoloji Bölümü, Aksaray
*(*mkorkanc@ohu.edu.tr)*

ÖZ: Anadolu, Asya ve Avrupa kıtaları arasında yer alan ve insanlık tarihi boyunca birçok medeniyete ev sahipliği yapmış bir konumdadır. Anadolu'da kurulan bu medeniyetler, bulundukları bölgenin jeolojik özelliklerinden en iyi biçimde yararlanmışlardır. Yaşam alanlarındaki jeolojik özelliklere göre bazen yumuşak kayaya oyulmuş sığınak veya tapınak, bazen de sert/orta sert kayaya oyulmuş sonsuzluk sembolü olan kaya mezarları yapmışlardır. Bu çalışma kapsamında, Isauria Bölgesi'ne ait kaya mezar sanatının özelliklerini en iyi şekilde yansıtan Fariske/Göktepe (Pharax) kaya mezarları incelenmiştir. Bu amaçla ilk olarak kaya mezarlarının oyulduğu kaya biriminin mineralojik-petrografik, indeks ve mekanik özellikleri belirlenmiştir. Daha sonra bu mezarlardaki bozulmaların tahribatsız deney yöntemleri (NDT) yardımıyla belirlenmesi ve elde edilen bu verilerin kullanılmasıyla haritalama çalışmaları yapılmıştır. Elde edilen çalışma verilerinin kullanılmasıyla koruma çalışmaları için örnek bir temel oluşturulması amaçlanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Fariske kaya mezarları, tahribatsız test yöntemleri, bozunma, kireçtaşı.

ABSTRACT: *Anatolia located between Asia and Europe has hosted a lot of civilizations throughout the human history. The civilizations founded in the Anatolia benefited from the geological features of the region in the best way. According to the geological features of their living area, they sometimes made shelters or temples carved into soft rocks, sometimes the rock tombs carved into hard/medium hard rocks as a symbol of dominance. Within the scope of this study, Pharax rock tombs which ideally reflect the characteristics of the rock tomb art of the Isaura Civilization, have been investigated. For this purpose, firstly, mineralogical-petrographical, index and mechanical properties of the rock units which the rock tombs were carved in are determined. Then the mapping studies have been performed by the determination of the deterioration in these tombs with the help of non-destructive testing techniques (NDT) and the use of this obtained data. It was aimed to form a model base for conservation efforts by using of the obtained study data.*

Keywords: *Fariske rock tombs, Non-destructive test, deterioration, limestone.*

1. GİRİŞ

Yapı taşları atmosferik etkiler sonucunda fiziksel ve mekanik özellikleri, kısmen veya tamamen değişir (Fener ve İnce, 2015). Kültürel miras özelliği taşıyan yapılarda kullanılan taşların bozunma miktarlarının belirlenmesi oldukça önemlidir. Son yıllarda bu tür yapılardaki bozunmaların belirlenmesinde tahribatsız test teknikleri (NDT) yaygın olarak kullanılmaya başlamıştır (Fais vd., 2017). Kültürel kalıntılardaki bozunmaların belirlenmesinde yüzey nemi (Hoła vd., 2017), P-dalga hızı (Christaras vd., 2015), Schimidt çekici (İnce vd., 2018), Kızıl ötesi kamera (Jo ve Lee, 2014) ve benzeri

NDT yöntemleri yaygın olarak kullanılmaktadır. Tarihi yapılardaki kompleks bozunma mekanizmalarını belirlenmesinde, tek bir NDT yöntemi anlamlı sonuçlar oluşturmayabilir (Menéndez, 2016). Bu nedenle birçok araştırmacı birden fazla NDT yöntemi verileri yardımıyla tarihi yapılardaki bozunmaları belirlemeye çalışmışlardır (Casula vd., 2007; Fais vd., 2017 vb.). Bu çalışmada Antalya ile Mersin illeri arasındaki dağlık bölgede kalan, antik dönemde Isauria olarak bilinen bölgede yer alan kaya mezarlarının en iyi örneklerinin gözlendiği Fariske kaya mezarları araştırılmıştır (Şekil 1). Bölgedeki kültürel kalıntılar içerisinden seçilen iki kaya mezarını oluşturan kayacın litolojik, petrografik ve indeks-mekanik özellikleri belirlenmiş, daha sonra mezarlardaki bozunmalar ve değişimler üzerinde gözlemler yapılmış, tahribatsız test yöntemleri yardımıyla kayadaki bozunma etkilerinin ortaya konulması hedeflenmiştir. Bu çalışma ile kaya mezarlarının bozunma etkilerinin farklı yöntemler kullanılarak belirlenmesi sayesinde iyileştirme ve koruma çalışmalarına önemli bir altlık oluşturması hedeflenmektedir.

Şekil 1. Isauria bölgesinin yerleşim haritası (Bahar, 2007)

2. MATERYAL VE METOT

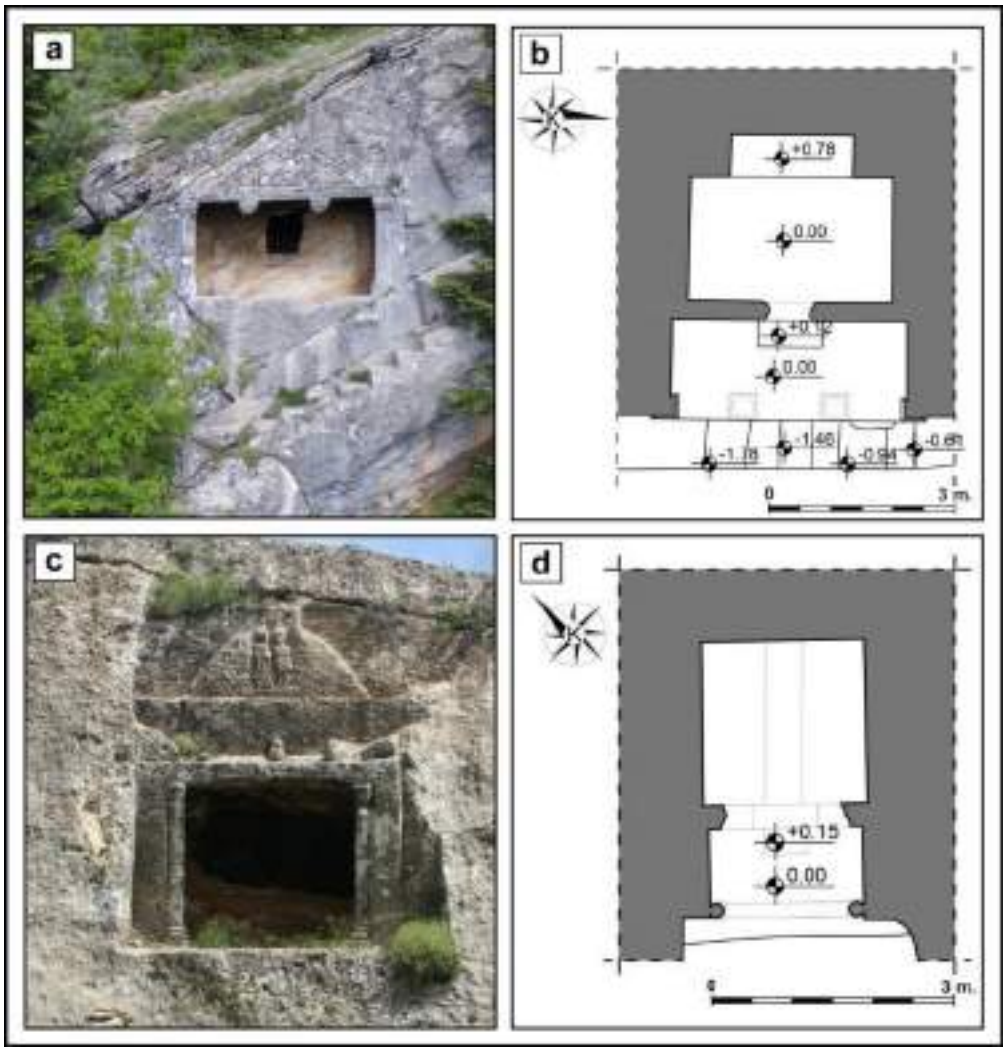
Bu araştırma kapsamında yapılan deneysel çalışmalar yerinde ve laboratuvar olmak üzere iki aşamada yürütülmüştür. Yerinde yapılan NDT ölçümleri ultrasonik hız, Schmidt çekici testi ve yüzey nemi çalışmalarından oluşmaktadır. Yerinde NDT çalışmalarında UK 1401 ultrasonik test cihazı, Trotec T660 yüzey nem cihazı ve yüzey sertliği tespiti için ELE marka L tipi Schmidt çekici kullanılmıştır. Laboratuvarda yapılacak deneysel çalışma için temsilci blok örnek derlenmesi yapılmıştır. Bu örneklerden F1 örneği kaya mezarlarının açıldığı boşluklu kireçtaşlarını, F2 örneği ise daha masif olan alt ve üst kesimlerdeki kireçtaşlarını temsil etmektedir. İncelenen kayaçların mineralojik ve petrografik özellikleri, TS EN 12407 (2002) standardında önerilen yöntemlere göre yapılmıştır. Kaya mezarlarının oyulduğu kayacın indeks özelliklerinin (kuru birim hacim ağırlık, porozite, su emme ve P-dalga hızı) belirlenmesinde ISRM (2007)'de önerilen yöntemler esas alınmıştır. Kayacın kapiler su emme değeri TS EN 1925 (2000), tek eksenli sıkışma dayanımı ise ASTM D7012 (2014) standartlarında belirtilen yöntemler esas alınarak belirlenmiştir.

3. BULGULAR

3.1. Kaya Mezarlarının Karakteristik Özellikleri

Isauria Bölgesi'nde, nüfus yoğunluğu, şehrin zenginliği ve çevrenin jeomorfolojik yapısı mezar sanatına yansımış ve sosyal sınıflara göre mezar sanatında belirgin işçilik ve kalite farkları gözlenmektedir

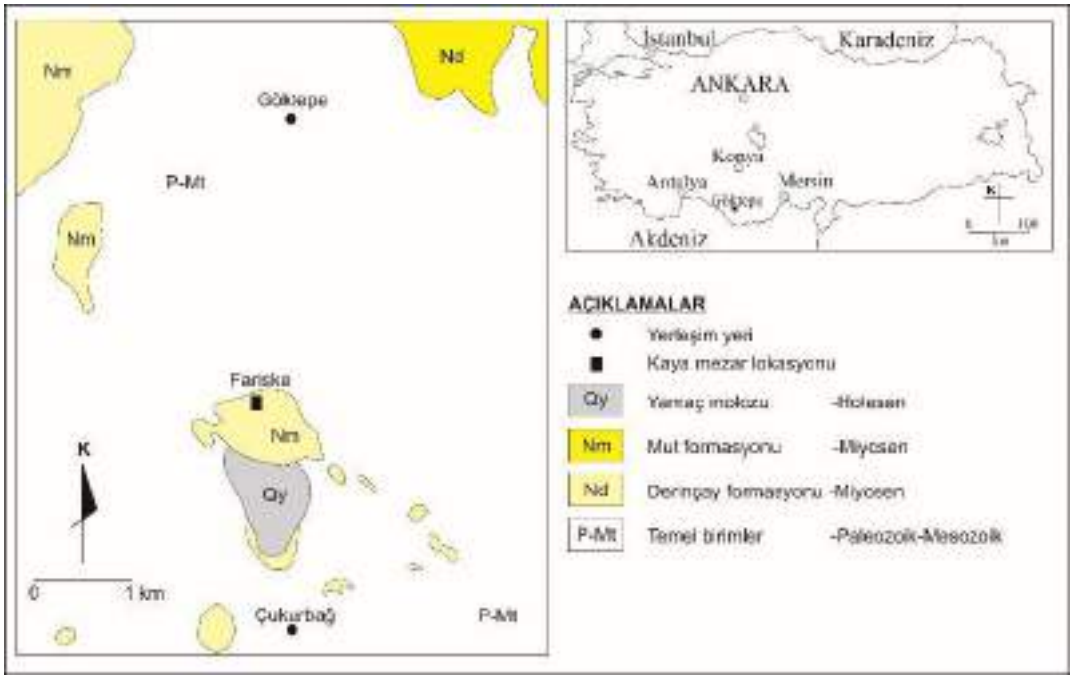
(Doğanay vd., 2005). Bu çalışmada Isauria Bölgesi'nde kaya mezar sanatının yüksek kalitedeki örneklerinin gözlendiği Pharax (Fariske) Nekropolü kaya mezarları incelenmiş ve temsilci olarak 2 örnek kaya mezarı seçilmiştir. 1 nolu mezar ön girişli, tek odalı ve Distyl in antis plan tipindedir. Bu kaya mezarında üçgen alınlığı taşıyan ve mezarları yandan sınırlayan iki pilaster sütunun oluşturduğu ön giriş, ion kaideli ve korinth başlıklı iki sütun tarafından üç eşit parçaya bölünmektedir (Şekil 2.a-b). 2 nolu kaya mezarı benzer şekilde ön girişli, tek odalı olup, apter plan tipindedir. Kaya mezarını yanlardan iki sütun sınırlamakta ve mezar cephesi, içerisinde ayakta duran iki figürün yer aldığı bir düzenlemeye sahiptir (Şekil 2.c-d).



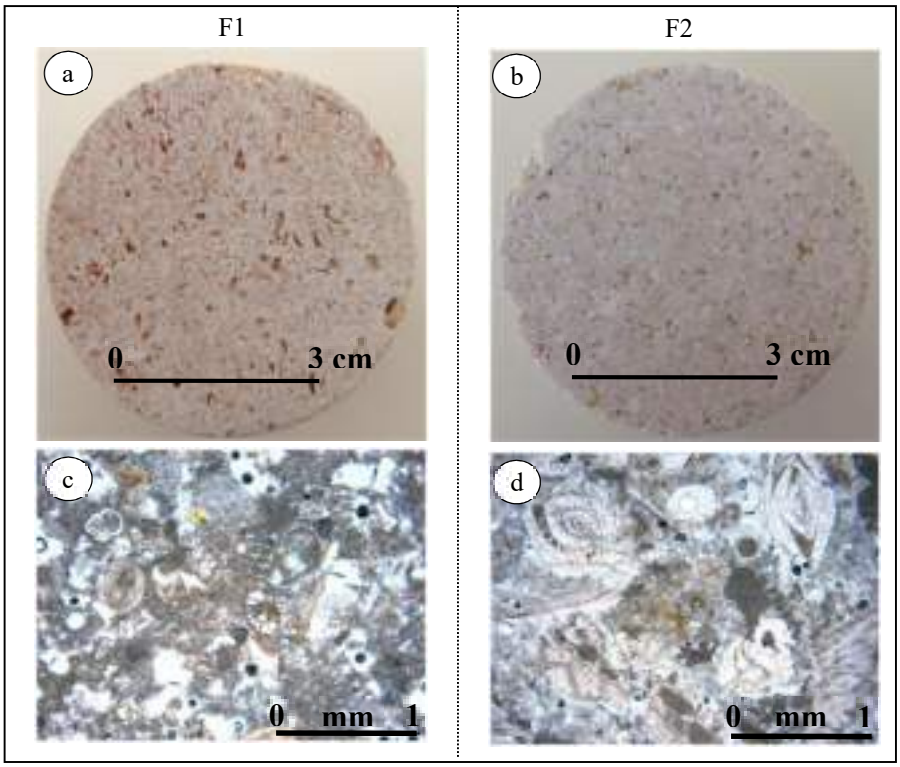
Şekil 2. Fariske kaya mezar örnekleri a) 1 nolu kaya mezarının görünümü, b) 1 nolu kaya mezarının planı, c) 2 nolu kaya mezarının görünümü, d) 2 nolu kaya mezarının planı.

3.2. İnceleme Alanının Jeolojisi

İnceleme alanının temelini Miyosen öncesi birimler oluşturur (Şekil 3). Bu birimler üzerine uyumsuz olarak sarı, kahve renkli çamurtaşı, açık gri renkli marn, gri renkli kireçtaşı ve konglomeradan oluşan Orta-Geç Miyosen yaşlı Derinçay formasyonu gelir (Gedik vd, 1979). Derinçay formasyonu üzerinde yanal düşey geçişli olarak Mut formasyonu yer alır. Mut Formasyonu sarı, açık gri, krem renkli kalın tabakalı veya masif görünümlü, bol fosilli resif kireçtaşlarından ve killi-kumlu kireçtaşlarından oluşur. Bu birimler üzerinde uyumsuz olarak Holosen yaşlı yamaç molozu bulunur. İnceleme alanındaki kaya mezarları Mut formasyonu içerisinde açılmıştır. Antik mezarların açıldığı birimleri temsil eden kireçtaşlarına ait makro ve mikro görünümler Şekil 4'de verilmiştir.



Şekil 3. İnceleme alanı ve yakın dolayının basitleştirilmiş jeoloji haritası (Şenel, 2002'den sadeleştirilmiştir).



Şekil 4. Mut formasyonuna ait farklı fasiyeslerin makro ve mikro görünümü; a-b) makro görünümü, c-d) mikro görünümü.

3.3. Kaya Mezarlarının Yer Seçimindeki Jeolojik Unsurlar

İncelenen alandaki kaya mezarları, genel olarak açıldığı kaya birimin jeolojik (kil ve fosil içeriğinin nispeten fazla olduğu kireçtaşlarında) ve mühendislik özellikleri (kazılabilme, süreksizlikler ve

işlenebilme özellikleri) dikkate alınarak konumlandırıldığı görülmektedir. 1 nolu kaya mezarı kazılabilirliği daha kolay olan nispeten daha boşluklu kesimde (F1) açılmıştır. Kaya mezarı alttan ve üsten belirgin olarak daha masif (F2) tabakalanma düzlemiyle sınırlandırılırken güneyden ise çatlak düzlemiyle sınırlandırılmıştır (Şekil 2.a). 2 nolu kaya mezarı yine benzer şekilde işlenebilmesi daha kolay olan boşluklu kireçtaşlarında açılmıştır. Bu kaya mezarı ise üstten yatay tabakalanma gösteren bir düzlemle sınırlandırılmıştır (Şekil 2.c).

3.4. Örneklerin İndeks ve Mekanik Özellikleri

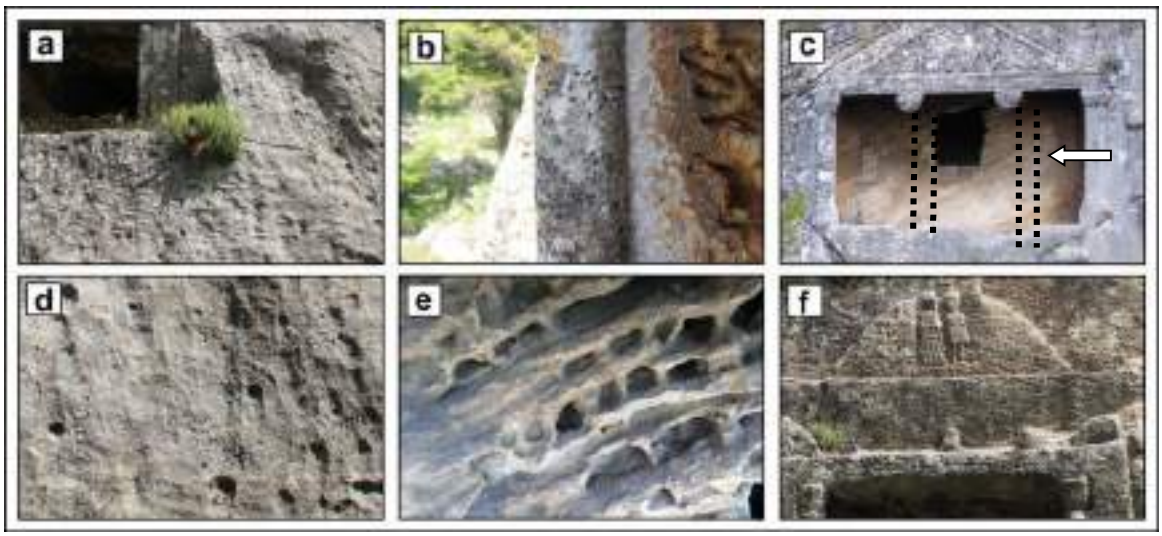
Kaya mezarlarının bulunduğu alandaki farklı dokusal özelliklere sahip kireçtaşlarından alınan örnekler üzerinde yapılan deneysel çalışmalardan elde edilen indeks-mekanik özellikler Tablo 1'de sunulmuştur. Kaya mezarlarının açıldığı boşluklu kireçtaşlarının ortalama kuru birim hacim ağırlığı (γ_d), porozitesi (n), P-dalga hızı (Vp) ve kapiler su emme katsayısı (C) değerleri sırasıyla 20,38 kN/m^3, % 12,40, 4,23 km/s ve 20,05 g/m2/s$^{0.5}$ dir. İncelenen nispeten daha boşluklu olan kireçtaşları, Snethlage (2005)'in kapiler su emme sınıflamasına göre "orta emici kaya" özelliklerindedir. Boşluklu kireçtaşlarının tek eksenli sıkışma (UCS) değeri 31,73 MPa olup, ISRM (1979)' a göre "orta dayanımlı" kayaç sınıfına girmektedir.

Çizelge 1. İncelenen kireçtaşlarının ortalama indeks ve mekanik özellikleri.

Örnek No	γ_d - kN/m^3	n - %	Vp - km/s	C - g/m^2/s$^{0.5}$	UCS - MPa
F1	20,38	12,40	4,23	20,05	31,73
F2	23,82	6,25	4,52	5,10	46,45

3.5. Kaya Mezarlarında Gözlenen Bozunmalar

Kültürel ve tarihi yapılarda kullanılan kayaçlarda gözlenen bozunmalar, birçok araştırmacı tarafından tanımlanmıştır (Fitzner ve Heinrichs, 2004; ICOMOS-ISCS, 2008). Bu çalışmada kaya mezarını oluşturan kayaçta gözlenen bozunmalar, ICOMOS-ISCS (2008)'nin önerdiği şekilde tanımlanmış ve Şekil 5'de verilmiştir. Kaya mezarlarının her ikisinde de biyolojik oluşumlar (liken ve otsu bitkiler) yaygındır (Şekil 5.a-b).



Şekil 5. Kaya mezarlarda görünen bozunma türleri; a) otsu bitki, b) liken, c) kayıp parça, d) mikro karst, e) alveol, f) yuvarlaklaşma.

1 nolu kaya mezarının girişinde yer alan sütunlar, başlıklarına kadar yok olmuştur (Şekil 5.c). Her iki kaya mezarının iç bölümlerinde eksik parçalar mevcuttur. Kaya mezarlarının dış yüzerlerinde mikrokarst görülürken iç bölümlerinde alveol bozunmanın özel bir durumu olan bal peteği tipi bozunmalar yaygındır (Şekil 5.d-e). Kaya mezarlarında yer alan figürlerde aşınmalara bağlı

yuvarlaklaşma tipinde bozunmalar (Şekil 5.f) bu yapılarda gözlenen en belirgin bozunma türleri olarak tanımlanmıştır.

3.6. Tahribatsız Test Sonuçları

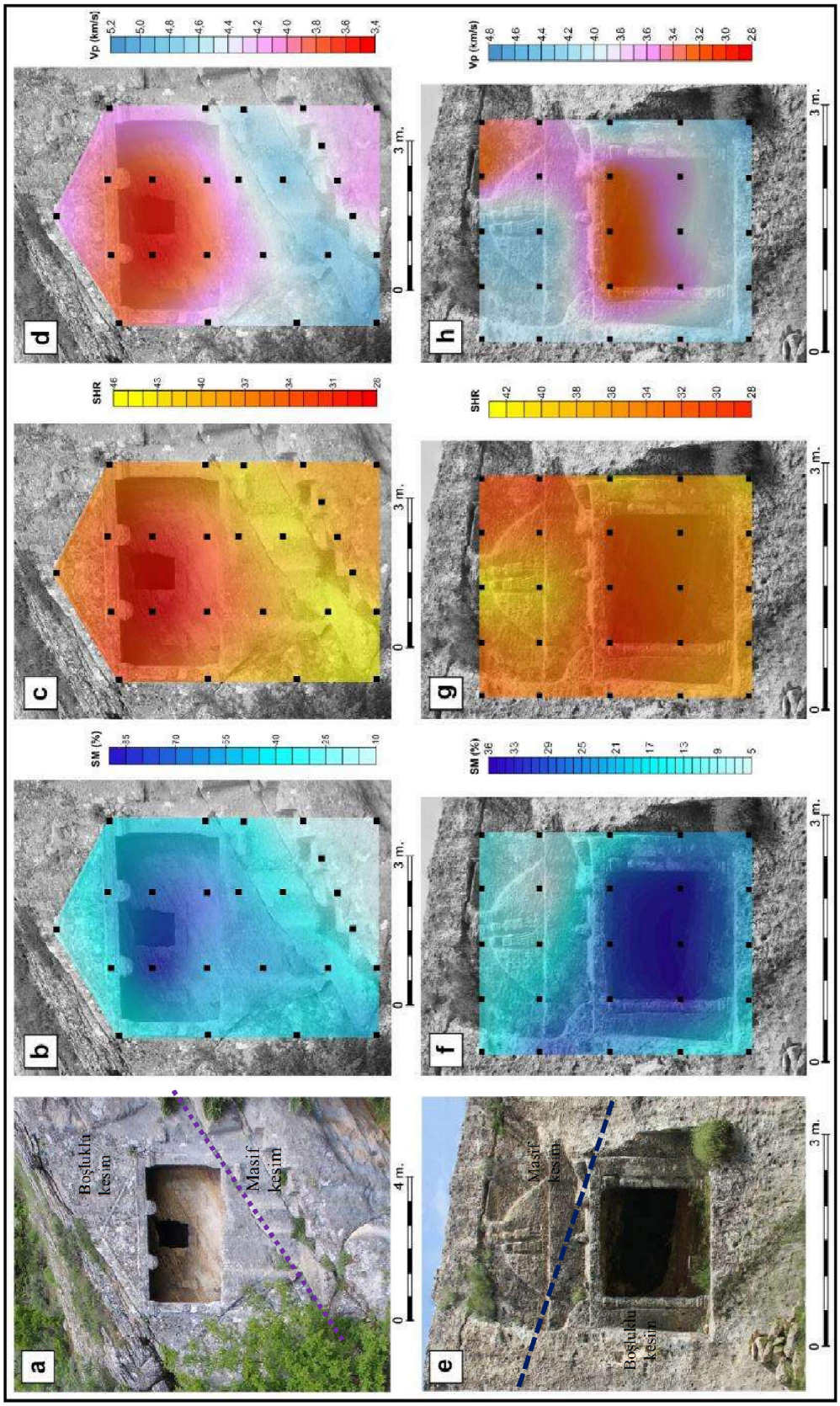
Kaya mezarlarında gözlenen bozunmaların kayaçta meydana getirdiği fiziksel ve mekanik değişimlerin belirlenmesi amacıyla NDT (yüzey nemi, Schmidt çekici ve P-dalga hızı) yöntemleri kullanılmıştır. Kaya mezarlarında meydana gelen bozunmaların en önemli faktörü olan suyun dağılımının belirlenmesi son derece önemlidir. Bu amaçla kaya mezarlarının açıldığı kesimlerde yüzey nemi ölçülmüş ve nem haritaları hazırlanmıştır (Şekil 6.b, f). Nem haritaları incelendiğinde 1 nolu mezarda yüzey nem değerleri %10-%90 arasında değişirken, 2 nolu yapıda ise %5-%36 arasında değerler elde edilmiştir. Hazırlanan haritada da görüldüğü gibi mezarlardaki nem değerlerindeki artışlar, iç bölümlerde ve kaya mezarını kesen çatlak çevrelerinde yoğunlaşmaktadır. Tarihi yapıların açıldığı kayaçların yüzey sertliğindeki değişimi belirlemek amacıyla kullanılan en yaygın NDT yöntemlerinden biri de Schimidt çekici testidir (Hatır vd., 2018). Hazırlanan SHR haritaları incelendiğinde 1 nolu mezardan 28 ile 46 arasında değişen SHR değerleri bulunmuş (Şekil 6.c) olup, 2 nolu mezar alanından da 28 ile 42 arasında nispeten birbirine yakın değerler elde edilmiştir (Şekil 6.g). İncelenen kaya mezarlarının bulunduğu alandan elde edilen SHR verilerine göre oluşturulan haritalarda da görüldüğü gibi elde edilen en düşük değerler, görsel olarak bozunmaların da yoğun olarak gözlendiği ve nem değerlerinin de yüksek olduğu kesimlerden elde edilmiştir. Ayrıca 1 nolu kaya mezarının üst kesimindeki tabaka kalınlığının azaldığı alınlık bölgesinde de SHR değerleri nispeten daha düşük değerler sunmuştur. Ultrasonik testler; malzemenin elastisite sabitlerinin belirlenmesi (Allison, 1988) ve yüzeyde/yüzeyin altında görünen/görünmeyen kusurların (çatlak, boşluk vb.) bulunması ile malzemenin bozunma sürecinin aydınlatılmasında (Fioretti ve Andriani, 2018) yaygın kullanılan bir NDT yöntemdir. Söz konusu kaya mezarları için hazırlanan P-dalga hızı haritaları incelendiğinde 1 nolu mezar alanında 3,4 ile 5,2 km/s arasında değişirken diğer mezarda ise 2,8 ile 4,8 km/s arasında değişen değerler elde edilmişidir (Şekil 6.d, h). Mezarların açıldığı kesimlerdeki kayaçların bozunma sonrası indeks ve mekanik özelliklerinde meydana gelen değişimleri belirlemek için hazırlanan haritalar incelendiğinde SHR ve Vp değerlerine göre hazırlanan haritalardaki alanlar büyük ölçüde örtüştüğü görülmektedir.

4. SONUÇLAR

İncelenen kaya mezarları Mut formasyonu içerisindeki farklı dokusal özelliklere sahip kireçtaşları içerisinde açılmıştır. Bu birimin içerisinde ise ince - orta tabaklı, kazılması ve işlenmesi daha kolay olan boşluklu ve fosilli seviyeler en çok tercih edilen kesimler olmuştur. Bu araştırma sonuçları da göstermiştir ki insanoğlu jeolojik bir değişimi fark ederek kullanmasını bilmiştir. Ayrıca mezar alanlarının yer seçiminde jeolojik unsurlardan tabakalanma ve çatlaklar gibi süreksizliklerin özelliklerinin arazideki durumu ve konumları da dikkate alınarak kaya mezarlarının konumlandırıldığı gözlenmiştir.

İncelenen kaya mezarlarında biyolojik oluşumlar (otsu bitki, liken), süslemelerde yuvarlaklaşmalar, sütun ve iç bölümlerinde kayıp parçalar gözlenmiş olup, kaya mezarların dış yüzerlerinde ise mikro karst, iç bölümlerinde ise killi ve fosilli seviyelerde alveol tipi bozunmalar gözlenmiştir.

NDT verilerine göre hazırlanan haritalar incelendiğinde ise nem değerlerinin yüksek olduğu bölgelerde görsel olarak da belirgin olan bozunmaların yoğunlaştığı belirlenmiştir. Ayrıca bu bölgelerde beklenildiği gibi SHR ve Vp değerlerinde de belirgin azalmalar gözlenmiştir.



Şekil 6. Kaya mezarlarının genel görünümü ve NDT haritaları; a-d) 1 nolu kaya mezarı, e-h) 2 nolu kaya mezarı (SM: yüzey nemi, Vp: ultrasonik hız, SHR: Schmidt çekici)

5. KAYNAKLAR

Allison, R.J., 1988. A non-destructive method of determining rock strength. Earth surface processes and landforms, 13, 729-736.

ASTM D7012, 2014. Standard Test Methods for Compressive Strength and Elastic Module of Intact Rock Core Specimens under Varying States of Stress and Temperatures. Annual book of ASTM standards. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, pp 1–9.

Casula, G., Fais, S., Ligas, P., Mora, P., 2007. Experimental application of 3-D terrestrial laser scanning and acoustic techniques in assessing the quality of stones used in monumental structures. In: 4th international conference on NDT, 118-122.

Bahar, H., 2007. Erken Dönemlerde Bozkır ve Çevresi. Bozkır'ın Dünü ve Bugünü Sempozyumu, 12 Kasım 2006, Konya, 1-45.

Christaras, B., Cuccuru F., Fais S., Papanikolaou, H., 2015. Application of non-destructive ultrasonic techniques for the analysis of the conservation status of building materials in monumental structures. In: Lollino G, Giordan D, Marunteanu C, Christaras B, Yoshinori I, Margottini C (eds) Engineering geology for society and territory, Springer, Cham, 8, 139-143.

Doğanay, O., Karauğuz, G., Kunt, H.İ., 2005. Pharax (Fariske). Kervan yayınevi, Konya.

Fais, S., Cuccuru, F., Ligas, P., Casula, G., Bianchi, M.G., 2017. Integrated ultrasonic, laser scanning and petrographical characterisation of carbonate building materials on an architectural structure of a historic building. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 76, 71-84.

Fener, M., İnce, İ., 2015. Effects of the freeze–thaw (F–T) cycle on the andesitic rocks (Sille-Konya/Turkey) used in construction building. Journal of African Earth Sciences, 109, 96-106.

Fioretti, G., Andriani, G.F., 2018. Ultrasonic wave velocity measurements for detecting decay in carbonate rocks. Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, 51(2), 179-186.

Fitzner, B., Heinrichs, K., 2004. Photo atlas of weathering forms on stone monuments. Online: www.stone.rwth-aachen.de

Gedik, A., Birgili, Ş., Yılmaz, H., Yoldaş, R., 1979. Mut-Ermenek-Silifke Yöresinin Jeolojisi ve Petrol Olanakları. Türkiye Jeoloji Kurumu bülteni, 22, 7-26.

Hatır, M.E., Korkanç, M., Başar, M.E., 2018. Evaluating the deterioration effects of building stones using NDT: the Küçükköy Church, Cappadocia Region, central Turkey. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, doi: 10.1007/s10064-018-1339-x (baskıda)

Hoła, A., Matkowski, Z., Hoła, J., 2017. Analysis of the moisture content of masonry walls in historical buildings using the basement of a medieval town hall as an example. Procedia Engineering, 172, 363-368.

ICOMOS-ISCS, 2008. International council on monument and sites- international scientific committee for stone, Illustrated glossary on stone deterioration patterns, Champigny/Marne, France, Ateliers 30 Impresión.

ISRM, 1979. Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials. nternational Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 16, 135-140.

ISRM, 2007. The Complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 1974–2006. In: Ulusay R, Hudson J (eds) Suggested methods prepared by the commission on testing methods, ISRM Turkish National Group, Ankara, Turkey

İnce, İ., Bozdağ, A., Tosunlar, M.B., Hatır, M.E., Korkanç, M., 2018. Determination of deterioration of the main facade of the Ferit Paşa Cistern by non-destructive techniques (Konya, Turkey). Environmental earth sciences, 77(11), 420.

Jo, Y., Lee, C., 2014. Quantitative modeling and mapping of blistering zone of the Magoksa Temple stone pagoda (13th century, Republic of Korea) by graduated heating thermography. Infrared Physics & Technology, 65, 43-50.

Menéndez, B., 2016. Non-destructive techniques applied to monumental stone conservation. In: Marquez FPG, Papaelias M, Zaman N (eds) Non-destructive testing. InTech, Rijeka.

Snethlage, R., 2005. Leitfaden Steinkonservierung. Stuttgart, Fraunhofer IRB.
Şenel, M., 2002, 1:100. 000 ölçekli jeoloji haritası ve açıklaması, Karaman N31 paftası, no. 129, Ankara, Türkiye.
TS EN 12407, 2002. Doğal taşlar-deney metotları-petrografik inceleme, TSE yayınları, 4 s.
TS EN 1925, 2000. Doğal taşlar-deney metotları Kılcal Etkiye Bağlı Su Emme Katsayısının Tayini. TSE yayınları, 7 s.

Niğde Yöresi Tarihi Taş Ocaklarının Mühendislik Özellikleri

Engineering Properties of Historical Quarries in Niğde Region

Mustafa KORKANÇ[1,2*], Ali TURGUT[3]

[1]*Niğde Ömer Halisdemir Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Niğde*
[2]*Niğde Ömer Halisdemir Üniversitesi, Endüstriyel Hammaddeler ve Yapı Malzemeleri Uygulama ve Araştırma Merkezi, Niğde*
[3]*Niğde Ömer Halisdemir Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Niğde*
*(*mkorkanc@ohu.edu.tr)*

ÖZ: Niğde ve yöresinde günümüze kadar, şehrin stratejik önemine bağlı olarak değişik medeniyetler tarafından inşa edilmiş çeşitli kültürel varlıklar bulunmaktadır. Bunlara kale, cami, kilise, türbe, mescit, hamam, bedesten, çeşme, kervansaray, su kemerleri ve havuz gibi çeşitli yapılar örnek olarak verilebilir. Bunların bir kısmı oldukça büyük ve önemli yapılar olup, sanatsal, kültürel ve estetik özellikleri de oldukça ilginçtir. Tarihi yapıların, bakım ve korunmalarının iyi yapılmaması nedeniyle günden güne yıpranmakta ve bunun sonucu olarak; mimari, tarihi ve estetik özelliklerini kaybetmektedir. Bakımsızlık ve ilgisizlikle birlikte, yanlış taş kullanımı ve iklimsel şartların olumsuz etkileri sonucu, bu yapılarda önemli tahribatlar oluşmaktadır. Bozunmaya uğrayan ve tahribatlar sonucu değiştirilmesi gereken taşların aslına uygun olması restorasyon çalışmaları için oldukça önemli bir aşamadır. Bu nedenle gelecekte onarımı gerçekleştirilmesi muhtemel yapılar için bu taşların alındığı eski taş ocak alanları belirlenerek mümkün olduğunca orijinal taşın özelliklerine benzer taşların mühendislik özellikleri ortaya konulması sayesinde restorasyon çalışmaları için önemli bir eksiklik giderilmeye çalışılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Tarihi yapı, bozunma, yapı taşı, Niğde

ABSTRACT: *There are various cultural assets in Niğde and its region which have been built by different civilizations depending on the strategic importance of the city. Examples of these are castle, mosque, church, tomb, mosque, bathhouse, bedesten, fountain, caravanserai, aqueducts and swimming pools. Some of them are quite large and important structures and their artistic, cultural and aesthetic features are also very interesting. Due to the lack of good maintenance and preservation of historical buildings, it has been deteriorating day by day; it loses its architectural, historical and aesthetic features. As a result of the negligence and indifference, the use of the wrong stone and the negative effects of the climatic conditions, these structures are damaged. It is a very important stage for the restoration works that the stones that are subject to degradation and that need to be replaced as a result of the destruction are original stones. For this reason, the ancient stone quarry areas where these stones were taken for the buildings that are likely to be repaired in the future were determined and the engineering features of the stones similar to the original stone properties were tried to support restoration works.*

Keywords: *Historical building, building stone, Niğde*

1. GİRİŞ

Niğde yöresinde tarihi dönemlerde inşa edilmiş çeşitli kültürel varlıklar bulunmaktadır. Bunlar, çok çeşitlilik sunmakla birlikte en önemlileri; Niğde kalesi, Niğde Merkezde bulunan camiler (Aleaddin cami, Sungurbey cami, Dışarı Camii), Bor İlçesinde bulunan camiler (Paşa Cami, Ulu Cami, Sarı Cami), medrese (Akmedrese), kilise (Andaval, Kumluca, Konaklı, Fertek, Hasaköy, Hançerli, Dikilitaş, Rum ve Ermeni kiliseleri), türbe (Hüdavend Hatun Türbesi, Sungur Ağa Türbesi, Şerif Ali Türbesi), mescit, hamam (Niğde, Bor, Hamamlı ve Fertek), bedesten (Niğde ve Bor), çeşme (Hatıroğlu çeşmesi), manastır (Gümüşler manastırı), kervansaray (Öküz Mehmet Paşa-Ulukışla), su kemerleri (Kemerhisar) ve Roma Havuzu gibi çeşitli yapılardır. Bunların bir kısmı oldukça büyük ve önemli yapılar olup, sanatsal ve kültürel özellikleri de oldukça ilginçtir. Bu anıtların bakımı iyi yapılamadığından, günden güne yıpranarak mimari, tarihi ve estetik özelliklerini kaybetmektedirler. Bu anıtlardaki bozunmalar sonucu yapılması planlanacak iyileştirme ve koruma çalışmaları için orijinal taş ile değiştirme ihtiyacı nedeniyle tarihi taş ocağı araştırmaları yapılmaktadır. Antik ocak alanlarının belirlenmesi ile restorasyon

çalışmalarında değişecek taşın yapıda kullanılan taşın aynısı veya çok yakın özellikler gösteren alandan alınan taş ile değiştirilmesi oldukça önemli bir gerekliliktir.

Tarihsel dönemlerde, yalnızca yüksek statülü taş bloklar daha uzun mesafelere taşınırken, yerel yapı taşları daha büyük yapılar için kullanılmıştır (Gomez-Heras ve Fort Gonzalez 2004; Török ve Prikryl 2010). Yerel taşlar yüksek ulaşım maliyetleri gerektirmediğinden uygun olduğunda kullanılabilirler (Bell, 1990). Burada en önemli özellik, taş ocağından çıkarılan geniş bloklarda kayaların birbirine yakın mesafeli eklemleri, çatlakları veya diğer zayıflık yönelimlerini içermemesi istenir (Rapp 2002). Helenistik dönem mimarisinde mermer, gnays, kireçtaşı, kumtaşı, granit, andezit, tüf, breş, serpantinit, porfir ve trakit gibi her türlü taş kullanılmıştır (Ergenç vd., 2016). Diğer taşlar arasında tüflerin çıkartılması, taşınması ve işlenmesi kolaydır ve dolayısıyla nispeten ucuzdur ve hava koşullarından korunması şartıyla yapının herhangi bir yerinde kullanılabilir (Tucci, 2015). Türkiye'de düşük birim ağırlığı, yüksek-çok gözenekliliği ve durabilitesi orta-iyi olan tüfler, antik yapılarda olduğu kadar Selçuklu-Osmanlı devrinin ayakta kalmış tarihi eserlerinde de dayanıklılık özellikleri nedeniyle geçmişten günümüze kadar başarıyla kullanılmıştır (Topal ve Doyuran 1997, Topal ve Doyuran 1998; Topal 2002; Topal ve Sözmen 2003; Yavuz 2012; Çelik vd. 2014, Korkanç, 2013; Korkanç vd., 2015; Ergenç vd. 2015; Topal vd. 2015; İnce vd. 2018; Hatır vd. 2019; Korkanç vd. 2019).

Tarihi yapılar üzerinde meydana gelen bozunmalarla ilgili gerek uluslararası gerekse de ülkemizde son yıllarda yapılan çalışmalar artmakla birlikte yeterli değildir. Niğde yöresindeki kültürel yapılarda kullanılan yapı taşları üzerinde meydana gelen bozunmalarla ilgili yapılan çalışmalar tarafımızca yürütülen çalışmalardır (Korkanç, 2013; Korkanç vd., 2015; Korkanç ve Savran, 2015; Korkanç ve Solak, 2016, Korkanç, 2018; Hatır vd., 2019). Ülkemiz ve dünyada bu yapılar için taş değişimi veya yeniden inşası aşamasında, orijinal taş ihtiyacına yönelik kapsamlı çalışmalar da oldukça az sayıdadır.

Yörede bulunan tarihi yapılarda yapı taşı olarak en çok tüfler kullanılmıştır. Bunların yanında andezit, bazalt, traverten ve mermerler de kullanılmıştır. Bilindiği gibi doğal taşlar, antik çağlardan beri, belirli boyutlarda kesilmiş ve parlatılmış olarak değişik yapılarda kullanılmıştır. Ülkemizde ve dünyada tarihi yapılarda kullanılan değişik renk ve özelliklerdeki taşların jeomekanik özelliklerini belirlemek amacıyla, çeşitli araştırmalar yapılmıştır. Yapılan bu çalışmalarda, taşların fiziksel ve mekanik özelliklerinin belirlenmesi şeklindedir. Daha önce bölgede tarafımızca yapılan çalışmalar ile yöredeki tarihi yapılarda kullanılan taşların özellikleri ortaya konulmuştur. Bu yapıların bir kısmında yenileme çalışmaları yapılmış fakat orijinal taş yerine az çok renk benzerliği olan (Kayseri ve Nevşehir yöresine ait) taşlar ile değiştirilmeye gidilmiş olup, kısa zamanda bu taşlarda ve yakın konumdaki taşlarda olumsuz etkiler görülmeye başlanmıştır. Yapılan bu çalışma ile orijinal taş ocağı alanları ve bu tarihi yapılarda kullanılan taşların özellikleri belirlenmiştir. Bu yönleriyle bu çalışma, yöredeki tarihi ve kültürel mirasın korunmasına yönelik yapılacak çalışmaların planlanmasına ve farklı alanlarda yapılacak bu tür çalışmalara destek sağlanması beklenmektedir.

2. MATERYAL METOD

Bu araştırma kapsamında; arazi, laboratuvar ve büro çalışmaları yapılmıştır. Arazi çalışmaları ve örnek derlenmesi, 2018 yılında yoğun saha çalışmaları şeklinde gerçekleştirilmiştir. Niğde bölgesindeki kültürel yapılarda kullanılan kayaçların alındığı antik veya olası ocaklardan taze blok örnekler derlenerek bunların mühendislik özellikleri ortaya konulmuştur. Bu çalışmalar sırasında kayaçların ayrışma, renk ve kullanım yerindeki konumu gibi özellikleri, bu kayaçların kullanım yerlerindeki performanslarını önemli derecede etkilemektedir. Doğal yapı taşları üzerinde gerçekleştirilen laboratuvar çalışmaları, başlıca; petrografik incelemeler, kimyasal analizler, fiziksel ve mekanik özelliklerin belirlenmesi şeklinde yürütülmüştür.

Bu yapılarda kullanılan kayaçlar için, örnek derlemesi ve arazi çalışmaları esnasında yöredeki yapılarda kullanılan farklı köken ve dokudan traverten, bazalt, andezit, tüf, mermer ve ignimbritlerden toplamda 13 farklı örnek alınmıştır. Alınan örneklere ait kısa tanımlama aşağıda sunulmuştur (Çizelge 1). Örnek derlemesi ve arazi çalışmaları sırasında aynı litolojideki kaya gruplarının renk ve dokusal özelliklerinin arazide çok sık değiştiği gözlenmiştir. Bu nedenle farklı renk ve dokusal özelliklere sahip örnekler, ayrıntılı olarak tanımlanmış ve temsilci blok örneklemesi gerçekleştirilmiştir.

Çizelge 1. İncelenen örneklerin lokasyonları ve kayaç özellikleri.

Sayı	Örnek No	Formasyon	Lokasyon	Ocak özelliği	Kayaç özellikleri	Litoloji tipi	Kullanıldığı yapı
1	A1	Melendiz	Taşkesti Tepe	Tarihi Ocak Alanı	Homojen, yer yer iri kristalli, gevrek ve boşluklu	Andezit	Hamamlı Kilisesi
2	A2	Melendiz	Taşkesti Tepe	Tarihi Ocak Alanı	Gri, iri taneli, A1'e göre daha az boşluklu, sert	Andezit	Rum Kilisesi
3	B1	Melendiz	Fizik Tedavi ve Rehabilitasyon Hastanesi GB	Olası Tarihi Ocak	Koyu gri, siyahımsı, çok boşluklu sert	Bazalt	Bor Sultan Alâeddin Cami, Bor tarihi konakları
4	B2	Melendiz	Fizik Tedavi ve Rehabilitasyon Hastanesi GB	Olası Tarihi Ocak	Kuyu gri, siyahımsı, B1'e göre daha az boşluklu, sert yapılı	Bazalt	Bor Sultan Alâeddin Cami, Bor tarihi konakları
5	I1	Kızılkaya	Aktaş köyü taş ocağı	Tarihi Ocak Alanı	Açık gri, hafif, boşluklu, zayıf-orta sert	İgnimbirit	Andaval Kilisesi, Niğde Tarihi Konakları
6	M1	Aşıgediği	Gümüşler-Aktaş Doğusu	Olası	Beyaz, iri kalsit kristalli, boşluksuz ve sert	Mermer	Roma Havuzu, Ak Medrese Kapısı
7	M2	Aşıgediği	Uluağaç Köyü Güneyi	Olası	Beyaz, gri damarlı iri kristalli sert ve masif	Mermer	Roma Havuzu, Ak Medrese Kapısı
8	T1	Gökbez	Kaynarca Yeni Yerleşim alanı	Tarihi Ocak Alanı	Krem renkli, sert masif yapılı, fitoklaslı boşluklu	Traverten	Tyana Su Kemerleri, Sokullu Mehmet Paşa Bedesteni ve Cami
9	T2	Gökbez	Kaynarca Yeni Yerleşim alanı	Tarihi Ocak Alanı	Açık krem renkli, T1'e göre daha az boşluklu, sert	Traverten	Tyana Su Kemerleri, Sokullu Mehmet Paşa Bedesteni ve Cami
10	TF1	Melendiz	Yukarı Kayabaşı Mah.	Tarihi Ocak Alanı	Sarımsı renkli, ince-orta taneli, kaya kırıntısı az boşluklu, masif	Tüf	Niğde Kalesi, Niğde Tarihi Konakları
11	TF2	Melendiz	Yukarı Kayabaşı Mah.	Tarihi Ocak Alanı	Açık sarı, ince taneli, az boşluklu, masif	Tüf	Hüdavent Hatun Türbesi, Sungurbey Cami
12	TF3	Melendiz	Yukarı Kayabaşı Mah.	Tarihi Ocak Alanı	Koyu sarı, orta taneli, az boşluklu, masif	Tüf	Niğde Kalesi, Alaaddin Cami
13	TF4	Melendiz	Yukarı Kayabaşı Mah.	Tarihi Ocak Alanı	Koyu sarı, boşluklu, iri taneli ve farklı boyutlarda volkanik kayaç parçacıkları içermekte	Tüf	Sungurbey Cami, Niğde Kalesi

3. BULGULAR

3.1. İncelenen Örneklerin Petrografik ve Jeokimyasal Özellikleri

Çalışma kapsamında farklı yörelere ait 13 farklı örneğin ayrı ayrı petrografik tanımlamaları yapılmıştır. Yapılan petrografik incelemelerde aynı litolojideki farklı örnekler arasındaki değişimin; tanelerin dağılımı, fenokristallerin büyüklüğü, minerallerin ve düzensiz boşlukların oranı, litik kayaç parçaları, opak mineral oranı ve örneklerin dokusu gibi özelliklerin olduğu belirlenmiştir. İncelenen örneklerin bazılarına ait mikro görüntüler aşağıda verilmiştir (Şekil 1). İncelenen örneklerin ana oksit değerleri ise Çizelge 2'de sunulmuştur. Elde edilen verilere göre aynı litoloji ve farklı dokudaki örneklerin kimyasal bileşimlerde de kısmen değişliklerin olduğu söylenebilir.

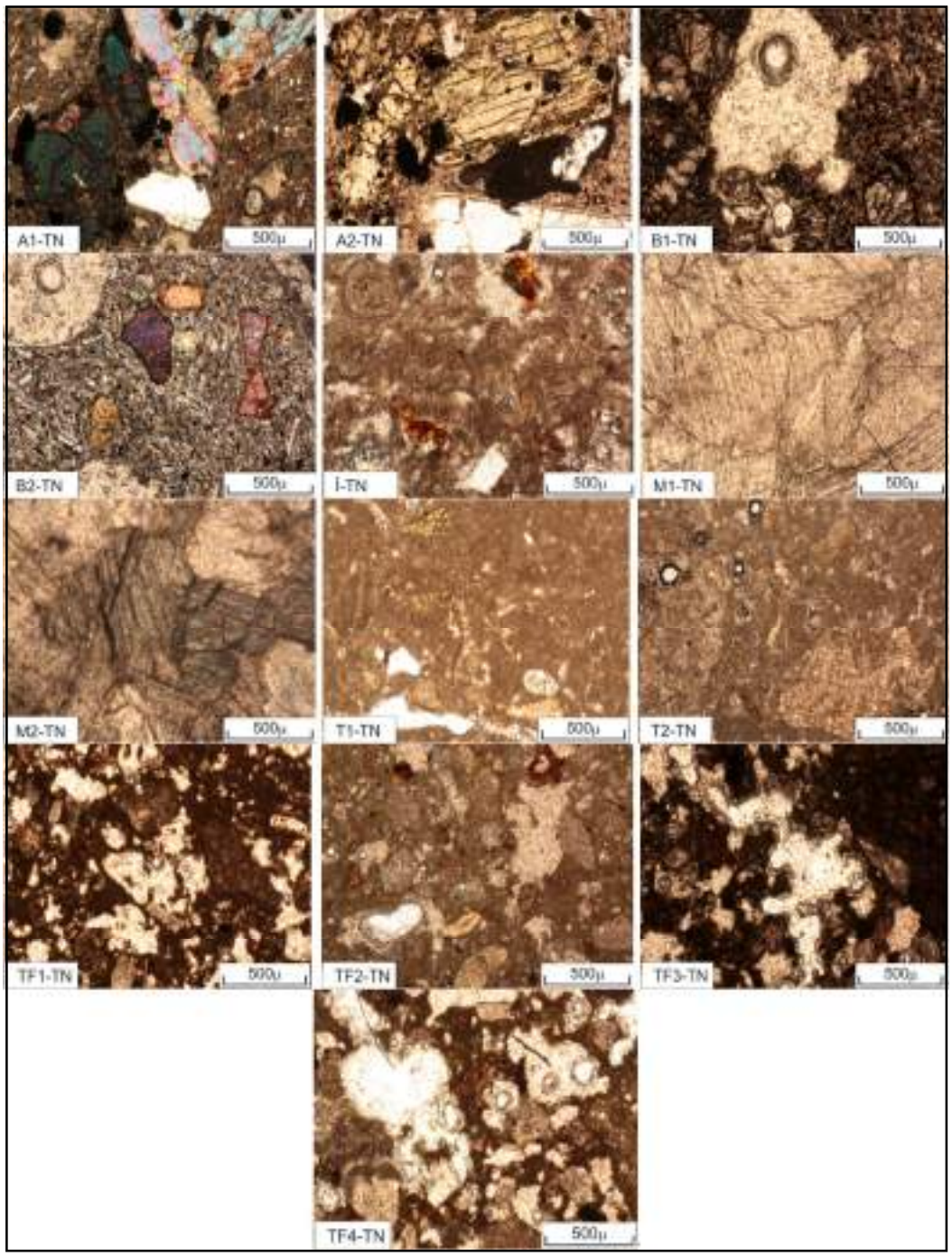
3.2. Örneklerin İndeks ve Mekanik Özellikleri

Nispeten farklı dokusal özelliklere sahip örnekler üzerinde yapılan deneysel çalışmalardan elde edilen jeomekanik özellikler Çizelge 3'de sunulmuştur. İncelenen örneklerin ortalama kuru birim hacim ağırlığı (γ_d), doygun birim hacim ağırlık (γ_s), su emme (Aw), porozitesi (n), kapiler su emme katsayısı (C) P-dalga hızı (Vp), ıslak kararlılık indeksi (Id_2), Böhme yüzeysel aşınma (BAV), Don kaybı ve tek eksenli sıkışma (UCS) değerlerine bakıldığında, ignimbrit ve tüflerden daha düşük değerler elde edilmiştir. Masif travertenler ile daha düşük boşluklu örneklerden ise daha yüksek dayanım değerleri elde edilmiştir (Çizelge 3). İnce taneli ve boşluklu tüflerde özellikle kaya kırıntısı az olan örneğin (TF1) daha düşük mühendislik özellikler sergiledikleri belirlenmiştir. Yine daha boşluklu bazalt ve traverten örneklerinde de nispeten daha düşük mühendislik özellikler elde edilmiştir.

3.3. Yöredeki Yapılarda Kullanılan Taşların Alındığı Antik ve Olası Ocaklara Ait Veriler

Çalışma kapsamında incelenen yapılarda yapı taşı olarak daha çok (Niğde ve Bor ilçe merkezindeki özellikle Selçuklu ve Osmanlı Dönemi yapılarında) tüfler ve ignimbiritler kullanılmıştır. Roma havuzunun yapımında mermerler, su kemerlerinin yapımında travertenler çoğu kilise örneklerinde andezit (yer yer tüf), bazı yapılarda da tüflerle beraber, ignimbirit, traverten, andezit ve yer yer bazaltlar

kullanılmıştır. Bölgedeki tarihi yapıların bazılarında geçmişte ve yakın dönemlerde önemli tahribatların ve yıkımların yaşandığı, değiştirilen taşlardan ve literatürdeki verilerden anlaşılmıştır. Tarihi yapılar üzerinde yenileme ve bakım çalışmaları aşamalarında değiştirilen taşların orijinali ile değiştirilmesi oldukça önemlidir. Bölgedeki tarihi yapıların birçoğunda değiştirilen taşların orijinal taşlara benzemeyen taşlar oldukları belirlenmiştir. Bu yapılarda kullanılan taşlardan yoğun olarak kullanılanlarının alındığı antik ocak alanlarının belirlenmesi için kapsamlı arazi çalışmaları yapılmıştır. Antik ocaklardan ve olası ocak alanlarında da yapılarda kullanılan taşlara benzer özelliklerde olan taşlardan taze örnekler alınmış, elde edilen sonuçlar yukarıda sunulmuştur. Bu bölümde ise yapı örneklerinde kullanılan taşların alındığı ocak alanları kesin olarak belirlenenler ile yeri yaklaşık (olası) ocak alanları da tanımlanarak fotoğraflarla ve topografik haritayla birlikte sunulmuştur.



Şekil 1. İncelenen örneklere ait mikroskop görünümleri.

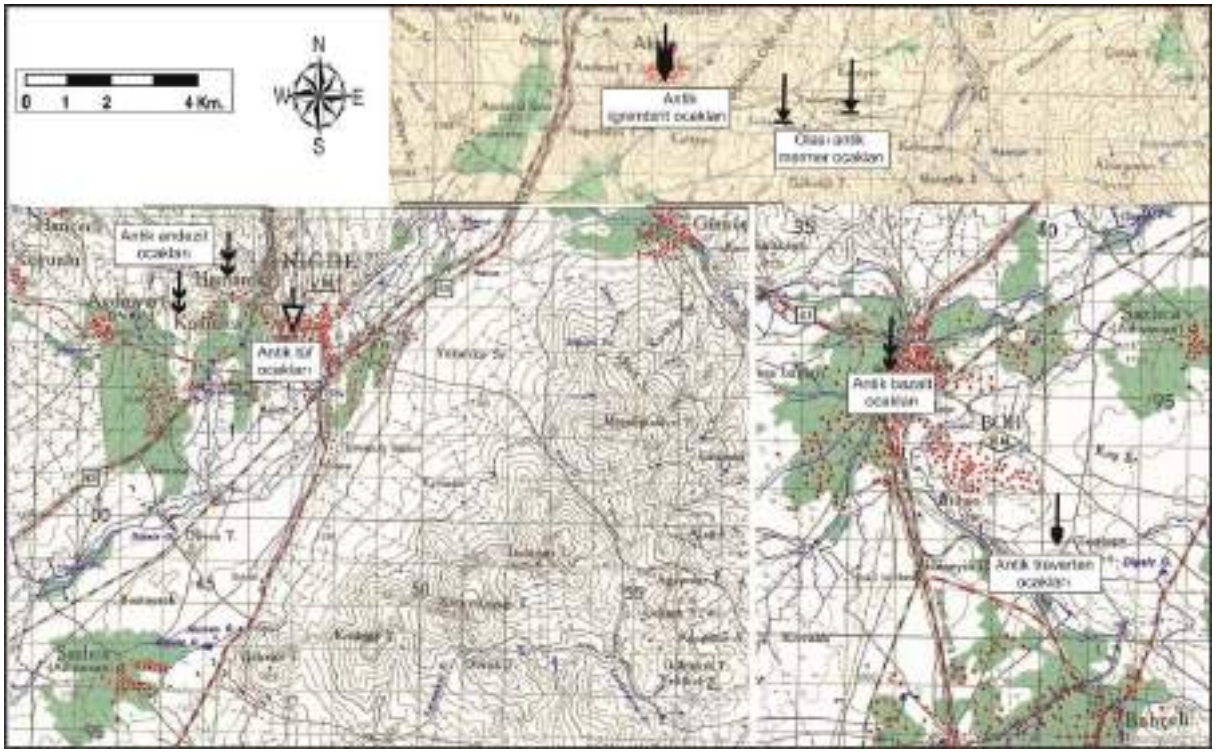
Çizelge 2. İncelenen örneklerin ana oksit değerleri.

Özellik (%)	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	MgO	CaO	Na_2O	K_2O	TiO_2	P_2O_5	MnO	A.K (1000°C)	Toplam
A1	62,365	16,086	4,618	3,283	6,23	2,883	3	0,62	0,199	0,085	0.500	99,59
A2	59,903	16,029	4,399	2,995	7,209	3,053	2,751	0,568	0,202	0,087	2.660	99,98
B1	49,772	16,666	8,368	7,008	9,727	2,94	1,599	1,323	0,515	0,147	1.700	99,92
B2	50,196	16,522	8,357	7,599	9,523	3,351	1,598	1,273	0,526	0,152	0.680	99,93
İ	72,75	12,962	1,665	0,271	1,844	3,375	4,475	0,251	0,258	0,029	2.010	99,94
M1	1,411	0,30	0,185	0,665	55,23	0	0,011	0,026	0,023	0,014	40.840	99,57
M2	1,613	0,35	0,244	0,509	55,188	0	0,073	0,067	0,089	0,021	41.880	99,98
T1	1,945	0,477	0,235	0,471	53,393	0,013	0,068	0,147	0,033	0,005	43,16	99,87
T2	1,433	0,33	0,135	0,25	52,682	0	0,034	0,079	0,029	0,004	45.030	99,94
TF1	60,018	3,467	11,859	0,132	1,486	0,249	3,228	0,791	0,428	0,023	17.300	99,96
TF2	61,38	9,256	7,147	0,084	0,647	0,311	4,152	0,646	0,353	0,012	15.520	99,97
TF3	59,717	4,285	12,437	0,107	0,905	0,332	3,938	0,723	0,742	0,011	16.140	99,93
TF4	64,271	4,584	10,234	0,187	0,55	0,35	3,341	0,756	0,695	0,014	14.510	99,98

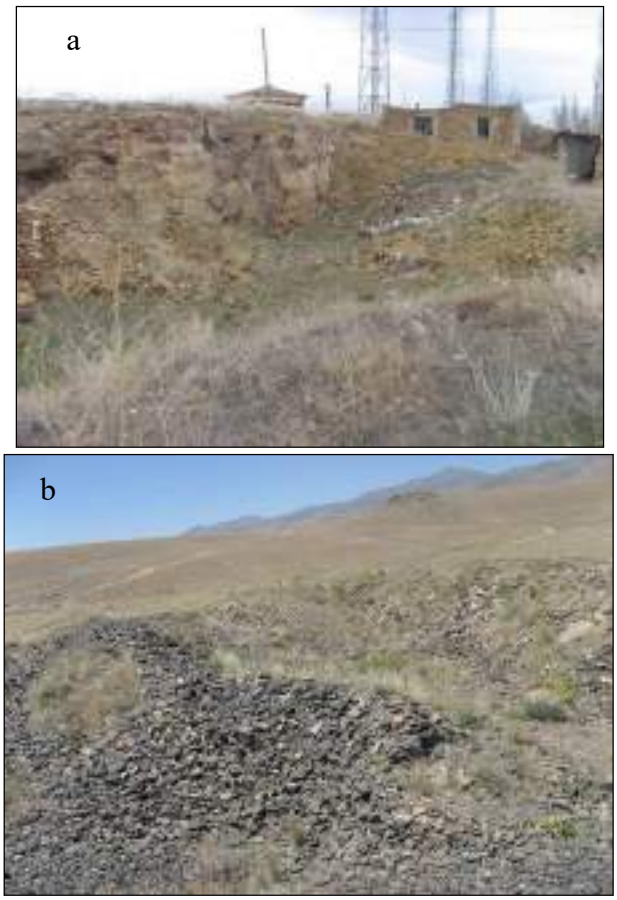
Çizelge 3. İncelenen örneklerin ortalama indeks ve mekanik özellikleri.

Jeomekanik özellikler	A1	A2	B1	B2	İ	M1	M2	T1	T2	TF1	TF2	TF3	TF4
γ_d (kN/m^3)	20,68	21,42	20,83	23,55	14,98	26,41	26,37	21,82	23,48	14,53	15,57	15,74	14,65
γ_s (kN/m^3)	21,05	22,24	21,32	23,8	17,73	26,43	26,29	22,6	24,08	17,27	18,1	17,88	16,83
Aw (%)	1,8	3,81	2,37	1,06	18,37	0,07	0,08	3,57	2,55	18,81	16,26	13,59	14,84
n (%)	3,79	8,32	5,03	2,55	28,04	0,2	0,2	7,93	6,09	27,86	25,8	21,78	22,16
C (K/m^2/h)	0,56	1,32	0,64	0,3	8,39	0,03	0,03	1,14	0,68	3,42	4,35	5,81	4,47
Vp (km/s)	2,4	2,8	3,8	4,9	2,1	5,0	3,9	4,3	5,1	2,6	2,9	2,7	2,8
Id_2 (%)	-	-	-	-	97,77	-	-	-	-	98,71	99,28	98,8	98,85
BAV (%)	22,5	20,75	22	23,25	52,75	22,25	23,25	30	18,25	37,25	41,25	39,75	41
Dk (%)	0,16	0,15	0,39	0,17	1,37	0,03	0,02	0,27	0,26	2,12	1,71	2,03	1,86
UCS (kg/cm^2)	348	480	364	1060	141	677	697	248	904	174	278	256	260

Niğde il merkezi, Bor ve Çamardı İlçeleri ile özellikle merkeze yakın Kumluca (Aravan), Hamamlı (Kurdonos-Kurdunos), Fertek, Yeşilburç, Hasaköy ve Hançerli köylerinde yakın dönemlerde andezitlerin yoğun olarak kullanılması sonucu yapılmış kiliseler bulunmaktadır. Bu yapılarda kullanılan sütun ve sütun başları ile çatı kaplama taşları ve beden duvarları andezitten, ara bağlantılar ve kubbe içi kemer ara bağlantı taşları ise sarı tüflerden alınan taşlarla yapılmıştır. Bu yapılarda kullanılan andezitlerin bölgeye oldukça yakın alanda bulunan Kumluca – Hamamlı yöresi Taşkesti tepedeki antik ocaktan alındığı düşünülmektedir (Şekil 2, Şekil 3). Yörede yaşayan yaşlı kişilerle yapılan görüşmelerde, yaklaşık 40 yıl öncesine kadar bu alanlardan taş alımının kısmen devam ettiğini belirtmişlerdir.



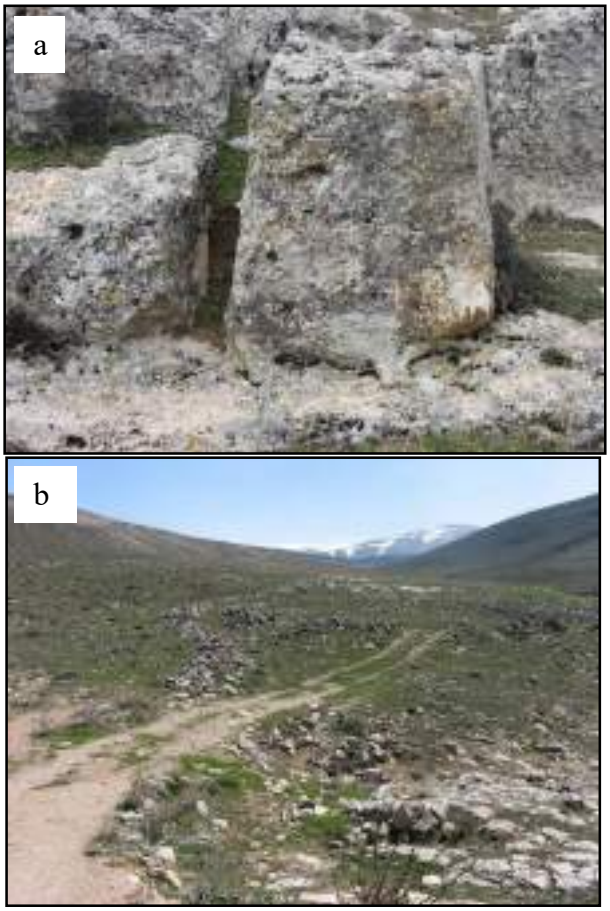
Şekil 2. Niğde yöresindeki tarihi yapılarda kullanılan taşların alındığı antik-olası ocak alanları.



Şekil 3. a) Niğde merkez Yukarı Kayabaşı Mahallesinde sarı tüf antik ocak alanları ile b) Andezitlerin bloklarının alındığı ve yerinde işlendiği alanlar (Taşkesti Tepe ve civarı).

Kemerhisar (Tyana) su kemerlerinin yapımında Gökbez formasyonuna ait travertenler kullanılmıştır. Bor ilçesi güneyindeki düzlüklerde (Top Tepe mevki) yüzeyleyen travertenler, geniş alanlarda yayılım sunmakta ve genç bir oluşum morfolojisi sunmaktadır. Arazide özellikle teras tipi oluşum morfolojisi oluşturan travertenlerin kalınlığı değişken olmakla birlikte, en kalın olduğu antik ocak alanlarında 20 metre civarında olup, bu kalınlık boyunca aynı sertlik ve özellikteki dayanımlı seviyeler ancak birkaç metre devam etmektedir. Bu kesimlerden taşlar yüzeysel olarak alınmıştır. Yersel olarak sert ve dayanıklı kesimlerden özellikle Roma Havuzu (Köşk pınarı) yakınlarından travertenlerin alındığı ve yerinde işlendiği belirlenmiştir (Şekil 4a).

Roma Havuzu yapımında kullanılan mermerlerin Aşığediği metamorfiklerine ait mermerler olduğu düşünülmüştür. Arazide oldukça geniş alanlarda yüzeyleyen mermerler üzerinde özellikle Niğde metamorfiklerinin batı ucunda, Bor ilçesine yakın alanlarda lokasyon olarak Göbekli Tepe güneydoğusu ile Kızıldağ Tepe güneyi arasında yüzeysel kesimlerden blokların alındığı düşünülen olası bir bölge belirlenmiştir. Yapılan ayrıntılı arazi çalışmalarında bu bölgeden kesin olmamakla birlikte yersel olarak değişken özellikler sunan mermerlerin sert ve dayanıklı olduğu kesimlerinden özellikle Roma Havuzu (Köşk pınarı) yakınlarındaki alanlardan taşların alındığı düşünülmüştür (Şekil 4b).

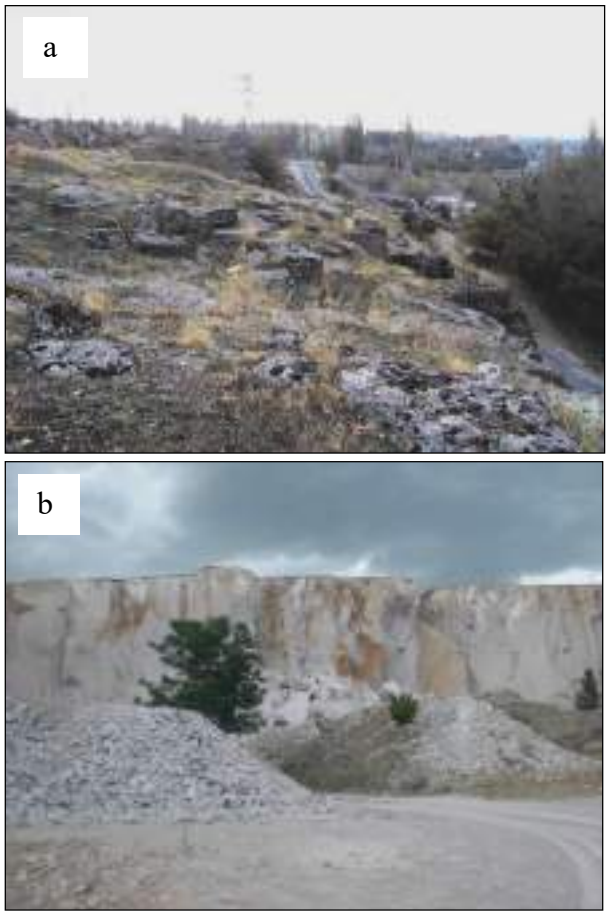


Şekil 4. a) Top Tepe mevkiinde antik ocaktaki travertenlerde taş çıkarmak amacıyla hazırlanmış izlere ait, b) Niğde metamorfiklerinin batı kesiminde Bor ilçesine yakın alanlarda mermerlerin alındığı olası alanlardan bir görünüm.

Bor ilçesi Kayabaşı mevkiinde yerleşim alanı içinde kalan kesimden bölgede çeşitli yapılarda kullanılan bazaltların alındığı düşünülmüştür. Yüzeysel olarak çatlakların değerlendirilmesi ile taşların alındığı yakın alanlarda kullanıldığı düşünülmüştür. Özellikle Bor Sultan Alâeddin Cami'nin temeline yakın kesimden geçirilen su kanalı kazısı sırasında büyük boyutlu bazalt ve sarı tüflerden oluşan bloklar çıkarılmıştır. Bu camini temelinde kullanılan bazaltların Kayabaşı mevkiindeki bazaltlara oldukça

benzer dokusal özellikler sunmaktadır. Yöredeki yapılarda bazaltlar çok az kullanılmış olup, bunda bazaltların sert olmasının ve işlenmesinin güç olmasının etkin olduğu düşünülmüştür (Şekil 5a).

Niğde ilinin 8 km kuzeydoğusunda, Aktaş Köyü yakınında ve bugünkü Yeniköy'de (Yeni Mahalle) bulunan Bizans dönemine ait kilisenin, Konstantinos'un annesi Helena'ya adanmış bir kilise yer almaktadır. Bu yapının yapımında yakın konumda Aktaş Köyü içerisinde ignimbiritlerde açılan taş ocağından alınan taşların kullanıldığı düşünülmektedir (Şekil 5b). Bu ocakta da ilkel yöntemlerle taş çıkarma önemini büyük ölçüde kaybetmesine karşın talep doğrultusunda hala devam etmektedir.



Şekil 5. a) Bor Kayabaşı mevkiinde yüzeysel olarak bazaltların alındığı kesimden, b) Aktaş Köyündeki ignimbiritlerin alındığı ocak alanı ve atıklardan bir görünüm.

4. SONUÇLAR

Birçok medeniyete ev sahipliği yapan Niğde yöresinde, kale, cami (Aleaddin Cami, Sungurbey Cami, Dışarı Cami, Paşa Cami, Ulu Cami, Sarı Cami), medrese (Akmedrese), kilise (Andaval, Kumluca, Konaklı, Fertek, Hasaköy, Hançerli, Dikilitaş, Rum ve Ermeni kiliseleri), türbe (Hüdavend Hatun Türbesi, Sungur Ağa Türbesi, Şerif Ali Türbesi), mescit, hamam (Niğde, Bor, Hamamlı ve Fertek), bedesten (Niğde ve Bor), çeşme (Hatıroğlu çeşmesi), manastır (Gümüşler manastırı), kervansaray (Öküz Mehmet Paşa-Ulukışla), su kemerleri (Kemerhisar) ve Roma Havuzu gibi oldukça değişken yapılar bulunmaktadır. Bu yapılar arasında Selçuklu eserleri en yaygın olanlarını oluşturur ve genellikle yapı taşı olarak tüfler kullanılmıştır. Roma havuzunun yapımında mermerler, Tyana su kemerlerinin yapımında travertenler, çoğu yakın dönem kilise örneklerinde andezit (yer yer tüf), bazı yapılarda da tüflerle beraber, Aktaş Kilisesinde ise ignimbirit, traverten, andezit ve yer yer bazaltlar kullanılmıştır.

İncelenen örneklerden ignimbrit ve tüflerden daha düşük mühendislik özellikler elde edilmiş olup, masif travertenler ile daha düşük boşluklu andezit ve bazalt örneklerinden ise daha yüksek dayanım değerleri

elde edilmiştir. Farklı dokusal özellikler sunan tüfler arasında ince taneli, boşluklu ve kaya kırıntısı az olan örneklerin iri taneli örneklere oranla daha düşük mühendislik özellikler sundukları ortaya konulmuştur.

Orijinal taş ocağı bulunmadığında tarihi yapıların birçoğunda değiştirilen taşların orijinal taşlara benzemeyen taşlar oldukları bilinmektedir. Orijinal olmayan taşlar da çoğun çeşitli sorunların ortaya kısa zamanda çıkmasına neden olmaktadır. Bu nedenle bu çalışma kapsamında yapılarda kullanılan taşlardan yoğun olarak kullanılanlarının alındığı antik ocak alanlarının belirlenmesi için yoğun arazi çalışmaları yapılmış olup, antik ocaklardan ve olası ocak alanlarından yöre yapılarında kullanılan taşlara benzer özelliklerde olan taşlardan blok örnekler alınarak karakteristik özellikleri ortaya konulmuştur. Ayrıca yapı örneklerinde kullanılan taşların alındığı ocak alanları kesin olarak belirlenenler ile yeri yaklaşık ocak alanları da tanımlanarak fotoğraflarla ve topografik haritayla birlikte sunulmuştur. Böylece yöredeki yapılar için iyileştirme yapılacak çalışmalar için ocak alanı ve kullanılan taşın karakteristik özellikleri tanımlanarak bu tür çalışmalar önemli katkı koyması beklenmektedir.

5. KATKI BELİRTME

Bu çalışma Niğde Ömer Halisdemir Üniversitesi bilimsel Araştırma Projeleri Koordinasyon Birimince desteklenmiştir. Proje No: FEB 2017/20-BAGEP.

6. KAYNAKLAR

Bell, F.G., 1990. Engineering geology and building Stones of historical monuments: construction materials, geological origin, quarries. In: Marinos, K. (ed.) Engineering Geology of Ancient Works, Monuments and Historical Sites. Rotterdam, A. A. Balkema, 1867–1880.

Çelik, M.Y., Akbulut, H., Ergül, A. 2014. Water absorption process effect on strength of Ayazini tuff, such as the uniaxial compressive strength (UCS), flexural strength and freeze and thaw effect. Environmental Earth Sciences, 71, 4247–4259.

Ergenç, D., Satık, E.N.C., Topal, T., 2016. Antique stone quarries in Turkey: a case study on tuffs in the Temple of Apollon Smintheus, The Geological Society of London, 416, p. 133-144.

Gomez-Heras, M., Fort Gonzalez, R., 2004. Location of quarries of non-traditional stony materials in the architecture of Madrid: the Crypt of the Cathedral Santa Marı´a de la Almudena. Materiales de la Construccio ´n, 14, 33–49.

Hatır, M.E., Korkanç, M., Başar, M.E., 2019. Evaluating the deterioration effects of building stones using NDT: the Küçükköy Church, Cappadocia Region, central Turkey. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 78:3465–3478.

İnce, İ., Bozdağ, A., Tosunlar, M.B., Hatır, M.E., Korkanç, M., 2018. Determination of deterioration of the main facade of the Ferit Paşa Cistern by non-destructive techniques (Konya, Turkey). Environmental Earth Sciences, 77:420.

Korkanç, M., 2013. Deterioration of different stones used in historical buildings within Nigde province, Cappadocia, Construction and Building Materials (48) 789–803.

Korkanç, M., Tuğrul, A., Savran, A., Özgür, F.Z., 2015. Structural–geological problems in Gümüşler archeological site and monastery. Environmental Earth Sciences. 73 (8), 4525-4540.

Korkanç, M., Savran, A., 2015. Impact of the surface roughness of stones used in historical buildings on biodeterioration, Construction and Building Materials, 80, 279-294.

Korkanç, M., Solak, B., 2016. Estimation of engineering properties of selected tuffs by using grain/matrix ratio, African Earth Sciences 120, 160-172.

Korkanç, M., 2018. Characterization of building stones from the ancient Tyana aqueducts, Central Anatolia, Turkey: implications on the factors of deterioration processes, Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 77:237-252.

Korkanç, M., Hüseyinca, M.Y., Hatır, M.E., Tosunlar, M.B., Bozdağ, A., Özen, L., İnce, İ., 2019. Interpreting sulfated crusts on natural building stones using sulfur contour maps and infrared thermography. Environmental Earth Sciences, 78:378.

Rapp, G.R., 2002. Archaeomineralogy. Springer-Verlag, Berlin, 44.

Topal, T. 2002. Quantification of weathering depths in slightly weathered tuffs. Environmental Geology, 42, 632–641.

Topal, T., Doyuran, V., 1997. Engineering geological properties and durability assessment of the Cappadocian tuff. Engineering Geology, 47, 175–187.

Topal, T., Doyuran, V., 1998. Analyses of deterioration of the Cappadocian tuff, Turkey. Environmental Geology, 34, 5–20.

Topal, T., Sözmen, B., 2003. Deterioration mechanisms of tuffs in the Midas monument. Engineering Geology, 68, 201–223.

Topal, T., Deniz, B.E., Şahin Güçhan, N., 2015. Deterioration of Limestone Statues at Mount Nemrut (Adiyaman, Turkey), International Journal of Architectural Heritage: Conservation, Analyses, and Restoration, 9 (3), 244-264.

Török, A., Prikryl, R., 2010. Current methods and future trends in testing, durability analyses and provenance studies of natural stones used in historical monuments. Engineering Geology, 115, 139–142.

Tucci, P.L., 2015. Materials and techniques of architecture. In: Marconi, C. (ed.) The Oxford Handbook of Greek and Roman Art and Architecture. Oxford University Press, New York, 241–268.

Yavuz, A.B., 2012. Durability assessment of the Alaçatı tuff (Izmir) in western Turkey. Environmental Earth Sciences, 67, 1909–1925.

İstanbul'daki Tarihi Yapılarda Kullanılan Küfeki Taşları Üzerinde Uygulanan Farklı Temizleme Yöntemlerinin Etkilerinin Değerlendirilmesi

Evaluation of Different Cleaning Techniques Applied on Küfeki Stones Used for Historical Buildings in İstanbul

Tuğçe ERÖZMEN[1], Namık AYSAL[2,*], Ömer ÜNDÜL[2]

[1]İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa, Lisansüstü Eğitim Enstitüsü, Avcılar, İstanbul
[2]İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Avcılar, İstanbul
*(*aysal@istanbul.edu.tr)*

ÖZ: İstanbul'daki pekçok tarihi yapıda, çoğunlukla kireçtaşı, fosilli kireçtaşı ve killi kireçtaşlarını bünyesinde barındıran ve bölgede "Küfeki Taşı" olarak adlandırılan taşlar kullanılmıştır. Bu çalışma kapsamında, bozunan Küfeki taşlarının üzerinde kumlama ve lazer temizleme yöntemleri denenmiş ve taş üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Bu kapsamda, Küfeki taşı olarak kullanılan orijinal yapıtaşlarından (Bakırköy Küfekisi) ve günümüzde bu taşların yerine kullanılan farklı ocak sahalarından taze örnekler alınmıştır. Bu örnekler üzerinde mineralojik, petrografik, kimyasal analizler ile, fiziksel ve mekanik deneyler gerçekleştirilmiştir. Ardından aynı örnek gruplarının farklı, hızlandırılmış eskitme yöntemleri ile bozunmaları sağlanmıştır. Eskitilen örnekler farklı temizleme yöntemleri ile temizlenmiş ve temizlenen taşların kütlece ağırlık değişimleri ile görsel değişimleri ayrıntılı olarak belirlenmiştir. Elde edilen bulgulara göre, temizleme yöntemlerinin seçiminde mutlaka kayaç içyapısı ve fiziksel özelliklerinin gözetilmesi gerekliliği bir kez daha önemini göstermiştir. Bunun yanında taşın kullanım şeklinin ve kirletici türünün de yine temizleme yönteminin seçimi açısından dikkate alınması gerektiği ortaya konmuştur. Küfeki taşları özelinde ise lazer ile temizleme yönteminin fiziksel olarak taşa daha az hasar veren yöntem olduğu belirlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Bozunma, İstanbul, Küfeki Taşı, temizleme yöntemleri

ABSTRACT: : *Limestones, fosilliferous limestones and clayey limestones widely known in the region as "Küfeki Stones" were used in many historical buildings in İstanbul. In this study the effect of sandblasting and laser cleaning techniques on altered Küfeki stones was investigated. Within this respect, fresh Küfeki stone samples from original building stone (Bakırköy Küfekisi) and recently used substitute rocks from different quarries and regions around İstanbul were compiled. Mineralogical, petrographical and chemical analysis followed by physical and mechanical properties were investigated for these stones. Same stone samples were subjected to accelerated deterioration mechanisms. These altered stones were then cleaned with varying cleaning techniques and weight losses were determined with visual changes. The results revealed that rock microtexture and physical properties should be considered in determining the appropriate clening technique. Besides, the usage type of the stone and type of deterioration mechanism should also be considered during the determination of cleaning technique. It is also emphasized that the laser cleaning is less destructive method for cleaning Küfeki stones among the investigated techniques.*

Keywords: *Alteration, İstanbul, Küfeki Stone, cleaning methods*

1. GİRİŞ

Binlerce yıllık geçmişe sahip İstanbul'da, farklı dönemlere ait çok sayıda tarihi eser bölgedeki jeolojik malzemeler kullanılarak inşa edilmiştir. Bu malzemelerden en önemlilerinden birisi bölgede "Küfeki Taşı" olarak adlandırılan Bakırköy kireçtaşlarıdır. Söz konusu taşlar zamanla hava kirliliği, atmosferik etkiler, insan etkisi ve diğer bozulma etkenleri (tuzlar, asit yağmuru, biyolojik faktörler vb.) nedeniyle ilksel koşullarını kaybedip kirlenmektedir. Oluşan bu kirlenmelerin ortadan kaldırılması için lazer temizleme ve kumlama yöntemleri uygulanmıştır. Light Amplification by Stimulated Emission of Radiation (Uyarılmış Emisyon Radyasyonu ile Güçlendirilmiş Işık) kelimelerinin ilk harflerinden türetilen Lazer terimini içeren yöntem yüzeye ulaşan yüksek enerjili Lazer ışık demetinin kir partikülleri tarafından emilmesi ve ani ısınma sonucu genişleyen kir partiküllerinin patlayarak gaz ve toz zerrecikleri

halinde dağılma prensibine göre çalışmaktadır. Kumlama yöntemi ise, 200mesh boyutundaki kırıntılı malzemenin (granat, kuvars ve kireçtaşı kırıntıları) su ile birlikte farklı basınç değerlerinde (0.5, 1, 1.5bar) taş yüzeyine püskürtülmesini kapsamaktadır.

Çalışma kapsamında, İstanbul ve yakın çevresinde küfeki taşı olarak kullanılan farklı kaynak alanlarından (Bakırköy, Sazlıbosna ve Pınarhisar) örnekler derlenmiştir. Bu örneklerin mineralojik, petrografik, fiziksel ve mekanik özellikleri belirlendikten sonra sülfürik asit buharında bekletme, sodyum sülfat ve donma-çözülme metotları ile gerçekleştirilen eskitme işlemleri ardından farklı temizleme yöntemleri ile taşlar temizlenmiştir. Kütle kayıpları ve görsel değişimlere göre uygun temizleme yöntemleri tartışılmıştır.

2. KULLANILAN TAŞLARIN GENEL ÖZELLİKLERİ, ÖRNEK SEÇİMİ VE UYGULANAN YÖNTEMLER

Roma, Bizans ve Osmanlı dönemlerinde en önemli Küfeki taşı üretimi Bakırköy bölgesindeki ocaklardan yapılmıştır. Ancak günümüzde bu ocaklar yerleşim alanının altında kalmış ve üretimleri yıllar önce son bulmuştur. Bu nedenle İstanbul'a en yakın ve aktif olarak üretim yapılan küfeki taşı ocak sahası Arnavutköy'de yer alan Sazlıbosna kireçtaşı ocağıdır. Diğer bir ocak ise İstanbul'un batısında Vize ve Pınarhisar ilçeleri arasında kalan sahada bulunmaktadır. Örneklemelerin yapıldığı ocak yerleri Şekil 1'de verilmiştir.

Şekil 1. Çalışılan taş örneklerinin alındığı ocak yerlerini gösteren harita.

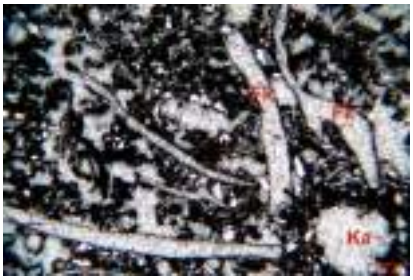
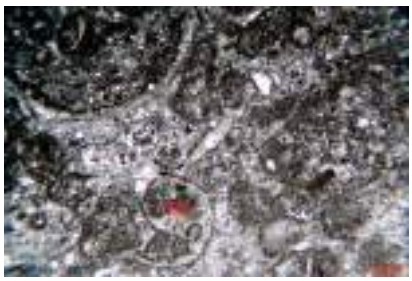
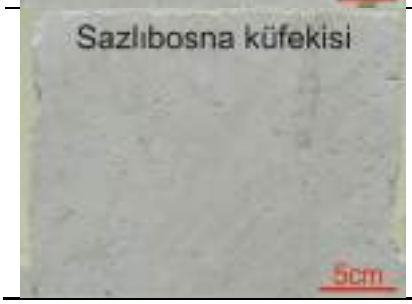
Laboratuvara yaklaşık 15x20x40 cm boyutlarında blok olarak getirilen örneklerin fiziksel ve mekanik özelliklerinin belirlenmesi amacıyla 7x7x7 cm, 4x4x4 cm ve 1x6x12cm'lik boyutlarda örnekler hazırlanmıştır. Örnekler elmas testereli taş kesme makinasında kesilerek boyutlandırılmıştır.

Farklı ocak yerlerinden alınan örnekler üzerinde mineralojik bileşimlerin ve dokusal özelliklerin ortaya konması amacıyla XRD analizleri ve petrografik ince kesit çalışmaları yapılmıştır. Bu çalışmalara ek olarak, örneklerin karbonat ve kil içeriklerinin belirlenmesi amacıyla asitte kayıp deneyleri gerçekleştirilmiştir. Asitte kayıp deneyi, bir filtre kağıdı üzerindeki öğütülmüş ve kurutulmuş örneğin %10'luk HCl çözeltisindeki kütle kaybı esasına dayanmaktadır. Ayrıca tüm örneklerin nem, organik madde içerikleri ve kalsinasyon değerlerinin belirlenmesi amacıyla örnekler sırasıyla 105^{0}C, 550^{0}C ve1050^{0}C'de ısıtılarak ateşte kayıp değerleri belirlenmiştir.

Birim hacim ağırlıklar, özgül ağırlık, porozite, su emme ve kılcallık katsayısı özelliklerini içeren fiziksel özellikler ile tek eksenli sıkışma dayanımı deneyleri ISRM (1981 ve 2007), TS EN 1926 (2000) ve TS

EN 1925 (2000)'de önerilen yöntemlere göre, P-dalga hızı değerleri ise TS EN 14579'da belirilen yönteme göre tamamlanmıştır.

Çalışılan örneklerin eskitme işlemleri her örnek grubuna ait taze taş örneklerinde gerçekleştirilmiştir. Yapay eskitme yöntemleri olarak, tuz kristallenmesi etkilerine dayanıklılık (TS EN 12370), donma-çözünme etkilerine dayanıklılık (TS 699, TS EN 12371) ve asit çözeltisine (SO_2 buharı) dayanıklılık (TS EN 13919) yöntemleri kullanılmıştır.

Taşların blok görüntüleri	İnce kesit görüntüleri	OM (%)	AKK (%)	AK (%)
		2.23	42.69	86.96
		0.87	43.34	85.74
		1.82	42.03	93.31

Şekil 2. Çalışılan taşların genel görünümleri, ince kesit görüntüleri ve fiziksel özellikleri. (OM: Organik Madde, AKK: Ateşte Kızdırma Kaybı, AK:Asitte Kayıp, Fk: fosil kavkısı, Ka: kalsit).

3. KÜFEKİ TAŞLARININ İÇYAPI ÖZELLİKLERİ

Küfeki taşları üzerinde yapılan mineralojik ve petrografik analizler sonucunda herbir kaya grubunun kendine özgü özelliklerin olduğu belirlenmiştir. Bakırköy küfekisi (BK) bol miktarda mactra fosil kavkısı ve kavkı kırıntısı içeren biyomikritik bir kireçtaşı olup çok az oranda kil minerali ve kuvars kırıntısı içermektedir. Vize – Pınarhisar küfekisi (P) ile Sazlıbosna küfekisi (BH) aynı jeolojik formasyondan üretilmekte olup litolojik olarak benzerdir. Bu taşlar farklı miktarda kil mineralleri ile yersel olarak bol miktarda fosil kavkı ve kavkı kırıntısı ile kuvars mineral kırıntıları içermektedir (Şekil 2). Araştırılan taşlar üzeridne yapılan XRD analizlerinde kalsit minerali baskın olarak tespit edilmiştir. XRD sonuçlarında diğer minerallerin bollukları %5'in altında kaldığı için XRD paternine yansımamıştır.

4. KÜFEKİ TAŞLARININ FİZİKSEL VE MEKANİK ÖZELLİKLERİ

İncelenen taşlar arasında Bakırköy kireçtaşı en yüksek organik madde içeriğine sahip iken Pınarhisar örnekleri en düşük organik madde içeriğine sahiptir (Şekil 2). Kızdırma kaybı değerlerine bakıldığında, en yüksek değer Pınarhisar taşlarında en düşük değer ise Sazlıbosna taşlarında ölçülmüştür. Asitte kayıp değerlerinde ise tersi bir durum gözlenmiştir (Şekil 2). Her üç taş grubunun, özgül ağırlıklarının birbirine yakın değerler sunmaktadır. Kütlece ve hacimce su emme değerleri de porozite değerleri ile uyumludur. Yüksek poroziteye sahip taşlar yüksek su emme değerleri vermektedir (Çizelge 1). En yüksek su emme değerleri Pınarhisar örneklerinde iken en düşük değerler Bakırköy örneklerinde görülmüştür (Çizelge 1).

Çizelge 1. Küfeki Taşlarına ait fiziksel özellikler.

Örnek Kodları	G_s	γd (gr/cm^3)	γk (gr/cm^3)	Sk (%)	Sh (%)	Skk (%)	Skh (%)	n (%)
Bakırköy(BK)	(5) 2.54	2.35	2.27	3.53	8.02	4.44	10.17	8.03
Sazlıbosna(BH)	(5) 2.59	2.29	2.14	7.36	15.73	7.27	15.57	15.74
Pınarhisar(P)	(5) 2.55	2.28	2.11	7.67	16.18	8.08	17.10	16.19

Parantez içindeki değerler örnek sayılarını göstermektedir. (G_s= özgül ağırlık, γd = Doygun birim hacim ağırlık, γk= kuru birim hacim ağırlık, Sk: kütlece su emme oranı, Skk: kaynar suda kütlece su emme oranı, Sh: hacimce su emme oranı, Skh: kaynar suda hacimce su emme oranı, p: porozite).

İncelenen kayaların TS EN 1925 (2000)'e göre belirlenen ortalama kılcallık katsayıları Çizelge 2'de verilmiştir. Aynı standardın önerdiği şekilde hazırlanan kılcal su emme değerlerinin zamana bağlı değişim ise Şekil 3'te sunulmuştur. Bu değerlere göre Bakırköy taşlarının en düşük kılcal su emme değerlerine sahip olduğu Pınarhisar ve Sazlıbosna örneklerinin ise daha yüksek kılcal su emme değerine sahip olduğu belirgindir. Benzer durum kılcallık katsayılarında da gözlenmektedir (Çizelge 2). Kılcallık katsayıları ve kılcal su emme değerleri diğer fiziksel özellikler olan su emme ve porozite değerleri ile uyumlu sonuçlar vermektedir.

İncelenen taşların tek eksenli sıkışma dayanımları birbirine yakın değerlerdedir. P dalga hızlarının ise kılcallık katsayısı ve kılcal su emmenin yüksek olduğu taşlarda (Şekil 3) düşük değerler verdiği belirgindir (Çizelge 3).

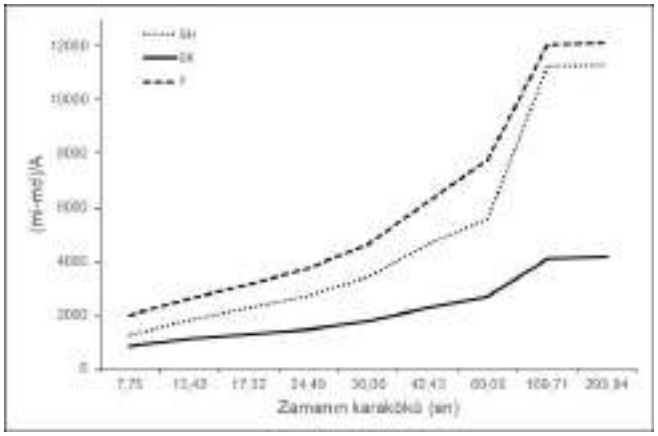
Çizelge 2. Örneklerin Zamana Göre Ortalama Kılcallık Katsayıları.

t (dakika)	Örnek Adedi	Kılcallık Katsayısı (g/m^2*s^{0,5}) BK	BH	P	S	K
1	6	109.16	160.67	256.66	89.22	276.46
3	6	82.14	135.55	195.84	65.86	214.48
5	6	73.70	131.02	182.19	56.00	206.62
10	6	59.59	111.99	152.39	42.83	176.43
15	6	59.69	113.80	155.51	40.45	182.91
30	6	53.77	109.64	147.17	35.09	181.04
60	6	45.09	92.57	129.45	30.60	163.67
480	6	24.12	66.49	71.21	20.57	66.60
1440	6	14.17	38.47	41.33	12.18	38.54

5. KÜFEKİ TAŞLARININ YAPAY ESKİTME ÇALIŞMALARI

Çalışılan örnekler donma-çözünme, tuz kristallenmesi ve kükürtdioksit gazına maruz bırakma yöntemleri kullanılarak laboratuvar ortamında hızlandırılmış eskitme deneylerine tabi tutulmuştur. Deneyler sonunda örneklerde meydana gelen kütle kayıpları Çizelge 4'te sunulmuştur. Bunun yanında hızlandırılmış eskitme yöntemleri ile taşlarda meydana gelen görsel değişimler Şekil 4, 5 ve 6'da verilmiştir. Hızlandırılmış eskitme deneylerinde, Bakırköy küfekisine ait örnekler her üç deney sonuna

kadar bütünlüğünü korumuştur. Ancak Pınarhisar (P) ve Sazlıbosna (BH) küfeki taşları tuz kristallenmesi deneyi sonunda dağılmış ve örnekler üzerinde bu eskitme yöntemi sonrası herhangi ek bir çalışma yapılma olanağı kalmamıştır.



Şekil 3. Kılcal su emme verilerinin zamana bağlı değişimi.
(md: kuru deney numunesinin kütlesi, mi: deney numunesinin doygun kütlesi, A: Suya batırılmış yüzeyin alanı, m^2, BK: Bakırköy Küfeki, BH: Sazlıbosna, P: Pınarhisar)

Çizelge 3. Çalışılan taşlara ait mekanik deney sonuçları ile P dalga hızları ortalama değerleri.

Örnek kodu	UCS (MPa)	Vp (km/sn)
Bakırköy(BK)	19 (5)	5.22 (6)
Sazlıbosna(BH)	23 (5)	4.07 (6)
Pınarhisar(P)	18 (5)	3.78 (6)

Parantez içindeki değerler deney sayılarını göstermektedir. UCS: Tek eksenli sıkışma dayanımı, Vp: Ultrasonik ses hızı.

Çizelge 4. Eskitme deneyleri sonrası çalışılan örneklerdeki ağırlık kayıpları ortalama değerleri.

	Tuz kristallenmesi sonrası ağırlık kaybı (%)	Donma-Çözülme döngüsü sonrası ağırlık kaybı (%)	SO_2 buharı sonrası ağırlık kaybı (%)
Bakırköy	4.15 (6)	0.106 (6)	0.11 (6)
Pınarhisar	Örnek dağıldı	0.524 (6)	0.21 (6)
Sazlıbosna	Örnek dağıldı	0.178 (6)	0.14 (6)

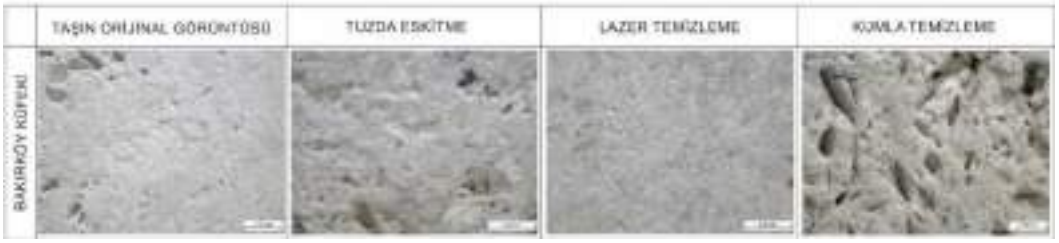
Parantez içindeki değerler deney sayılarını göstermektedir. (UCS: Tek eksenli sıkışma dayanımı, Vp: Ultrasonik ses hızı)

Hızlandırılmış eskitme yöntemleri ile çalışılan taşlarda meydana gelen ağırlık kayıpları, kılcallık katsayısı ve kılcal su emme verileri ile uyumludur. Ağırlık kaybının yüksek olduğu örnekler kılcallık katsayılarını görece daha yüksek olduğu örnek gruplarına aittir.

6. KÜFEKİ TAŞLARINDA TEMİZLEME SONRASI MEYDANA GELEN DEĞİŞİKLİKLER

Hızlandırılmış eskitme yöntemi ile eskitilen örnekler lazer ve kumlama yöntemleri ile temizlenmiştir. Taşlarda farklı temizleme yöntemleri sonrasında meydana gelen ağırlık değişimleri Çizelge 5'te sunulmuştur. Şekil 4, 5 ve 6'da ise farklı eskitme ve temizleme yöntemlerinde taşlarda meydana gelen görsel değişimler sunulmuştur.

Şekil 4. Donma-çözülme yöntemi ile eskitilmiş taşların farklı temizleme yöntemleri sonrası görünümleri.



Şekil 5. Tuz kristallenmesi yöntemi ile eskitilmiş taşların farklı temizleme yöntemleri sonrası görünümleri.

Şekil 6. SO_2 buharı yöntemi ile eskitilmiş taşların farklı temizlme yöntemleri sonrası görünümleri.

Çizelge 5. Lazer temizleme kumlama yöntemleri sonucunda ağırlık değişim miktarları.

	Donma-Çözülme (%)		**Tuz kristallenmesi (%)**		**SO_2 Buharı (%)**	
	Lazer	**Kumlama**	**Lazer**	**Kumlama**	**Lazer**	**Kumlama**
Bakırköy	0.16	0.22	0.115	0.25	0.01	0.52
Pınarhisar	0.09	0.26	-	-	0.11	1.12
Sazlıbosna	0.13	0.37	-	-	0.13	1.24

Donma-çözünme yolu ile eskitilmiş örneklerin lazer yöntemi ile temizlenmesinde kumlama yöntemi ile yapılan temizlemeye oranla daha az kütle kaybı oluşmuştur. Tuz kristallenmesi ile gerçekleştirilen eskitmelerde ise sadece Bakırköy örneği deney sonuna kadar eskitme işlemine dayanabilmiş diğer örnekler ince çakıl-kum boyutuna kadar ufalanmıştır. Bu eskitme yönteminde de lazer ile yapılan iyileştirmeler kumlama yöntemine göre daha az bir kütle kaybına yol açmıştır. SO_2 buharı ile eskitilen taşlarda yapılan iyileştirmelerde de yine benzer şekilde lazer ile yapılan temzileme işleminde daha az kütle kaybı gerçekleşmiştir. Ancak SO_2 buharına maruz kalan taşlar üzerinde jel ve ince bir kabuk dokusu gelişmiştir (Şekil 6). Oluşan bu jel ve kabuk dokusundan sadece kabuk dokusu lazer yöntemi ile temizşenmiş, lazer yöntemi oluşan jeli temizleyememiştir. Bu durumda taşın renginde eskitmeden kaynaklı koyuluk tam oalrak giderilememiştir. Kumlama yönteminde ise oluşan jel dokusu ve kabuk birlikte kopartılarak temizlenmiştir. Bu durumda da taşın kütlesinde daha yüksek bir değişim meydana gelmiştir. Genel olarak kumlama ile yapılan temizlemelerde taş yüzeyinde ve gözle görülebilecek seviyede pürüzlü yüzeylerin geliştiği gözlenmiştir.

7. ELDE EDİLEN VERİLERİN DEĞERLENDİRİLMESİ VE SONUÇLAR

Farklı yöntemler ile eskitilen ve temizlenen küfeki taşlarının kütle kayıpları ve görsel durumları birlikte değerlendirildiğinde aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır.

Sıklıkla kullanılan temizleme yöntemlerinden kumlama yönteminin taşın yüzeyinde gözle görülebilecek seviyede yeni pürüzlü yüzeyler oluşturmaktadır.

Temizleme işlemi öncesinde ana kirleticilerin bilinmesinde ve taşta meydana gelen değişimlerin temel düzeyde de olsa bilinmesi uygulanacak temzileme tekniğinin seçilmesi açısından önemlidir.

Temzilenecek taşların petrografik özellikleri ile fiziksel özelliklerinin temizleme yönteminin belirlenmesinde çok önemlidir.

Kılcallık katsayısı küfeki taşlarının farklı eskitme ve temizleme yöntemlerinde taşların dayanımı belirleyen önemli bir özellik olduğu ortaya konmuştur. Kılcallık katsayısı ve kılcal su emme değerleri düşük olan taşların eskitme ve temizleme yöntemlerinde daha az hasar aldığı ortaya konmuştur.

Tarihi eserlerde temizlenmesi ve restarasyonu gereken taşların yapıda hangi amaç için kullanıldığının bilinmesi taşın temizleme yöntemi seçiminde önemli olduğu belirlenmiştir. Buna göre taşıyıcı sistemlerde kullanılan taşların taşta daha az ağırlık değişimi yapan lazer yöntemi ile taşıyıcı olmayan görsel özellikleri ön planda olan taşlarda ise eskiyen tüm yüzeyi kopartarak taze yüzey çıkmasını sağlayan kumlama yöntemi ile temizlemenin yapılabileceği belirlenmiştir.

8. KAYNAKLAR

International Society for Rock Mechanics (ISRM), 1981. Rock characterization testing and monitoring — ISRM Suggested Methods. In: Brown, E.T. (Ed.), Pergamon, New York.

International Society for Rock Mechanics (ISRM) (2007) The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring. Kozan, Ankara, pp 1974–2006.

TS 699, 1987. Tabii yapı taşları – muayene ve deney metotları, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara. 81s.

TS EN 1925, 2000. Doğal Taşlar - Deney Metotları -Kılcal Etkiye Bağlı Su Emme Katsayısının Tayini, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara. 9s.

TS EN 1926, 2000. Doğal Taşlar - Deney Metotları - Basınç Dayanımı Tayini, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara. 12s.
TS EN 12371, 2003. Doğal Taşlar - Deney Metotları – Dona Dayanım Tayini, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara. 8s.
TS EN 12370, 2001. Doğal Taşlar - Deney Metotları – Tuz Kristallenmesine Direncin Tayini, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara. 3s.
TS EN 13919, 2004. Doğal Taşlar - Deney Metotları -Nemli Ortamda SO2 Yıpratmasına Karşı Direncinin Tayini, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara. 7s.
TS EN 14579, 2006. Doğal Taşlar - Deney Metotları -Ses Hızı İlerlemesinin Tayini, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara. 13s.

Şev Duraylılığı ve Heyelanlar

Slope Stability and Landslides

İstanbul, Avcılar İlçesi Ambarlı Heyelanının Gerilemesini Önlemeye Yönelik İksa Sisteminin Modellemesi

Modeling of Support System for Preventing Retrogressive Slide of Ambarlı Landslide in Avcılar District, Istanbul

İbrahim KUŞKU*, Süleyman DALGIÇ

İstanbul Üniversitesi – Cerrahpaşa, Mühendislik Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü
*(*ibrahim@istanbul.edu.tr)*

ÖZ: Afete Maruz Bölge, özetle; afet etüt raporlarında, olmuş veya olması muhtemel afetlerden etkilendiği veya etkilenebileceği belirtilen, iyileştirme çalışmaları ile teknik ya da ekonomik olarak ıslah edilmesi mümkün olmayan alanlar olarak tanımlanabilir. Ancak, heyelanın, bu tanıma göre belirlenen alan sınırında bulunan yerleşim yerlerine etkisi kimi zaman tartışmadan uzak kalmaktadır. İstanbul Avcılar Ambarlı Heyelanı ve çevresi, bu tip bir alan olup, heyelan alanı 2005 yılında Afete Maruz Bölge ilan edilmiştir. Alanda, 56 adet yapı kullanılmaz hale gelmiş ve karar gereği alandaki tüm yapılar yıkılmıştır. Ancak, devam eden süreçte, alanda herhangi bir hareket izleme çalışması yapılmamıştır. Böylelikle, heyelanın zaman içerisindeki durumu kontrolsüz bırakılmış ve çevre yapıların süreç içinde karşılaşabilecekleri riskler değerlendirilmemiştir. Bu çalışmada, Avcılar Ambarlı Heyelanı alanının, gerileyerek büyüme potansiyelinin ve mevcut durumda çevre yapılardaki güvenlik koşullarının ortaya konulması amaçlanmıştır. Alanda yapılan önceki çalışmalar değerlendirilmiş, çalışma kapsamında yeni zemin araştırma sondajları ile indeks ve mekanik laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Sondajlarda 6 ay süreyle inklinometre ölçümü yapılmış, kayma düzlemleri tespit edilmiş ve aktif olarak hareketine devam ettiği belirlenen heyelanın kayma hızları hesaplanmıştır. Mevcut durum için, etki alanındaki yapı yükleri de hesaba katılarak yapılan statik ve dinamik stabilite analizleri ile belirlenen risklere karşın, konsol tip forekazık sistemi modellenmiş ve heyelanın gerileyeceği alan için elde edilen güvenlik koşulları tanımlanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Afet, heyelan, stabilite analizi, fore kazık

ABSTRACT: *Disaster-prone area is declared to were already affected or may be affected by the disasters that have been occurred or are likely to occur in the disaster survey reports. In addition, these areas should be areas that cannot be rehabilitation for technically or economically reasons by means of improvement studies. However, the future impact of the landslide on the settlements located at the boundary of the area determined according to this definition is sometimes not evaluated. Istanbul Avcılar Ambarlı Landslide Area was declared a disaster-prone area in 2005. In the area, 56 buildings became unusable and all the buildings in the area were demolished due to resolution. However, during the ongoing process, any monitoring studies had not been working in the area. The landslide situation was left uncontrolled within this period, and risks to which the near structures might be affected were not evaluated. In this study, it is aimed to evaluate the potential of growth of The Landslide Area and the current security conditions in the near structures. Previous studies in the field were evaluated and new soil exploration drillings and index and mechanical laboratory experiments were performed within the scope of the study. Inclinometer measurements were made for 6 months, sliding planes were determined and moving velocities were calculated for the landslide that were determined to continue active movement. For the current situation, despite the risks determined by static and dynamic stability analyzes, taking into account the structural loads in the impact area, the cantilever type shoring system was modeled, and the safety conditions for the north of the area were defined.*

Keywords: *Disaster, landslide, stability analyzes, bored pile*

1. GİRİŞ

İstanbul ili, Avcılar İlçesi, Ambarlı Mahallesi'nde heyelan afeti nedeniyle Güler vd. (2005) tarafından sınırları belirlenen alan, Bakanlar Kurulu'nun 28.06.2005 tarihli ve 2005/9109 sayılı kararı ile "Afete Maruz Bölge" ilan edilmiştir. Afete Maruz Bölge içerisinde bulunan yapılar çeşitli tarihlerde yıkılarak

alan konut kullanım amaçlı yapıdan arındırılmıştır. Sonraki aşamada yapılan çalışmalarda; Afete Maruz Bölge alanı'nın kuzey sınırında bulunan, duvar ve yollarda çatlamaların aynı zamanda kısmi çökmelerin oluştuğu ve mevcut durumun çevre binalar için tehlike arz ettiği gözlenmiştir. Bölgede, heyelan tetikleyici parametrelerden taç kısmını yüklenmesi günümüzde de devam etmekte, yeraltı suyu değişimine yönelik tedbirler bulunmamakta ve yüksek ivme değerlerine ulaşabilecek bir deprem tehlikesi bulunmaktadır (Dalgıç, vd., 2010). Bu çalışmada, heyelanın daha kuzeye hareket etme potansiyeli arazi ve laboratuvar verileri ile araştırılmış ve alınması gereken önlemler üzerinde durulmuştur. Bu amaçla, sondaj, laboratuvar, yeraltısuyu ölçümü ve kayma düzlemlerini belirlemek amacı ile inklinometre ölçüm verilerinden yararlanılmıştır. Çalışmanın hazırlanmasında başlıca iki veriden yararlanılmıştır. Birincil veriler Güler vd. (2005), ikincil veriler bu çalışma kapsamında yapılmıştır. Birincil veriler kapsamında arazinin heyelan özellikleri, 25 adet sondaj karot verisi ve 9 adet inklinometre verisi ve 12 adet yeraltısuyu ölçüm verisinden yararlanılmıştır. Bu çalışma kapsamında ise 8 adet sondaj karot verisi, laboratuvar verileri ve 5 adet kuyuda yapılan inklinometre ölçüm sonuçları değerlendirilmiştir (Şekil 1).

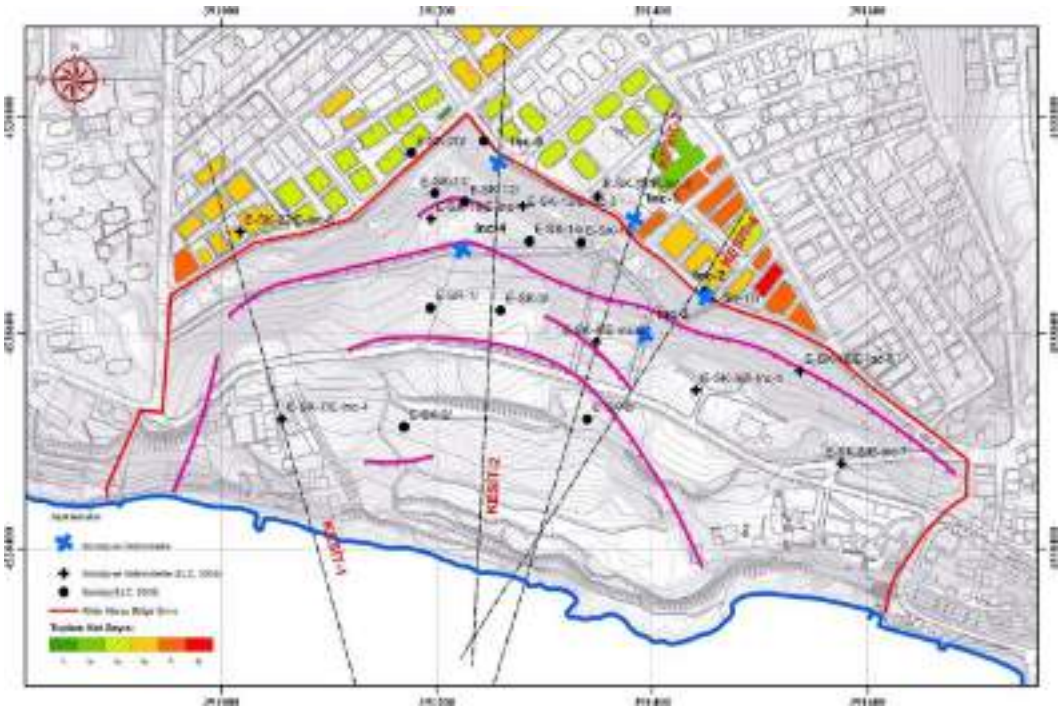
2. HEYELANIN JEOLOJİSİ VE MÜHENDİSLİK JEOLOJİSİ

Avcılar Ambarlı Heyelanı, yaklaşık 700 m uzunluğa ve 350 m genişliğe sahip 216.000 m^2'lik bir alanı etkilemektedir. Çalışma alanı ve çevresi, kuzeyinde D100 karayolu boyunca uzanan sırttan, güney sınırını belirleyen Marmara Denizine doğru eğimli bir morfoloji sergilemektedir. Tipik bir eski heyelan topografyasını sergileyen Afete Maruz Bölgede kotlar 0 ile 45 m arasında değişmektedir. Heyelanın taç kısımlarında eğim %30–%60 arasında, heyelanın çökme, kabarma ve akma bölgesinde ise eğimler % 5 ile %10 arasında değişmektedir. Heyelan alanı güney sınırında yaklaşık 550 m genişlikte bir hat boyunca Marmara Denizi batimetrisi Güler vd. (2005) tarafından incelenmiş ve deniz tabanının ortalama eğimi %2.25 hesaplanmıştır. Deniz tabanında heyelana ait veri saptanmamasına karşın bu verilerin denizel akıntılarla yok edildiği şeklinde araştırmacılar tarafından yorumlanmıştır. Ana kayma düzlemi alanın kuzey ve batı sınırı boyunca ani topografik farklılıklar ve yer yer de halen gelişimini sürdüren yüzey deformasyonları ile izlenebilmektedir.

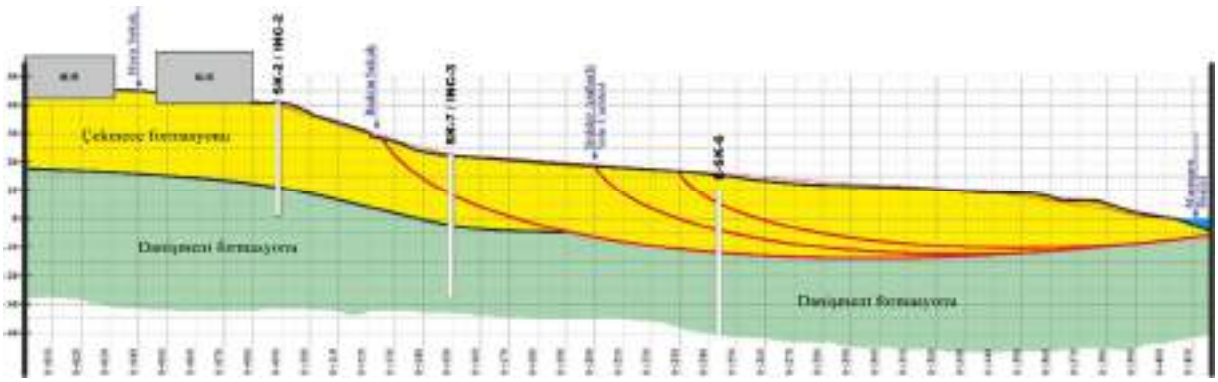
İnceleme alanında 6.0 m kalınlığına varan yapay dolgu malzemesi bulunmaktadır. Yapay dolgu bazı kesimlerde beton ve asfalt parçalı kil – kum, bazı kesimlerde bina yıkımı sonucu ortaya çıkan beton bloklar ve altında yine beton parçalı kil – kum, bazı kesimlerinde ise çakıl, kil ve silt boyu malzemelerden oluşmaktadır. Yapay dolgu altında Çekmece formasyonu açık kahverengi, orta katı – sert, kil – siltli kil birimleri (CH) yer almaktadır. Alanda Çekmece formasyonu yer yer kireçtaşı, marn ve siltli kum ara düzeylerle (SM) temsil edilmektedir. Bu birimin Danişment formasyonun dokanağı ise killi çakıl veya çakıllı kil düzeyler ile temsil edilmektedir. Çekmece formasyonu altında, Danişment formasyonuna ait yeşil – açık kahverengi, yer yer çakıllı, tüf ara seviyeli katı – sert kil (CH) birimleri bulunmaktadır (Şekil 2). Afete Maruz Bölge içerisinde Danişment formasyonu – Çekmece formasyonu çoğunlukla kayma düzlemi sınırlıdır. İnceleme alanında, yeraltı suyu seviyesi derinliği 7.0 m ile 10.0 m arasında değişmektedir.

Bölgedeki heyelanlar, Pleyistosen'de etkili olmaya başlayan buzul dönemlerinde vadilerin derine kazma aşamasındaki genişlemeler ve vadiler derinleştikçe dikleşen vadi yamaçları stabilitesini koruyamamış ve heyelanlar meydana gelmiştir (Arpat, 1999). Günümüzde ise Avcılar bölgesi 17 Ağustos 1999 depreminde yoğun olarak etkilenmiştir (Dalgıç, 2004). Bu deprem etkilenmesi sonucu incelemeye konu olan eski heyelan 2004 ilkbaharında, yaklaşık 5 yıl içerisinde rezidüel zemin parametrelerindeki azalmalar sonucu harekete geçtiği düşünülmektedir.

İnceleme konusu heyelan Güler vd. (2005) verilerine göre, 2004 yılının ilkbaharında aktivite kazanmış, heyelanın kuzeyinde sınırlı bir alanda birinci kayma düzlemleri yüzeyde görülmeye başlamıştır. Bu yılın Aralık ayına kadar birinci kayma düzlemi çatlakların büyümesine devam etmiş heyelanın kuzey sınırındaki çatlaklar oluşmuştur. 2005 yılı Ocak ayı sonlarında ise heyelanın güneyinde, güney doğu doğrultulu ikinci bir kayma düzlemi izlenmiştir. 2005 Şubat sonlarında ise birinci kayma düzleminin kuzey batısında bir üçüncü kayma düzlemi daha belirlenmiştir. Alanın kuzey kesimi boyunca izlenen kayma düzleminin yüzeydeki izinde 2005 yılı sonu itibari ile 1 m'ye varan yer değiştirmeler saptanırken, güneyde bulunan yüzey kırığında gerçekleşen yer değiştirme 1.20 m seviyesinde ölçülmüştür.



Şekil 1. İnceleme alanı sondaj ve inklinometre ölçüm noktaları, kesit hatları, heyelan yüzey izleri (Güler, vd. 2005'ten değiştirilerek) ve etki alanındaki yapılara ait toplam kat adetleri.



Şekil 2. Kesit – 4 hattı boyunca heyelan alanının sadeleştirilmiş jeoloji enine kesiti.

3. JEOTEKNİK ÇALIŞMALAR VE DEĞERLENDİRMELER

İncelenen heyelan içerisinde sondaj çalışmaları sırasında arazi deneyleri olarak standart penetrasyon deneyi ve presiyometre deneyleri yapılmıştır. Bu çalışma kapsamında yapılan laboratuvar çalışmalarında 8 adet sondajdan alınan 57 adet örselenmiş ve örselenmemiş örneklerin su içeriği, birim hacim ağırlık, atterberg limitleri, tane dağılımı, kohezyon ve içsel sürtünme açısı özellikleri incelenmiştir. Ayrıca, inceleme alanında yapılan inklinometre ölçümleri ve stabilite analizleri bu çalışma kapsamında değerlendirilmiştir.

3.1. Arazi ve Laboratuvar Deneyleri

Standart penetrasyon deneylerinde Çekmece formasyonun kil ve killi siltli seviyelerinde 13, çakıllı düzeylerinde ise 29 en küçük SPT N_{30} değerleri, Danışmen formasyonuna ait birimlerinde kil ve killi siltli seviyelerinde 24, çakıllı düzeylerinde ise 26 en küçük SPT N_{30} değerleri elde edilmiştir. Tüm formasyon ve litolojilerde en büyük SPT N_{30} değerleri 50'den büyük olarak belirlenmiştir. Presiyometre deneyleri Güler vd. (2005) tarafından yapılan çalışma ile belirlenmiştir. Bu çalışmaya göre beş noktada,

7.5 m ile 63.0 m derinlikleri arasında 20 adet deney yapılmış ve zeminlerin net limit basınçları 460 kN/m^2 ile 2580 kN/m^2 arasında değiştiği belirlenmiştir.

Laboratuvar verilerinden yararlanılarak zeminler sınıflandırılarak, elde edilen sonuçların, formasyon bazlı, en düşük, en yüksek ve ortalama değerleriyle Çizelge 1, Çizelge 2 ve Çizelge 3'de verilmiştir.

Çizelge 1. Zeminlerin, doğal su içeriği, çakıl, kum ile silt+kil oranı, Atterberg limitleri, formasyon ve zemin sınıfları.

Derinlik (m)	w_n	**Elek Analizi**			**Atterberg Limitleri**			**Formasyon / Zemin Sınıfı**
		Çakıl	**Kum**	**Silt + Kil**	W_L	W_P	I_P	
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	
Örnek Sayısı	33	22	22	22	23	20	20	**Çekmece / (CH, SM, GC)**
En Düşük	10.20	0.00	1.63	4.34	25.00	21.30	3.70	
En Yüksek	31.60	45.53	95.66	98.37	64.10	27.30	38.40	
Standart Sapma	6.45	9.50	30.14	33.52	9.30	1.71	7.83	
Ortalama	26.17	2.55	18.42	79.04	58.60	25.50	33.10	
Örnek Sayısı	22	9	9	9	9	8	8	**Danişmen / (CH, SP)**
En Düşük	13.70	0.00	1.05	4.16	27.80	17.40	10.40	
En Yüksek	30.30	15.53	95.84	98.95	65.00	26.60	38.60	
Standart Sapma	3.60	5.41	32.73	34.09	12.26	2.95	9.37	
Ortalama	26.79	3.16	20.50	76.34	56.66	24.54	32.13	

Çizelge 2. Zeminlerin doğal su içeriği (w_n), doğal, kuru, tane ve su altındaki birim hacim ağırlıkları, porozite (n), boşluk oranı (e), ve doygunluk derecesi (S).

Derinlik (m)	w_n	γ_n	γ_k	γ_s	γ_d	γ_A	N	E	S	**Formasyon / Zemin Sınıfı**
	(%)			(kN/m^3)			(%)	(%)	(%)	
Örnek Sayısı	33	35	35	18	35	35	35	35	35	**Çekmece / (CH, SM, GC)**
En Düşük	10.20	18.2	14.3	25.0	18.7	8.7	34.78	53.34	48.35	
En Yüksek	31.60	19.9	16.5	27.6	20.0	10.0	45.99	85.15	99.66	
Standart Sapma	6.45	0.5	0.6	0.9	0.4	0.4	4.19	11.72	20.51	
Ortalama	26.17	19.2	15.3	26.4	19.5	9.5	41.84	72.78	85.16	
Örnek Sayısı	22	22	22	11	22	22	22	22	22	**Danişmen / (CH, SP)**
En Düşük	13.70	18.2	14.8	25.2	19.2	9.2	36.69	57.94	59.68	
En Yüksek	30.30	20.0	16.0	27.6	19.9	9.9	45.38	83.10	99.68	
Standart Sapma	3.60	0.4	0.3	0.8	0.2	0.2	2.43	7.07	11.55	
Ortalama	26.79	19.4	15.3	26.4	19.5	9.5	42.04	72.83	91.53	

Laboratuvar çalışmaları kapsamında elde edilen sonuçlarda ise indeks deneyler kapsamında elde edilen sonuçlarda stabilite analizlerini etkileyecek bir değer farklılığı belirlenememesine karşın, tek eksenli basınç deneyleri sonucu elde edilen drenajsız kayma mukavemeti parametrelerinde belirgin farklılıklar ortaya çıkmıştır. Drenajsız koşullarda en düşük kohezyon değeri (c_u), Çekmece formasyonunda 81.6 kN/m^2, Danışmen formasyonunda ise 146.6 kN/m^2 belirlenmiştir (Çizelge 3). Çalışmada, yapılan arazi ve laboratuvar verileri kullanılarak, heyelan önlemeye yönelik değerlendirmelere ve alanın üç boyutlu yorumlanmasına imkân tanıyacak şekilde, 4 farklı doğrultuda jeoloji enine kesitleri oluşturulmuştur. Alanın jeoteknik yapısını, heyelan mekanizmasını ve en kritik stabilite koşullarını ortaya koyacak olan Kesit – 4 temsilci seçilmiş ve güzergâhlar Şekil 1'de kesit ise Şekil 2'te verilmiştir. Stabilite analizlerinde kullanılan temsilci toplam ve efektif parametreler Çizelge 4'te verilmiştir. Parametrelerin seçiminde laboratuvar sonuçları, geri analiz yöntemi ve Gibson (1953) ampirik yöntemi kullanılmıştır.

Çizelge 3. Zeminlerin, tek ve üç eksenli basınç deneyleri ile kesme deneyleri sonucu kohezyon ve içsel sürtünme açılarının formasyonlara göre dağılımı.

Derinlik (m)	**Tek Eksenli Basınç Deneyi**		**Direk Kesme Deneyi**		**Rezidüel Kesme Deneyi**		**Üç Eksenli Basınç Deneyi**		**Formasyon / Zemin Sınıfı**
	q_u (kPa)	c_u (kPa)	c_p (kPa)	ϕ_p (^{0})	c_r (kPa)	ϕ_r (^{0})	C (kPa)	Φ (^{0})	
Örnek Sayısı	18	18	17	17	10	10	14	14	**Çekmece / (CH, SM, GC)**
En Düşük	163.21	81.61	3.23	12.18	18.71	11.36	62.29	9.83	
En Yüksek	591.38	295.69	147.77	26.05	79.87	20.57	185.77	18.58	
Standart Sapma	121.11	60.55	56.39	3.75	18.17	2.38	29.55	2.69	
Ortalama	387.37	193.68	77.12	20.71	47.12	16.52	130.15	13.69	
Örnek Sayısı	9	9	10	10	9	9	9	9	**Danişmen / (CH, SP)**
En Düşük	293.20	146.60	4.73	13.23	13.72	11.24	45.65	9.50	
En Yüksek	665.33	332.66	163.75	26.74	96.35	19.48	203.84	20.19	
Standart Sapma	153.50	76.75	52.73	4.19	26.03	2.63	44.65	2.85	
Ortalama	467.31	233.66	91.66	19.00	50.82	15.30	144.90	13.21	

Çizelge 4. Temsilci jeoteknik parametreler.

Formasyon	**Doğal Birim Hacim Ağırlığı**	**Doygun Birim Hacim Ağırlığı**	**Statik Analiz**		**Dinamik Analiz**		
			Kohezyon	**İçsel Sürtünme Açısı**	**Kohezyon**	**Kohezyon Değişimi**	**En Büyük Kohezyon**
	kN/m³	*kN/m³*	*kN/m²*	*(^{0})*	*kN/m²*	*kN/m²/m*	*kN/m²*
Çekmece	17	18	0	16	80	16	150
Danişmen	18	19	0	25	146	20	250

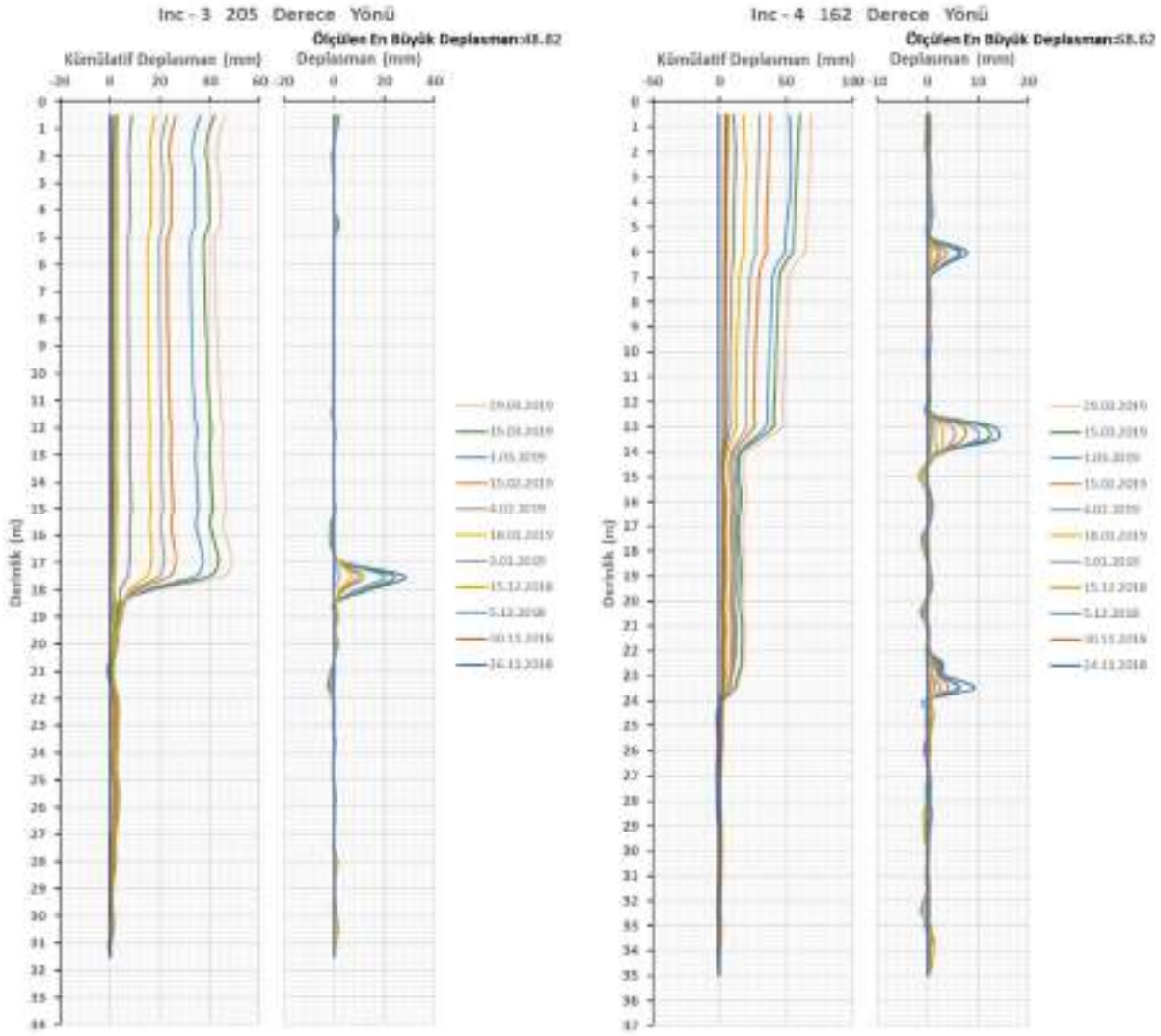
3.2. İnklinometre Ölçümleri Değerlendirmesi

Çalışma alanında, Güler vd. (2005) tarafından Şubat 2005 – Mart 2005 ve tarafımızca Aralık 2018 – Mart 2019 olmak üzere iki farklı dönemde, 14 adet kuyuda inklinometre ölçümü yapılmıştır. Güler vd. (2005) tarafından yapılan 9 noktadaki inklinometre ölçümleri ve diğer ölçüm yöntemleri ile 13.0 m ile 40.0 m arasında değişen derinliklerde, 100 mm'ye varan deplasmanlarla, kayma düzlemleri belirlenmiştir. Hareket hızlarının ise 2 mm/gün ile 5 mm/gün arasında olduğu belirtilmiştir (Yüzer vd., 2005).

Bu çalışma kapsamında, 5 kuyuda yapılan inklinometre ölçümlerinde 5.0 m ile 24.0 m arasında değişen derinlikte kayma düzlemleri tespit edilmiştir. Heyelan alanı dışındaki Inc – 1 kuyusunda 5.0 m derinlikte tespit edilen kayma yapay dolgu ve Çekmece formasyonu birimlerinin sınırında meydana gelmektedir. Inc – 3 ve Inc – 4 kuyularında ise sırasıyla 1 ve 3 adet kayma düzlemi belirlenmiştir. Bu kayma düzlemlerinin derinlikleri Inc – 3 kuyusunda 18.5 m, Inc – 4 kuyusunda ise 6 m, 14 m ve 24 m seviyelerindedir (Şekil 3). En büyük kümülatif deplasmanlar, Inc – 1 kuyusunda 10.89 mm, Inc – 2 kuyusunda 4.55 mm, Inc – 3 kuyusunda 48.82 mm, Inc – 4 kuyusunda 68.62 mm ve Inc – 5 kuyusunda 5.46 mm dir. Kuyulardaki kümülatif deplasman hız hesaplarına göre; Inc – 1 kuyusunda maksimum deplasman hızı 0.086 mm/gün, Inc – 2 kuyusunda 0.037 mm/gün, Inc – 3 kuyusunda 0.397 mm/gün, Inc – 4 kuyusunda 0.549 mm/gün ve Inc – 5 kuyusunda 0.044 mm/gün 'dür. Hareketler yamaç eğimi yönünde olup, ortalama Inc – 1 kuyusunda 172^{0}K, Inc – 2 kuyusunda 207^{0}K, Inc – 3 kuyusunda 205^{0}K, Inc – 4 kuyusunda 162^{0}K ve Inc – 5 kuyusunda ortalama 260^{0}K dir.

Enine kesitlerde kayma düzleminin 30.0 m derinliğe ulaştığı görülmektedir. Taç çizgisi büyük çaplı bir yay biçiminde, kayma yüzeyi yarı spiral biçimlidir. Heyelan, etkili olduğu alan açısından Derek H. Cornforth (2005) sınıflamasına göre "çok büyük heyelan" dır. Cruden ve Varnes (1996) heyelan hızı sınıflamasına göre, heyelan Güler vd. (2005)'e göre 5 mm/gün değeri ile aşırı hızlı sınıfındadır. Çalışma kapsamındaki Aralık 2018 – Mayıs 2019 ayları arası ise Afete Maruz Bölge sınırı dışında bulunan Inc – 1 kuyusunda hız çok yavaş, Inc – 2 ve Inc – 5 kuyusunda son derece yavaş sınıftadır. Alan içinde yapılmış olan Inc – 3 ve Inc – 4 ölçümlerinde ise, tespit edilen kayma düzlemlerine bağlı hareket eden blok hızları çok yavaş sınıftadır. Çalışma kapsamında yapılan hesaplamalar, alan içerisinde hareketin

çok yavaş hızlarla, alan dışında ise son derece yavaş hızlarla devam ettiğini göstermektedir. En kuzeyde bilinen heyelan sınırının da daha kuzeyinde hareketlerin saptanmış olması, çalışma alanında gerileyen tipte bir heyelan mekanizmasının aktif bir şekilde etkili olduğu sonucunu ortaya çıkartmaktadır.



Şekil 3. Inc – 3 ve Inc – 4 derinlik – deplasman grafikleri.

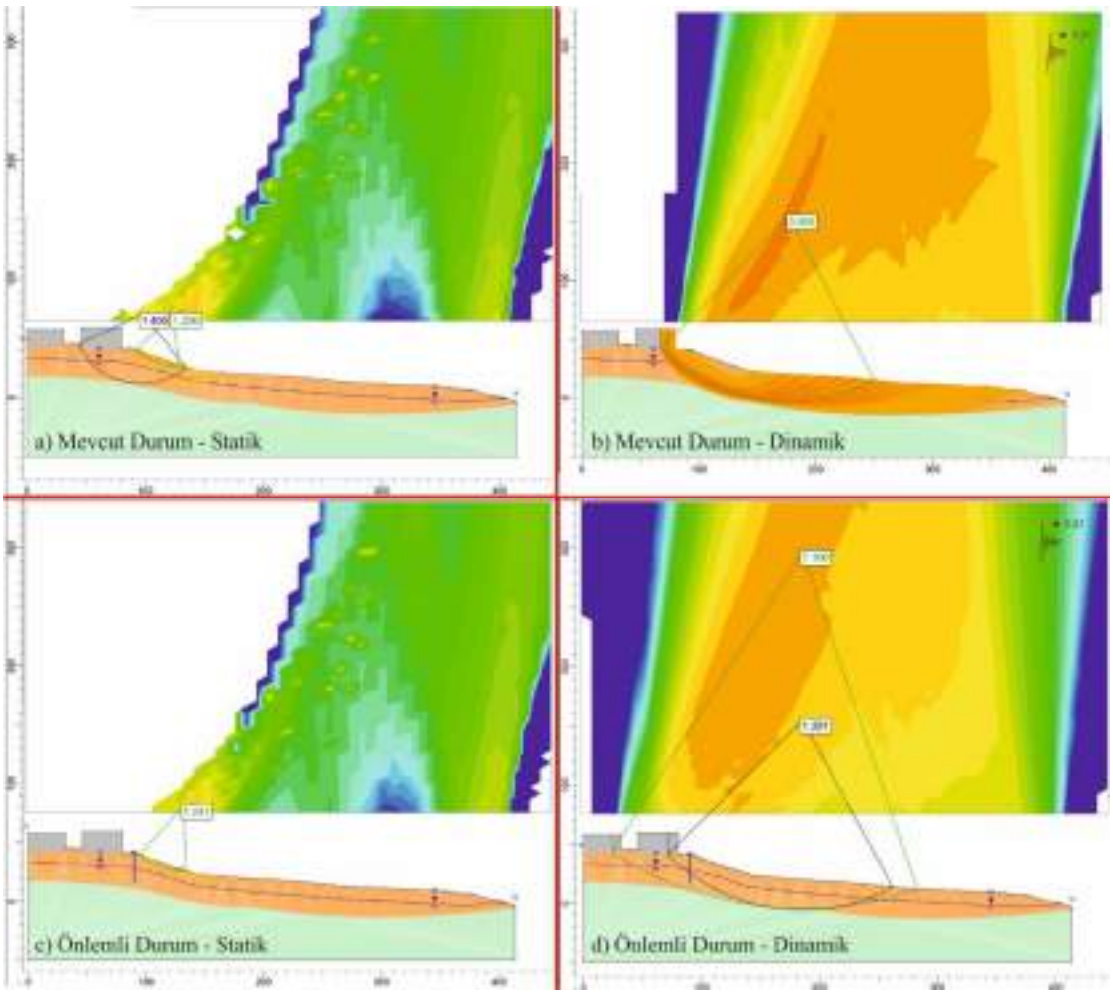
3.3. Stabilite Analizleri

Çalışma alanında Çizelge 4'te verilen jeoteknik parametreler kullanılarak, Afete Maruz Bölge kuzey sınırındaki stabilite durumunu ortaya koyacak şekilde, stabilite analizleri gerçekleştirilmiştir. Bu analizler sonrasında önerilen iksa sistemi ile analizler tekrarlanarak güvenlik koşullarındaki değişim tanımlanmıştır. Analizlerde, limit denge yöntemi ile hesap yapan Slide 6.0 yazılımı kullanılmıştır. Analizlerde, gerileyen tipte heyelanın etki alanındaki yapıların, toplam kat adetleri kullanılmış ve her bir katı için 20 kN yük değeri temsilci olarak alınmıştır. Dinamik durum analizlerinde en büyük yer ivmesi PGA=0.534 g olarak alınmış ve buna bağlı olarak, yatay deprem yükü katsayısı 0.27, düşey deprem yükü katsayısı ise 0.13 kullanılmıştır. Elde edilen güvenlik sayıları, TS 8853 kriterlerine göre değerlendirilerek, güvenlik sayısı limiti statik durum için Fs=1.5, dinamik durum için ise Fs=1.1 olarak alınmıştır.

Stabilite analizleri, statik ve dinamik durumları yansıtacak şekilde ayrı ayrı yapılmış, her durumda da güvenlik kriterlerini sağlamayan alanlar belirlenmiştir. Buna göre; 4 farklı analiz durumu için elde edilen sonuçlar Çizelge 5'te, temsilci kesit örnekleri ise Şekil 4'te verilmiştir. Mevcut durum analiz sonuçlarına

göre Kesit – 1, Kesit – 2, Kesit – 3 ve Kesit – 4 doğrultularında stabilite problemleri Afete Maruz Alan alanı dışına uzanmaktadır (Çizelge 5). Afete Maruz Bölge kuzeyi, yapılan mevcut durum stabilite analizleri sonuçlarına göre, gerekli güvenlik şartlarını sağlamamakta, kısmen yollar, kısmen çevre yapılar stabilite problemli alanlar içerisinde kalmaktadır. Kayma düzlemlerinin yüzey izleri, günümüzde izlenen deformasyonlar ve inklinometre ölçümlerinde tespit edilen deplasmanlar ile hesaplanan hızlar bu durumu destekler niteliktedir.

Bu çalışmada, stabilitenin sağlanabilmesi amacıyla uygulanabilirliği mümkün olan, konsol çalışan, forekazık eleman yapısı değerlendirmeye alınmıştır. Bu sistem, Afete Maruz Alan sınırına uygulanacak şekilde, Φ=120 cm çapında ve 30 m boyunda tasarlanarak mevcut durum stabilite analizleri yenilenmiştir. Önerilen iyileştirme yöntemi ile oluşan yeni modeller ile statik ve dinamik koşullar için stabilite analizleri tekrarlanmış ve elde edilen sonuçlar Çizelge 5'te, temsilci kesit örneği ise Şekil 4'te verilmiştir. Önerilen iyileştirme yöntemi ile gerçekleştirilen analiz sonuçlarına göre, statik durumda; Kesit – 1, Kesit – 2 ve Kesit – 4, dinamik durumda; Kesit – 3 güvenlik kriterlerini sağlamamaktadır. Ancak; gerekli limitlerden düşük olarak hesaplanan güvenlik sayıları ve bu güvenlik sayılarının belirlendiği olası kayma daireleri, Afete Maruz Bölge içerisinde kalmaktadır. Analiz sonuçları, Afete Maruz Alan sınırı kuzeyi odaklı değerlendirildiğinde; önerilen forekazık sisteminin, stabilite koşullarını arttırmaya yönelik başarılı sonuçlar verdiği belirlenmiştir.



Şekil 4. Kesit – 4 güzergâhı mevcut ve önlemli durum statik ve dinamik stabilite analizleri.

Çizelge 5. Stabilite analizi sonuçları ve sınır güvenliği.

	Mevcut Durum			**Önlemli Durum**		
Kesit No	**Statik Durum** *(F_s)*	**Dinamik Durum** *(F_s)*	**Sınır Güvenliği Sorunu**	**Statik Durum** *(F_s)*	**Dinamik Durum** *(F_s)*	**Sınır Güvenliği Sorunu***
Kesit – 1	1.26	0.81	Var	1.26**	1.16	Yok
Kesit – 2	1.11	0.98	Var	1.11**	1.13	Yok
Kesit – 3	1.04	0.10	Var	1.51	1.06**	Yok
Kesit – 4	1.20	0.95	Var	1.24**	1.10	Yok

** Sınır Güvenliği Sorunu: Afete Maruz Bölge Sınırı Dışında Etkin Stabilite Sorunu Var / Yok ** Afete Maruz Alan içinde*

4. SONUÇLAR

İstanbul Avcılar Ambarlı Heyelanı'nın kuzey sınır boyunca yer alan yapılara olumsuz etki potansiyelinin belirlenmesi amacıyla bu çalışma yapılmıştır. Alanda, 2005 yılında yapısal hasarlara neden olan deformasyonlarla ortaya çıkan heyelan kütlesi, halen çok yavaş hızlarla güney yönde hareketini sürdürmektedir. Heyelanın taç kısmı kuzeyinde, heyelan alanı dışında Çekmece formasyonundaki hareketler 0.5 mm/ay hızla son derece yavaş olmasına karşın yüzeyde yapay dolgu bulunan kesimlerdeki hızı 2.5 mm/ay değerlerindedir. Heyelan alanı içerisinde ise; hareket hızları, yapay dolguda 15 mm/ay, bu birim altındaki ana zeminde ise 9 mm/ay değerlerine varan seviyelerde belirlenmiştir. Mevcut durumda statik ve dinamik stabilite analizlerine göre, güvenlik sayıları 1.0 değerlerine kadar düşmekte olup, heyelan alanı kuzeyi gerekli güvenlik koşullarını sağlayamaz durumdadır. Gerileyen türde bir heyelan mekanizmasına sahip Avcılar Heyelanı kuzeyinde, önlem alınmaması durumunda mevcut yapılarda can ve mal kayıplarının yaşanması kaçınılmaz olacaktır. Afete Maruz Bölge olarak ilan edilmiş heyelan alanı kuzey sınırında, 120 cm çap ve 30 m boyunda fore kazıklar ile oluşturulacak bir sistem, yapılan limit denge analizlerine göre, bölge kuzeyi için hesaplanan güvenlik sayılarını, statik durumda 1.5, dinamik durumda ise 1.1'den büyük değerlere ulaştıracaktır. Çalışmada, önerilen forekazık sisteminin, limit denge analizlerine göre, kuzey alanın güvenlik koşullarını, gerekli güvenlik limitlerinin üzerine çıkarmakta etkili olduğu belirlenmiştir. Ancak; çalışma kapsamında önerilen forekazık sisteminin yanal toprak basınçları altındaki gerilme – deformasyon durumu değerlendirilmemiş olup, önlem öncesi, bu durumun ayrıca değerlendirilmesi gerekmektedir.

5. KAYNAKLAR

Arpat, E., 1999. Büyükçekmece ile Küçükçekmece (İstanbul) heyelanlarının genel özellikleri ve yarattıkları başlıca sorunlar, 52. Türkiye Jeoloji Kurultayı Bildiriler Kitabı, Ankara, 10-12 Mayıs, 17 – 23.

Cornforth, D., 2005. Landslides in practice:investigation, analysis, and remedial/preventative options in soils. Wiley.

Cruden, D. M., Varnes, D. J., 1996. Landslide types and processes, in Landslides: investigation and mitigation. Transportation research board special report, 276, 36 – 75.

Dalgıç, S., 2004. Factors affecting the greater damage in the Avcılar area of Istanbul during the 17 August 1999 Izmit earthquake. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 63(3), 221–232.

Dalgıç, S., Turgut, M., Kuşku, İ. 2010. Büyükçekmece ile Küçükçekmece arasındaki heyelanların oluşmasında hazırlayıcı ve tetikleyici parametrelerin değerlendirilmesi. Uygulamalı Yerbilimleri Dergisi, 2, 56–73.

Gibson R. E., 1953. Experimental Determination of the True Cohesion and True Angle of Internal Friction in Clay, Proc. 3rd Int. Conf. ISSMFE Zurich, Vol 1, pp 126-130.

Güler, E., Yüzer, E., Eyidoğan, H., Gürbüz, C., Öngür, T., Osmanoğlu, U., Oran, S., Bingöl, H., 2005. İstanbul Avcılar İlçesi Ambarlı Mahallesi Güneyindeki Zemin Hareketlerine Yönelik (Ayrıntılı Jeolojik-Jeoteknik) Duraylılık Etüdü. ELC Group Mühendislik ve Müşavirlik Ltd. Şti. İstanbul.

Yüzer, E., Güler, E., Baş, M., Osmanoğlu, U., 2005. İstanbul Avcılar – Ambarlı Heyelanının Kinematiği. İstanbul'un Jeolojisi Sempozyumu 2, Kadir Has Üniversitesi Cibali Kampüsü, İstanbul. 60–69.

Bir Atık Barajının Şev Stabilitesinin Limit Denge Yöntemi ile Değerlendirilmesi: Vaka Çalışması

Evaluation of Slope Stability of a Waste Dam by Limit Eequilibrium Method: A Case Study

Muhammed MAHMUDİ[1,*], Semih ÇAKICI[2]

[1] *Ege Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İzmir, Türkiye*
[2] *Ege Temel Sondajcılık San.ve Tic. Ltd.Şti., İzmir, Türkiye*
*(*mu.mahmudi@hotmail.com)*

ÖZ: Bu çalışmada Uşak İli, Deri Karma Organize Sanayi Bölgesi, deri atık depolama barajında meydana gelen şev kayması model analizleri ile incelenmiştir. Analizler Slide yazılımı ile limit denge yöntemine göre yapılmıştır. İlk aşamada stabilite analizleri kayma öncesi durumu için kritik bir kesit boyunca gerçekleştirilmiştir. Analizler sonucu elde edilen kayma yüzeyi ile sahada oluşan kayma yüzeyi arasında uyumluluk gözlenmiştir. Daha sonra, kayma sonrası dolgu baraj kütlesinin şev duraylılık güvenliği incelenmiştir. Son olarak, temel duraylılık analizinden elde edilen sonuçlara göre, depolama alanının güvenli ve elverişli kullanımı için önerilen çeşitli geometri durumları araştırılmıştır. Genel bir sonuç olarak, geometri ve yükleme koşullarının dolgu şevlerin ve atık barajların duraylılık durumlarında önemli bir kriter olduğu gösterilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Dolgu baraj, atık barajı, şev stabilitesi

ABSTRACT: *In this study the slop failure of the waste dam in Uşak District, leather Karma Organized Industrial Zone was invastigated by model analysis. Analysis were performed with the slide software according to the limit equilibrium method. In the first stage, stability analysis were performed on a critical section in the pre-failure condition. It was shown a good agreement between the slip surface obtained from analysis and the slip surface occured in the field. Subsequently, the slope stability safety of the mass of fill dam was investigated in the after slope failure condition. Finally, according to the results obtained from fondamental analysis, various suggested geometry situations were investigated for a safe and convenient use of the storage area. As a general conclusion, it has been shown that the geometry and loading conditions are an important criteria on the stability conditions of fill slopes and waste dams.*

Keywords: *Embankment dam, waste dam, slope stability.*

1. GİRİŞ

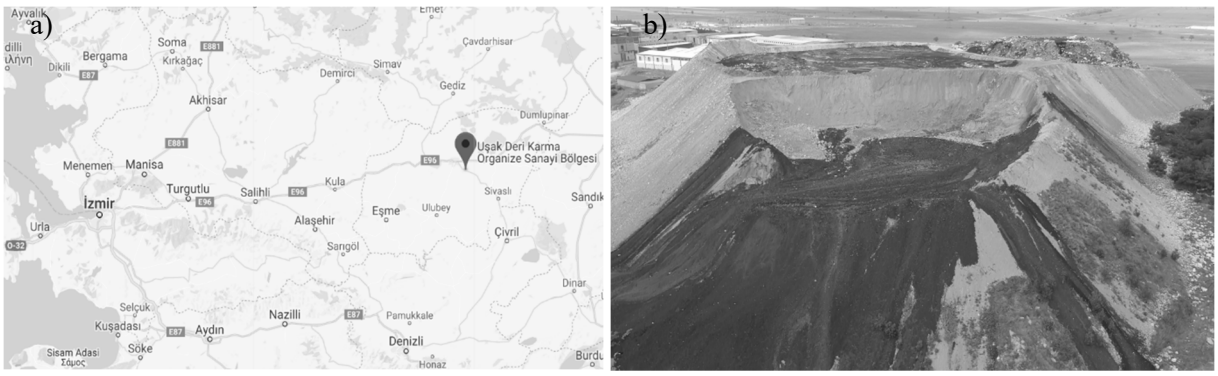
Gerek dolgu şevlerde gerekse doğal şevlerde oluşabilen stabilite problemleri ciddi can kayıplarına ve mal zararlarına yol açabilmektedir. Dolgu şevler ve dolgu barajlarında, yeraltı suyu, geometri, yükleme (gerilme) koşulları değişimi gibi çeşitli nedenlerden dolayı aniden göçebilirler. Bu yüzden özellikle dolgu yapılarda kullanım ömrü boyunca tasarım dışında kalan herhangi bir koşulların değişimi durumunda yeniden analizlerin yapılması ve stabilite emniyet katsayısının sağlanması gereklidir. Şevlerde stabilite emniyet katsayısı, elastik teoriye dayanan limit denge yöntemleri (İsveç Dilim, Bishop, Janbu, Morgenstern ve Price, Spencer vb) ve sonlu elemanlar yöntemi gibi çeşitli yollardan elde edilebilir. Şevlerin limit denge yöntemleri ile analizine yönelik literatürde birçok çalışma mevcuttur (Duncan ve Wright, 2005). Emniyet katsayısının elde edilmesi için kullanılan yöntemlerden bağımsız olarak analizlerde depremsellik, şevi oluşturan malzemenin özellikleri, yeraltı suyu durumu ve temel zeminin özellikleri dikkate alınmalıdır. Bu temel veriler sayesinde oluşturulan modellerde yapılan şev analizleri ile kayma yüzeyleri ve emniyet katsayısı elde edilebilir. Bu çalışma kapsamında Uşak İli, Deri Karma Organize Sanayi Bölgesi, deri atık depolama alanında meydana gelen şev kayması model analizleri ile incelenmiştir. Güvenlik tedbirlerin alınması ile birlikte atık alanının tekrardan kullanılabilmesi için düşünülen çeşitli durumlar değerlendirilmiştir. Bu doğrultuda inceleme alanının olabildikçe gerçek modelini oluşturabilmek için gerekli veriler, topoğrafik ölçümleri, saha incelemeleri, sondaj çalışmaları ve laboratuvar deneyleri yardımı ile elde edilmiştir. Analizler Slide yazılımında limit denge yöntemi ile yapılmıştır. İlk aşamada stabilite analizleri kayma öncesi durumu için kritik bir kesit boyunca gerçekleştirilmiştir. Kritik kesit boyunca model analizlerden elde edilen kayma yüzeyi ile

sahada oluşan kayma yüzeyi arasında uyumluluk gözlenmiştir. Daha sonra aynı kesit için kayma sonrası şev duraylılık analizleri gerçekleştirilmiştir ve analizlerden elde edilen sonuçlara göre depo alanının elverişli bir şekilde kullanılabilmesi amacıyla çözüm olarak çeşitli geometriler önerilmiştir.

2. İNCELEME ALANININ TANITILMASI

2.1. İnceleme Alanının Mühendislik Jeolojisi

İnceleme alanı Uşak Deri Organize Sanayi Bölgesi, Uşak-Denizli Karayolunun 7 kilometresinde yer almaktadır (Şekil 1a). İnceleme alanı, Uşak ili kuzeyinde yer alan Gediz, Demirci, Simav, Şaphane ve Altıntaş arasında uzanan hareketli faylar güneyinde yer almakta olup, Türkiye Deprem Bölgeleri Haritasına göre 2. derece deprem bölgesi içerisinde yer almaktadır. Uşak yöresinde Tersiyer ve Kuvaterner yaşlı karasal çökeller ve volkanik ürünler geniş olanlarda yüzeylenmektedir (Ercan vd., 1978). İnceleme alanı yapay olarak oluşturulan eğimli dolgulardan ve atık malzemelerden oluşmaktadır. Atık depolanması sonucu artan yanal yüklerden dolayı ön depo alanında aniden bir şev kayması meydana gelmiştir (Şekil 1b). Şev kayma sonrası şevin diğer yönlerde de olası kaymaları önlemek amacıyla doğru bir karar olarak hızlı bir şekilde destek dolgusunun oluşturulmasına başlanmıştır. Aynı anda dolgu şevin kayma sonrası stabilite durumunu ve depo alanının tekrardan kullanabilmesi için düşünülen geometrileri değerlendirmek amacıyla Ege Temel Sondajcılık San.ve Tic. Ltd. Şti firması tarafından detaylı incelemeler ve analizlerin yapılması yürütülmüştür.

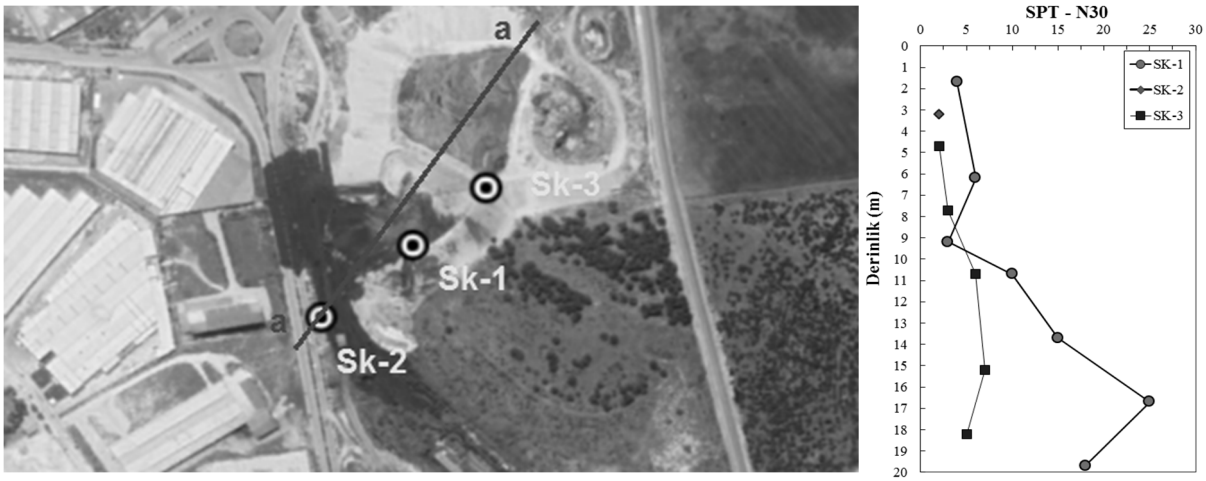


Şekil 2. (a) İnceleme alanı yer bulduru, (b) İnceleme alanı dolgu şev kayması.

2.2. Arazi Çalışmaları ve Laboratuvar Deneyleri

Şev duraylılık analizlerinin yapılması için ilk aşamada inceleme alanında mevcut dolgu ve temel zeminin özelliklerini ve derinliklerini tespit etmek amacıyla etüt çalışmalarına başlatılmıştır. Zemin etüt kapsamında analizler için düşünülen a-a kritik kesiti boyunca 3 adet sondaj kuyusu; Sk-1 =19.95 m, Sk-2=9.00 m, Sk-3=21.00 m olarak toplam 49.95 m derinlikte sondaj çalışması yapılmıştır (Şekil 2a). Sk-3 sondaj kuyusu dolgunun en yüksek kotunda (+591 kotu) ve Sk-2 sondaj kuyusu dolgunun başlangıç kotunda yapılmıştır. Sk-3 ile Sk-1 sondaj kuyularının başlangıç kotları arasında yaklaşık 11 m kot farkı bulunmaktadır.

Sondajlar sırasında uygun zeminlerde her 1.50 metrede standart penetrasyon deneyleri (SPT) yapılmıştır. Bu deneylerden elde elilen N_{30} değerlerinin derinlik boyunca değişimi Şekil 2b'de verilmiştir. Yapılan sondaj çalışmalardan alınan numunelere göre:
SK-1 nolu sondajda,
0.00-16.50 m arası Dolgu, 16.50-19.95 m arası Ayrışmış Killi Kireçtaşı,
SK-2 nolu sondajda,
0.00-4.50 m arası Dolgu, 4.50-9.00 m arası Ayrışmış Killi Kireçtaşı,
SK-3 nolu sondajda,
0.00-18.15 m arası Dolgu,18.15-21.00 m arası Ayrışmış Killi Kireçtaşı
birimleri gözlenmiştir. Ayrıca etüt alanında yapılan sondajlarda yer altı suyuna rastlanılmamıştır.



Şekil 2. Sondaj noktalarının uydu görüntüsü ve SPT N_{30} değerleri.

Sondajlar sırasında zeminlerden alınan örselenmiş ve örselenmemiş örnekler üzerinde su içeriği (w_n), doğal ve kuru birim hacim ağırlık (γ_n, γ_k) ve ayrıca zemin sınıflarını elde etmek üzere ASTM-D4318 standartlarına göre kıvam limiti deneyleri yapılmıştır. İnceleme alanında yer alan zeminlerin mukavemet özelliklerini tespit etmek amacıyla alınan örnekler üzerinde tek eksenli basınç dayanımı (q_u), üç eksenli basınç dayanımı ve kesme kutusu deneyleri (ASTM-D3080) yapılmıştır. Kaya zemin örneklerde nokta yük deneyi (I_{s50}) ASTM-D5731 standardına göre gerçekleştirilmiştir. Analizlerde kullanılan deney sonuçları Çizelge 1'de verilmiştir.

Saha dışından aktarılan ve dolgu tabakası için kullanılan zemin örneklerinden çuval örnekler (GN) alınarak birim hacim ağırlık deneyleri ve proktor deneyi ile permeabilite (k) deneyleri yapılmıştır. Ayrıca depolanan atıklardan bir poşet örnek alınarak birim hacim ağırlıkları elde edilmiştir. Deneyler sonucunda inceleme alanında gözlenen; Dolgu tabakasının: CH türü yüksek plastisiteli kil, MH türü yüksek plasitisiteli siltli zemin ve GC türü killi çakıl zeminlerden oluştuğu belirlenmiştir.

Çizelge 1. Analizlerde kullanılan laboratuvar deney sonuçları.

Sondaj No	Örnek	İndis özellikleri				Zemin sınıflaması	Mukavemet deneyleri			
	Derinlik (m)	γ_n (kN/m^3)	Atterberg limitleri				Is $_{(50)}$ (kN/m^2)	qu (kN/m^2)	Kesme kutusu deneyi	
			LL	PL	PI				c (kN/m^2)	φ (°)
SK-1	4.50-6.00	17.70	75	31	44	CH			13	9
	7.50-9.00	18.21	70	31	39	CH				
	9.00-10.50	17.98	62	32	30	MH				
	12.00-13.50	16.28	46	23	23	GC				
	18.00-19.50	17.08	48	24	24	CI		144.2		
SK-2	4.50-6.00						929			
SK-3	7.50-7.95		59	25	34	CH				
	8.00-10.50	18.85	45	21	24	GC		142.1		
GN-1	-	14.89	57	26	31	CH				

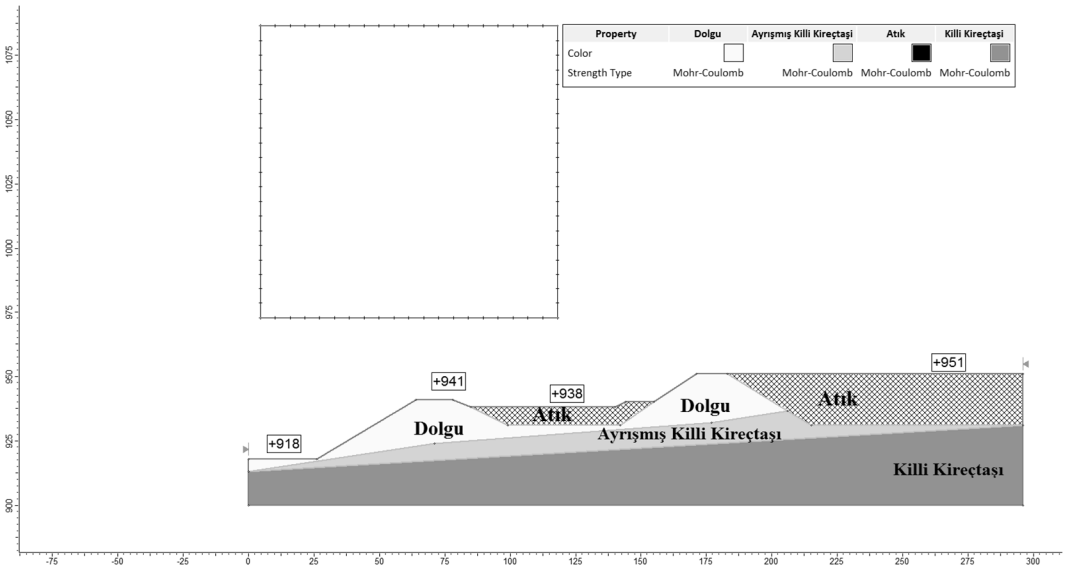
Temel zemin olarak ayrışmış kaya zeminlerin: Ayrışmış killi kireçtaşı biriminin CI türü orta plastisiteli kil zemin niteliğinde olduğu belirlenmiştir. Kayma mekanizmasını düşünerek analizlerde mukavemet parametreleri için kesme kutusu deney sonuçları tercih edilmiştir. Destek dolgusu için temin edilen

malzeme, kullanılmış mevcut malzeme ile aynı özellikte olduğu nedeni ile şev analizlerinde her iki malzeme için benzer dayanım parametreler tanımlanmıştır.

3. GEOMETRİ VE ŞEV STABİLİTE ANALİZLERİ

Şev stabilite analizlerinin gerçekleştirilebilmesi için şekil 2a'da gösterildiği gibi bir kritik kayma kesiti (a-a kesiti) seçilmiştir. Bu kritik kesit için bir temel geometri modeli oluşturulmuştur ve kütle duraylılık analizleri bu temel model üzerinde yapılmıştır. Şev modelinin oluşturulması için saha ölçümlerinin yanı sıra drone ile alınan topoğrafik ölçümler ve profiller de kullanılmıştır. Şev stabilite analizlerinde, SLIDE 6.0 (Rocscience, 2003) yazılımı kullanılmıştır.

İnceleme alanı jeolojik birimlerinin özellikleri ve beklenen yenilme türüne göre analizlerde elastik teoriye dayanan limit denge yöntemi yaklaşımı ile çözüm yapan Basitleştirilmiş Bishop (1955) yönemi tercih edilmiştir. Malzeme birimleri mohr-coulomb modeli şeklinde tanımlanmıştır. Bu çalışmada, ilk önce atık barajında şev kayma öncesi durum incelenmiştir. Analizler için oluşturulan temel geometri model Şekil 3'te görülmektedir. Diğer durumların geometrisi temel geometri modelinin değişimi ile oluşturulmuştur.



Şekil 3. Temel geometri modeli ve tanımlanan zemin tabakaları.

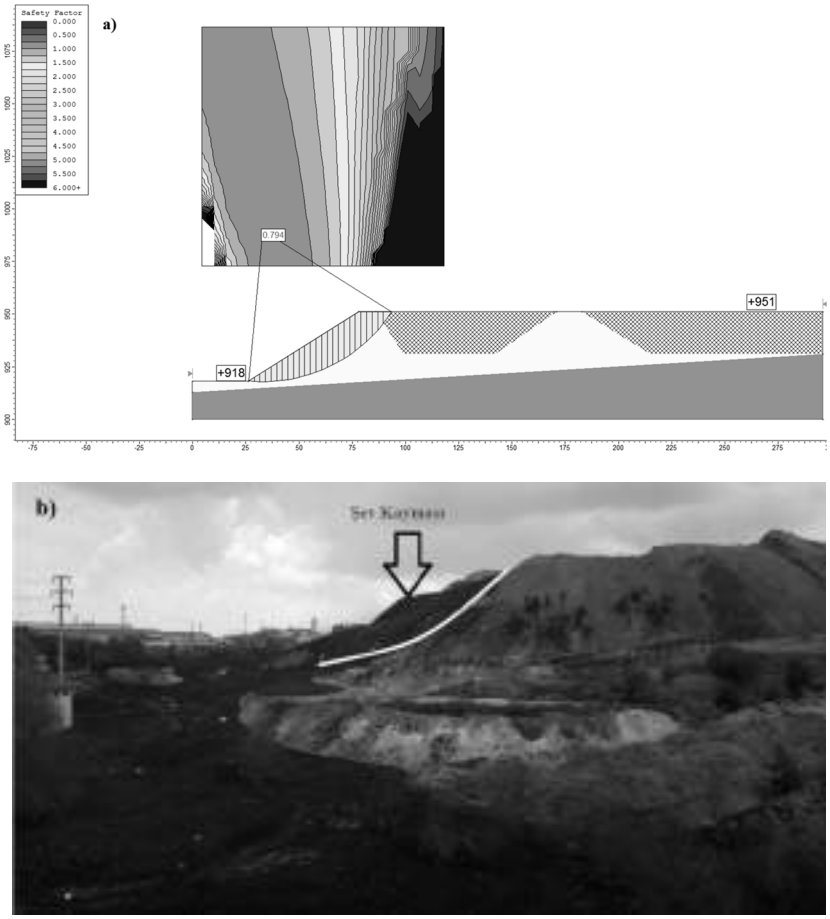
Daha sonra kayma sonrası duraylılık durumu incelenmiştir ve elde edilen sonuçlara göre duraysızlık problemini önlenmesi amacıyla önerilen farklı geometriler için statik ve depremli durumlarda limit denge ve sonlu elemanlar yöntemlerine dayanan analizler gerçekleştirilmiştir. Deformasyon analizler ve iksa projesinde kazıklara gelecek yükler için sonlu elemanlar yöntemine dayanan Plaxis 2D (Plaxis bv, 2011) yazılımı kullanılmıştır. Ancak bu bildiri kapsamında sonlu elemanlar analizleri yer almamaktadır. Böylece aşağıda sıralandığı gibi a-a kritik kesiti için 5 farklı durumlarda duraylılık analizleri yapılmıştır;

1. Kayma Öncesi Şev Stabilite Analizi, (Statik)
2. Kayma Sonrası Durumunda için Şev Stabilite Analizi, (Statik ve Depremli)
3. Kazıklı Destekli Durumunda için Şev Stabilite Analizi, (Statik ve Depremli)
4. Şev Düzenlenmesi ve Kazık Destekli Durumunda Şev Stabilite Analizi, (Statik ve Depremli)
5. (+944) Kotuna Kadar Atık Depolanması Durumunda Şev Stabilite Analizi:, (Statik ve Depremli)

İnceleme alanı 2. derece deprem bölgesi içerisinde yer aldığı nedeni ile analizlerde kullanılacak pik zemin ivmesi (PGA) afet yönetmeliğinde 0.30g olarak belirlenmiştir. Bu neden ile sismik yük etkileri için analizlerde kullanılacak etkin yatay yer ivmesi 0.15g olarak düşünülmüştür.

3.1 Şev Kayması öncesi Durumunda Şev Stabilite Analizi

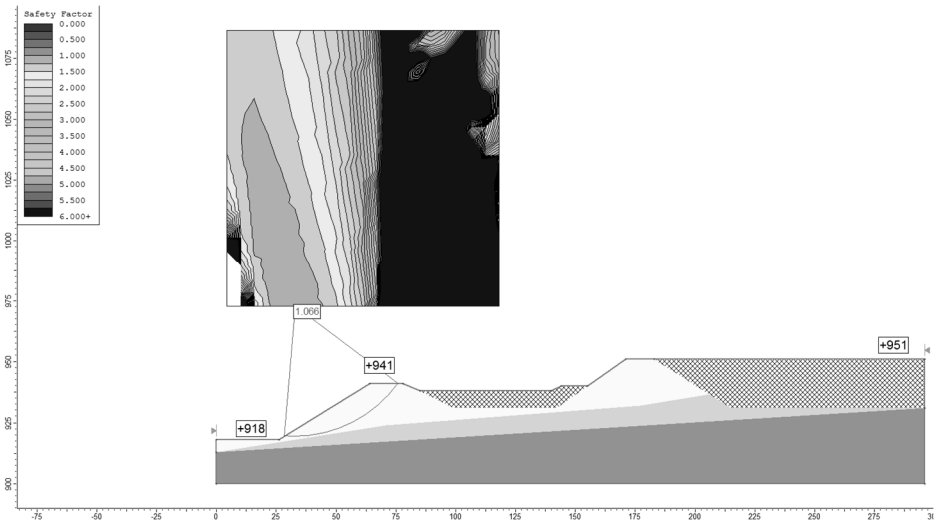
Araştırma amaçlı yapılan analizlerinde ilk önce kayma öncesi durumu için atık barajının statik koşullar altındaki duraylılık durumu değerlendirilmiştir. Şev kayma öncesi a-a kesiti boyunca yapılan analizlerde, limit denge durumunu ifade eden güvenlik katsayısı G.K=0.794 < 1.00 olarak elde edilmiştir. Buradan elde edilen yenilme düzlemi (Şekil 4a) ile sahadaki oluşan kayma şekli arasında benzerlik gözlenmiştir (Şekil 4b). Ayrıca elde edilen sonuçlara göre oluşturulan modelde tanımlanan geometri ve zemin özellikleri ile arazı koşulları arasındaki oldukça benzerlik oluşumu sonucuna varılmıştır. Böylece, bir sonraki aşamalarda yapılan analizlerden elde edilen sonuçların da gerçek koşullardaki şev durumunu doğru bir şekilde temsil edebilecekleri kanıtlanmıştır.



Şekil 4. (a) Şev kayması öncesi durumunda a-a kesitinde yapılan şev stabilite Analizi
(b) İnceleme alanında oluşan şev kayması.

3.2 Kayma Sonrası Durumunda Şev Stabilite Analizi

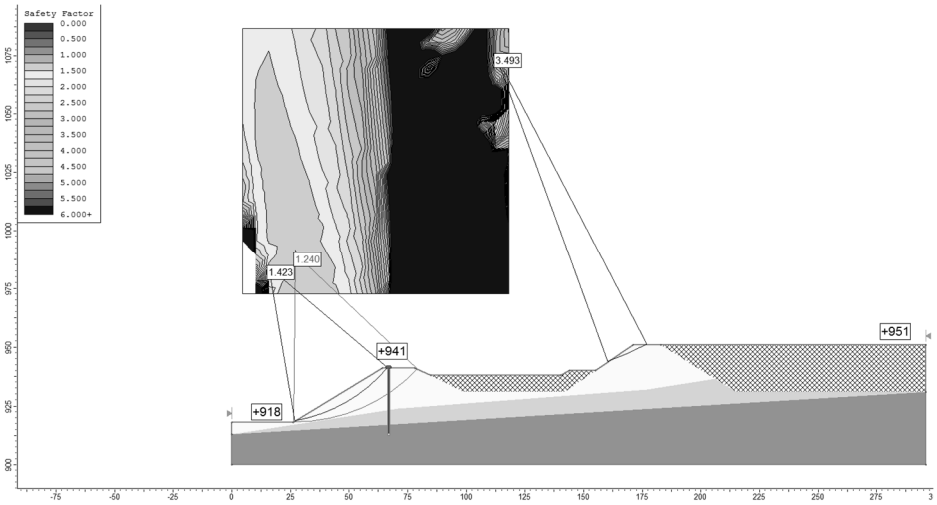
Şev kayması sonrası, inceleme alanında dolgu şevinin diğer bölgelerinde olası kayma tehlikesini önlemek amacıyla acil bir tedbir olarak hızlı bir şekilde destek dolgusu yapılmıştır. Bu durumda statik koşullarda yapılan şev analizlerine göre a-a kesiti boyunca güvenlik katsayısı G.K=1.066 olarak elde edilmiş olup, limit denge değerinin (GK=1) çok az üzerine ulaşılmıştır (Şekil 5). Statik koşullarda yapılan analizler sonucunda destek dolgu sonrası mevcut şev için duraylılık güvenliği kritik bir durumda olduğu tespit edilmiştir. Ayrıca depremli koşullarda şev güvenlik katsayısının G.K<1 şeklinde olduğu şev kayma tehlikesinin var olduğu belirlenmiştir. Bu neden ile özellikle deprem etkisi altında şev duraylılığının güvenliğini artırabilmek için kazıklı iksa sisteminin uygulanması, atık alanının belirli bir seviyeye kadar boşaltılması veya şev eğiminin kademeli olarak düzenlenmesi acil çözümler olarak önerilmiştir. Burada +951 kotuna kadar atık ile dolu olan ikinci depo alanının da şev stabilitesi gözlemlenmiştir.



Şekil 5. Kayma sonrası statik durum şev stabilite analizi.

3.3. Kazık Destekli Durumunda Şev Stabilite Analizi

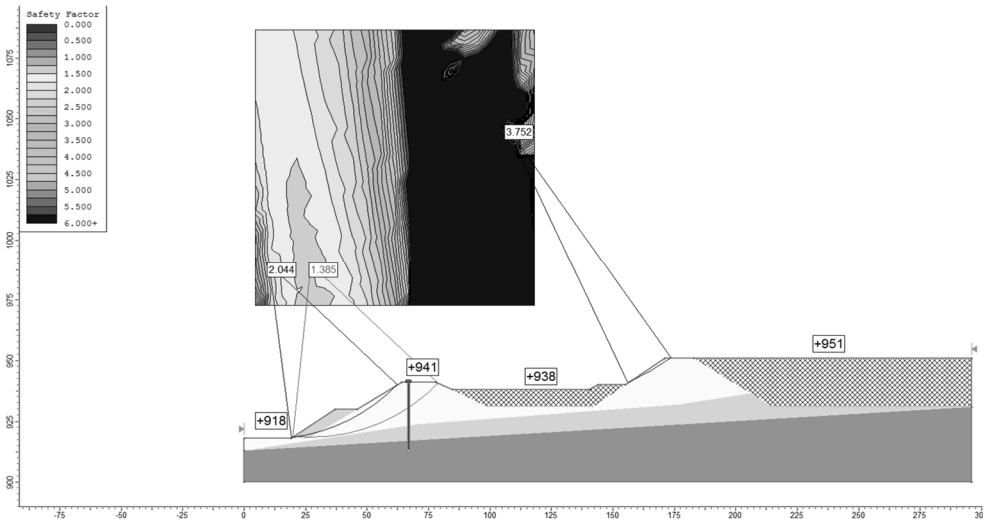
Önerilen çözümler doğrultusunda, oluşturulan dolgu destekli şevin güvenliğini arttırabilmek amacıyla destek dolgu üst kotundan (+941 kotu) D=1.00 m çapında, L=28.00 m boyunda, c/c 1.20 cm aralıklarda ve başlık kirişi ile birbirlerine bağlanacak şekilde fore kazıkların yapılması önerilmiştir. Kazık boyları, kazıkların en az bir metre sağlam tabakaya soketlenmesi şeklinde tasarlanmıştır. Bu durumda, a-a kesiti boyunca yapılan analizlerde statik ve depremli koşulları için güvenlik katsayısı (G.K) sırasıyla 1.776 (Şekil 6) ve 1.115 olarak elde edilmiştir. Bu durum için şev güvenliğini daha da arttırabilmek için yapılan destek dolgusu şev eğiminin 1/1.5 şeklinde düzenlenmesi ve alt kısmında proktor deneylerinden elde edilen sonuçlara göre en az %90 sıkılığında pasif bir topuk dolgusunun oluşturulması önerilmiştir.



Şekil 6. Kayma sonrası ve kazık destekli, statik durum şev stabilite analizi.

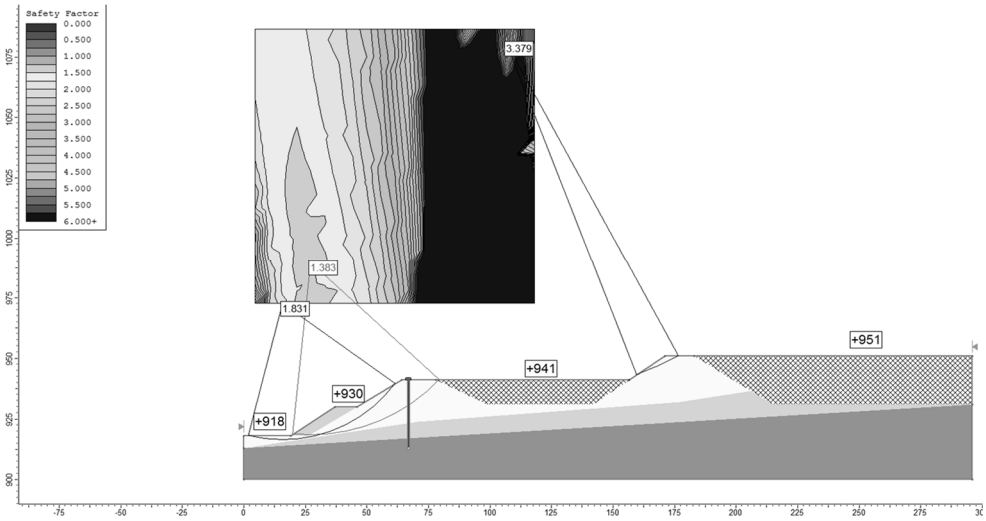
3.4. Şev Düzenlenmesi ve Kazık Destekli Durumunda Şev Stabilite Analizi

Kazık uygulaması ile birlikte destek dolgusunun da düzenlemesi durumunda a-a kesiti boyunca yapılan analizlerde statik ve depremli durumlar için güvenlik katsayısı sırasıyla 1.838 (Şekil 7) ve 1.336 olarak elde edilmiştir. Modelde proktor sıkılığında oluşturulan topuk dolgusu pembe renkli malzeme ile tanımlanmıştır. Burada özellikle depremli koşullar altında elde edilen güvenlik katsayısı destek dolgusunun düzenlenmesi stabilite açısından ne kadar etkili olduğunu göstermektedir.



Şekil 7. Şev düzenleme ve kazık destekli, +938 kotunda statik durum şev stabilite analizi.

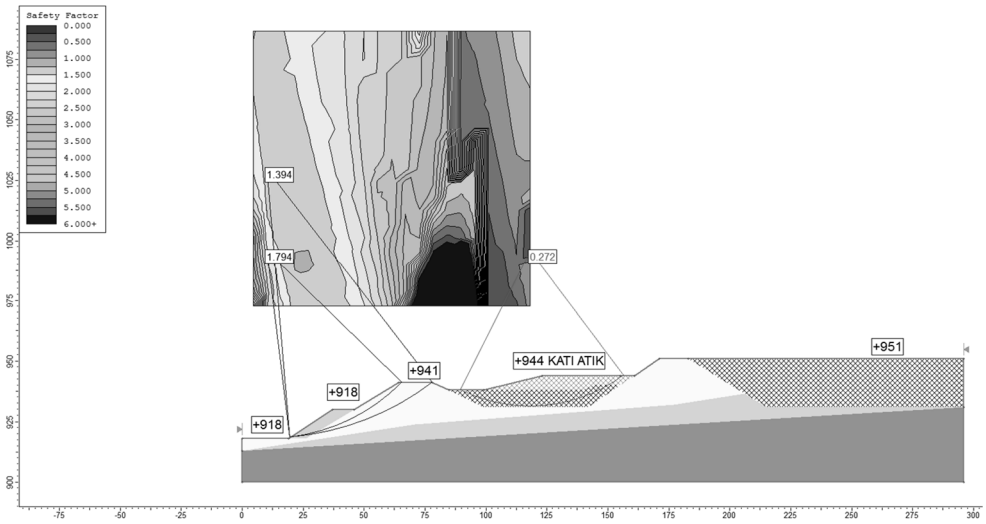
Şev düzenlenmesi ve kazıklı durumunda +941 kotuna kadar çöp ve atık malzemelerin doldurulması halinde de ayrıca şev duraylılık analizleri yapılmıştır (Şekil 8). Bu durumda yapılan analizlerde statik ve depremli koşulları için güvenlik katsayısı sırasıyla 1.794 ve 1.237 olarak hesaplanmıştır. Bu geometri için kazıklara aktarılan kuvvetler ve oluşan yer değiştirmeler sonlu elemanlar yöntemi ile daha detaylı bir şekilde incelenmiştir. Elde edilen sonuçlara göre önerilen bu geometrinin uygulanması halinde, şev duraylılığının güvenli bir şekilde olduğunun yanı sıra atık depo alanının tekrar +941 kotuna kadar kullanılabilmesi avantajı da sağlanmaktadır.



Şekil 8. Şev düzenleme ve kazık destekli, +941 kotunda statik durum şev stabilite analizi.

3.5. +944 Kotuna Kadar Atık Depolanması Durumunda Şev Stabilite Analizi

Proje alanında kazık yapılmaması durumunda ve sadece şev düzenlenmesi durumunda atık alanının ne kadar verimli kullanılabilmesi için çeşitli analizler yapılmıştır ve en güvenli ve elverişli durum sunulmuştur (Şekil 9). Bu durumda +944 kotuna kadar katı atıkların depolanabilmesi düşünülmüştür (Taranmış bölge). Yapılan analizlerde statik ve depremli koşullar altında güvenlik katsayısı farklı kayma yüzeyleri için sırasıyla (1.39-1.80 arası) ve (0.95-1.14 arası) şeklinde elde edilmektedir. Burada, depolama sırasında +941 kotuna kadar yapılan destek dolgusuna herhangi bir yanal yük aktarılmamaktadır. Ayrıca şev stabilitesinin korunması için sıvı atıkların kesinlikle depolanmaması uygulama notlarına eklenmiştir.



Şekil 9. Şev düzenlemesi durumunda +944 kotuna kadar atık depolanması, statik şev stabilite analizi.

4. SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında Uşak İli, Deri Karma Organize Sanayi Bölgesi'nde yer alan deri atık depolama alanında meydana gelen şev kayması değerlendirilmiştir ve alanda zemin etüt çalışmaları gerçekleştirilerek kayma öncesi ve sonrası duraylılık durumu incelenmiştir. Ayrıca duraysızlık problemini ortadan kaldırmak amacıyla ve depo alanının tekrardan elverişli bir şekilde kullanılabileceği durumları göz önüne alarak önerilen farklı durumlar için şev analizleri ve değerlendirme adımları sunulmuştur. Genel bir sonuç olarak bu çalışmada gerçek bir proje kapsamında, dolgu şev ve özellikle atık barajlarında şev stabilite analizleri sonucuna, malzeme özelliklerinin, kesit geometrisinin ve yükleme koşullarının ne kadar etkin olduğu gösterilmiştir. Ayrıca herhangi bir amaç için oluşturulan baraj tarzı dolgu şevlerde kalıcı veya geçici olarak kullanım süresi boyunca yük ve kritik kesit geometrisi duruma göre zaman zaman güncel bir şev modellerinin oluşturulması ve stabilite analizlerinin değerlendirilmesi ile kayma tahkiklerinin yapılması önerilmiştir.

5. KATKI BELİRTME

Yazarlar, bu çalışmayı bir bildiri halinde bilimsel olarak katkıda bulunmasına izin veren Uşak İli, Deri Karma Organize Sanayi Bölgesi Müdürlüğü'ne ve ayrıca arazi ve zemin etüt çalışmalarından dolayı Ege Temel Sondajcılık San. ve Tic. Ltd. Şti ekibine teşekkür eder.

6. KAYNAKLAR

ASTM D2487-17, 2017. Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System).

ASTM D3080/D3080M-11, 2011. Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions.

ASTM D4318-17, 2017. Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils.

Duncan, J.M., Wright, S.G., 2005. Soil Strength and Slope Stability, John Wiley and Sons, Hobaken, N.J.

Ege Temel Sondajcılık San. ve Tic. Ltd. Şti., 2018. Uşak Deri (Karma) Organize Sanayi Bölgesi Atık Depolama Alanı Zemin Etüdü Raporu.

PLAXIS BV. 2006. 2D finite element program for geotechnical analysis. Rocscience Inc. 2006. Phase2 v6.0 – Two-dimensional finite element slope stability analysis.

Rocscience, 2006. Phase2 v6.0, 2D Finite Element Program for Calculating Stresses and Estimating Support Around the Underground Excavations, Geomechanics Software and Research, Rocscience Inc., Toronto, Ontario, Canada.

Derinde Meydana Gelen Bir Heyelanın Önlenmesinde Kullanılan Baret Kazık Yöntemi Uygulaması

Application of Barette Pile Method for Prevention of a Deep-Seated Landslide

İsmail BİRİCİK*, Ahmet KARAKAŞ

Kocaeli Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Kocaeli
*(*jeoismailbiricik@gmail.com)*

ÖZ: Bu çalışmada, heyelana sebep olan faktörler incelenerek, heyelan önleme yöntemleri ile baret kazık yöntemi karşılaştırılmış, baret kazıkların diğer yöntemlere göre olumlu ve olumsuz yönleri değerlendirilmiştir. Kayma düzlemlerinin çok derinde olması, istinat duvarı ve palplanş perdesi gibi tedbirleri, ekonomik ve güvenli olmaktan çıkarmaktadır. Fore kazıklarda ise düşeylilik kontrolü ve sert zeminlerde kazı işlemi zaman kaybına neden olmaktadır. Ayrıca, belirtilen teknikler, belli bir derinliğe kadar kullanılabilir. Bu sebeplerden dolayı derinde meydana gelen heyelanların önlenmesinde baret kazıkların kullanılması, daha fazla düşeylilik kontrolü ve fore kazığa göre yüksek oranda kazı kolaylığı sağlayarak hem daha ekonomik olmakta, hem de zamandan tasarruf sağlamaktadır. Bu değerlendirmeler kapsamında, derinde meydana heyelan hareketinin önlenmesinde baret kazık yönteminin uygulanmasına ait bir vaka analizi irdelenmiştir. Elde edilen sonuçlar doğrultusunda, en uygun heyelan önleme çözümleri oluşturabilmek için baret kazıkların daha da yaygınlaştırılması ve projelere uygunluğunun değerlendirilmesi gerektiği düşünülmektedir.

Anahtar Kelimeler: Heyelan, baret kazık, stabilite, inklinometre, yamaç dengesi

ABSTRACT: *In this study, the factors that cause landslide were examined and by comparing the landslide prevention methods and the barette pile method, the positive and negative aspects of barette pile methods were evaluated with respect to the other methods. The fact that the sliding planes are too deep eliminates the measures such as the retaining wall and the pile-plank from being economical and safe. In bored piles, verticality control and excavation on hard soils cause time loss. In addition, the aforementioned can be used up to a certain depth. For these reasons, the use of barette piles in the prevention of deep landslide, provides more economical and time saving by obtaining more verticality control and higher excavation ease as per to the bored pile. In the context of these evaluations, a case analysis of the application of the barette pile method in preventing deep landslide movement was investigated. According to the results obtained, it is thought that it is necessary to consider the adequacy of the barette piles to be more widespread in order to create the optimal solutions to prevent landslide.*

Keywords: *Landslide, barette pile, stability, inclinometer, slope stability*

1.GİRİŞ

Ülkemizin sürekli artan nüfusu, hızlı bir kentleşme sürecini de beraberinde getirmektedir. Bunun sonucu olarak yamaçlarda oluşturulan konut ve işyeri gibi yapılar giderek yaygınlaşmıştır. Yamaçlardaki yerleşimin artması heyelan riskini de beraberinde getirmektedir. Yamaç geometrisinde meydana gelen değişiklikler, yeterli drenajın sağlanmaması sonucu boşluk suyu basıncındaki artış ve bitki örtüsünün tahrip edilmesi gibi olumsuz etkiler heyelan oluşumunda başlıca insan kaynaklı nedenler olarak öne çıkmaktadır. Bunlara ilave olarak, deprem, aşırı yağış, vb. doğa olayları da heyelanları tetiklemektedir. Heyelan kaynaklı can ve mal kaybını önlemek için gelişen teknoloji ile birlikte yeni tekniklerden yararlanılması ve gerektiğinde hızlı bir şekilde tedbir alınması zorunlu hale gelmiştir.

Bu bildiride, heyelana sebep olan faktörler incelenerek, heyelan önleme yöntemleri ile baret kazık yöntemi karşılaştırılmış, baret kazıkların diğer yöntemlere göre olumlu ve olumsuz yönleri değerlendirilmiştir. Çalışma kapsamında İzmir ili, Çiğli İlçesi Evka-5 Semti Atatürk Mahallesi içerisinde gözlenen heyelan hareketinin önlenmesine yönelik planlanan baret kazık sistemi incelenmiştir.

İzmir ili, Çiğli İlçesi Evka-5 Semti Atatürk Mahallesi içerisinde gözlenen heyelan hareketi ile ilgili yapılan bir çalışmada şev stabilitesinin baret kazıklarla sağlanması incelenmiş ve Plaxis 2D programı kullanılarak baret kazık sistemi modellenmiştir (Yesilbaş vd., 2019).

Benzer bir çalışma Hırvatistan'ın kuzeybatısındaki yapılması planlanan bir otoyol için kayan bir yamaç üzerine inşa edilen viyadük için yapılmıştır. Viyadük ayakları için baret kazık çiftleri tasarlanarak projede kullanılmış ve başarılı sonuçlar elde edilmiştir (Nossan vd., 2009).

2. HEYELAN TANIMI VE SINIFLAMASI

Heyelan terimi, genel olarak yamaçları oluşturan malzemenin (zemin veya kaya kütleleri) yer çekiminin etkisiyle eğim yönünde yavaş veya hızlı hareketini ifade etmektedir. Cruden ve Varnes (1996) tarafından heyelan kavramı, kayaç, moloz ve toprak malzemelerin veya bunların karışımının, yerçekimi etkisi ile aşağı yönde hareketi olarak tanımlanmaktadır. Heyelanlar genel olarak hareketin tipi, malzeme türü, hareketin hızı, derinlik, etkinlik durumu vb. kriterlere bağlı olarak sınıflandırılmaktadır. Literatürde yaygın şekilde kullanılan sınıflandırma Varnes (1978)'e ait hareket tipi ve malzemenin cinsine göre sınıflamadır (Çizelge 1).

Çizelge 1. Hareket tipi ve malzemenin cinsine göre heyelanların sınıflandırılması (Varnes, 1978).

HAREKETİN TİPİ		**MALZEMENİN TÜRÜ**		
		KAYAÇLAR	**ZEMİNLER**	
			İri Taneli	**İnce Taneli**
Düşme		Kaya Düşmesi	Moloz Düşmesi	Zemin Düşmesi
Devrilme		Kaya Devrilmesi	Moloz Devrilmesi	Zemin Devrilmesi
Kayma	Dönel Yanal	Kaya Kayması	Moloz Kayması	Zemin Kayması
Yayılma		Kaya Yayılması	Moloz Yayılması	Zemin Yayılması
Akma		Kaya Akması (Derin Krip)	Moloz Akması	Zemin Akması (Toprak Kribi)
Karışık		İki veya daha fazla hareket türü		

Heyelanlar derinliklerine bağlı olarak yapılan sınıflamada ise sığ ve derin heyelanlar olarak iki kısımda değerlendirilmektedir (Frehner vd., 2007).

Sığ heyelan, kayma düzlemi derinliği 0-2 m arasında, kayma alanı genellikle küçük (çoğunlukla <0.5 ha) ve yaklaşık 25°'nin üzeri eğimli yamaçlarda gelişen kısa süreli olaylar şeklinde tanımlanmaktadır. Derin heyelan ise, kayma düzlemi derinliği 2-10 m veya >10 m, kayma alanı büyük (0.5 ha'dan birkaç km^2'ye değişebilen) olaylar olarak tanımlanmaktadır.

3. HEYELAN ÖNLEME YÖNTEMLERİ

Heyelan önleme yöntemleri temelde heyelanı oluşturan sebepleri ortadan kaldırmakla ilgili yapılan çalışmaları içerir. Heyelanları önlemek için, kütlenin yamaç aşağı hareketine neden olan sürükleyici kuvvetleri azaltmak yada kütlenin hareketini önleyen tutucu kuvvetleri artırmak gerekir. Bu kapsamda alınacak önlemlerden bazıları aşağıda sıralanmıştır.

3.1. Yamaç Geometrisinin Değiştirilmesi

Bir yamacı duraylı hale getirmek ve eğim açısını düşürmek için yamacın daha dik olan üst kısmından malzeme alınarak tabanı doldurulabilir. Böylece heyelanın topuk bölgesi desteklenmiş olur. Yamaç eğiminin azaltarak veya basamaklama yapılarak da yamaç eğimi azaltılabilir. Ancak yerleşim yeri olan bölgelerde yamaç eğimini azaltmak altyapı, bina, yol vb. yapılar nedeniyle ekonomik ve mümkün olmayabilir.

3.2. Su Çekimi (Drenaj)

Bilindiği üzere aşırı su varlığı zeminin sürtünme kuvvetini azaltarak, içsel sürtünme açısı ve kohezyon değerlerini düşürür. Yamaçtaki malzemenin kaymasını kolaylaştırır. Yağışlı dönemlerde yer altı su seviyesinin yükselmesi, zemin içerisinde boşluk suyu basıncını artırarak ve zemin yenilmelerine sebep olabilir. Karşılaşılan heyelanların büyük çoğunluğu, aşırı boşluk suyu basıncı nedeni ile meydana gelmektedir. Bu nedenle ilk önlem olarak boşluk suyu basıncının kontrol altına alınması düşünülmelidir. Su toplama hendekleri, pompaj kuyuları yeraltı drenleri, yüzey drenleri ve yer altı drenaj galerileri yapılarak su basınçlarını azaltılmak kullanılan yöntemler arasındadır. Fakat drenaj tedbirleri muhtemelen harekete geçmiş olan bir heyelanı durdurmaya yeterli olmayacaktır. Drenaj ile birlikte kayması muhtemel zemin kütlesinin önüne, bir destek sistemi yapılması düşünülebilir.

3.3. Kaymaya Karşı Destek Sistemlerinin Oluşturulması

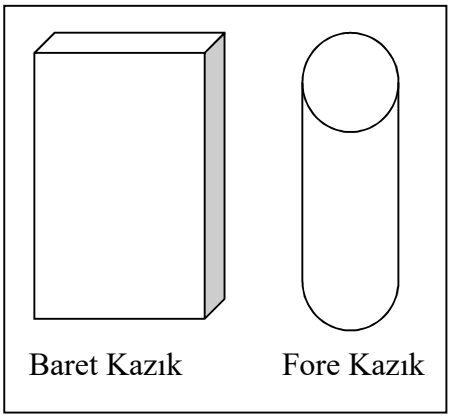
İstinat duvarları, palplanş perdeleri, fore kazık sistemleri, zemin çivileri, zemin ve kaya ankrajları bu grupta yer alan tekniklerdir. Bu yöntemler, çok büyük hacim içermeyen duraysızlıklar ile özellikle yerleşim yerleri gibi yamaç geometrisinin değiştirilmesi veya basamaklandırma yapılamayan ortamlarda oldukça faydalıdır. Bununla birlikte kayma düzlemlerinin derinde olduğu yerlerde uygulamaları zordur. İstinat duvarının kayma düzlemi altında yapılması, yamacın kaymaya karşı güvenliğini azaltabilir. Derin bir palplanş perdesinin yapımında ise büyük titreşimler meydana geleceğinden kaymaya karşı güvenliği azalır. Fore kazıklarda ise düşeylilik kontrolü ve sert zeminlerde kazı işlemi zaman kaybına neden olmaktadır. Ayrıca, belirtilen teknikler, belli bir derinliğe kadar kullanılabilir. Nitekim Aydın Söke'de bir ilköğretim okulu bahçesinde meydana gelen heyelan için fore kazıklı iksa sistemi uygulanmış ve kayma düzlemi altındaki kaya tabakası içinde bulunan dirençli bölgeler nedeniyle projede belirtilen kazık boylarına ve soketleme derinliklerine ulaşılamamıştır (Kahyaoğlu, 2005). Bu nedenlerle derinde meydana gelen bir heyelanın önlenmesinde baret kazık yöntemi etkili bir yöntem olarak ön plana çıkmaktadır.

4. BARET KAZIK

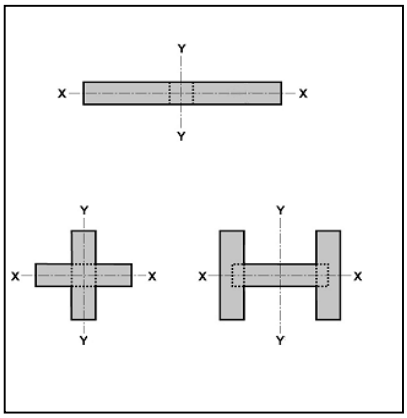
Fore kazıkların özel kesitli hali olan baret kazıklar (Şekil 1), fore kazıklar gibi zeminde açılan/delinen bir kuyunun donatı yerleştirilip betonla doldurulmasıyla imal edilir. Kazı grab ve/veya hydrofraise (hidrolik öğütücü) tipi delgi ekipmanı ile yapılır. Baret kazık ölçüleri kullanılan kazı ekipmanının boyutlarına göre değişiklik gösterir. Kazı sırasında çeperlerin göçmesini önlemek amacıyla bentonit (bir çeşit doğal kil) süspansiyonu kullanılır. Bentonit süspansiyonu ters dolaşım sistemi ile devirdaim edilerek tekrar tekrar kullanılır.
Genellikle 60, 80, 100, 120 cm Genişlik ve 220, 280 cm Uzunluk olacak şekilde ve proje şartlarına bağlı olarak; T, +, H, L, I vb. şekillerde imal edilebilir (Şekil 2).

4.1. Baret Kazık Yönteminin Uygulanması

İzmir ili, Çiğli ilçesi Evka-5 semti Atatürk Mahallesi'nde yaklaşık 35 m derinlikte yavaş akma şeklinde bir heyelan meydana gelmiştir. Bu alanda iki sıra halinde çok katlı bloklar yer almaktadır. Heyelanın oluşum mekanizması ve derinliği dikkate alınarak bölgede baret kazık uygulaması yapılmıştır.

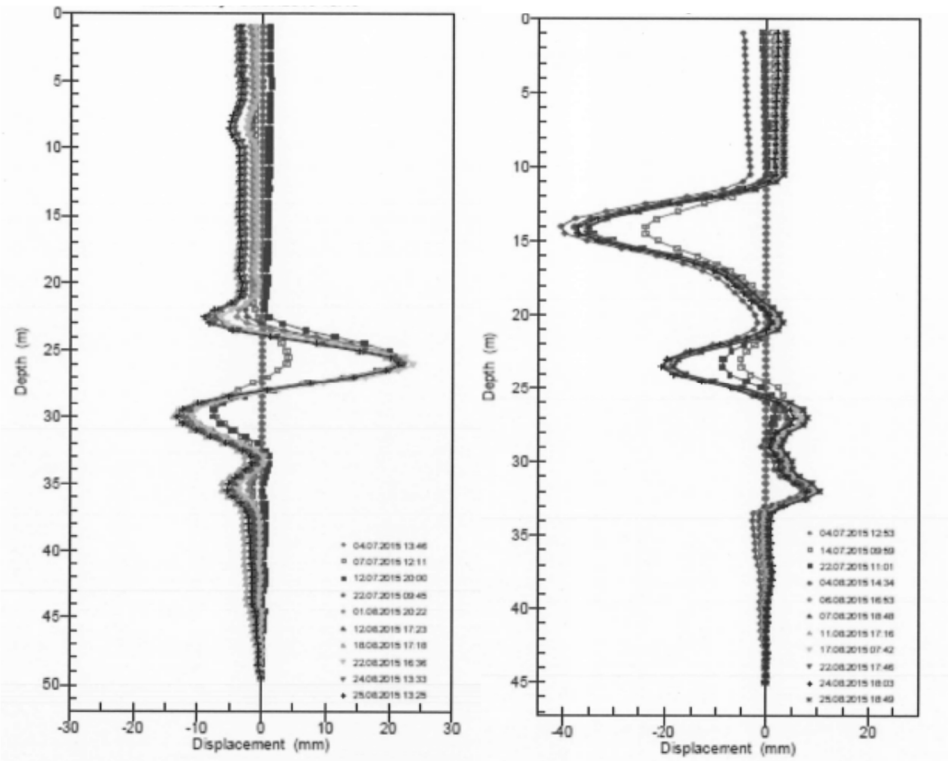


Şekil 1. Baret Kazık ve Fore Kazık Görünümleri.



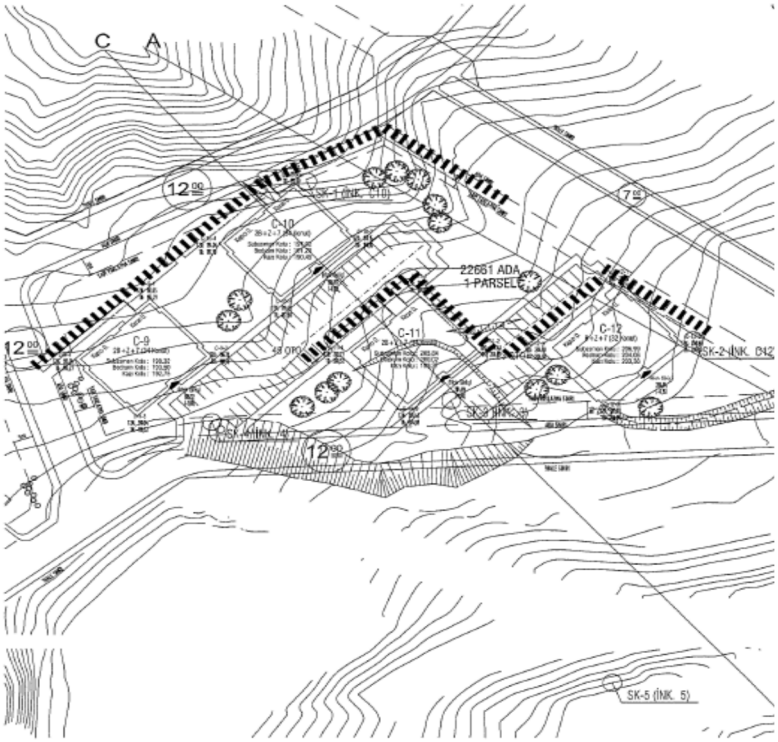
Şekil 2. Baret kazık imalat şekilleri.

Heyelan sahasındaki litolojiyi belirlemek amacıyla 5 adet sondaj kuyusu açılmış ve kayma zonunun tespiti için 4 adet inklinometre kuyusu teşkil edilmiştir. 'İksa Mühendislik Müş. İnş. San. Ve Tic. Ltd. Şti.' tarafından hazırlanan Heyelan Değerlendirme Ön raporu'na göre kayma yüzeyinin aglomera (andezit-volkan hamuru-tüf) formasyonu içerisinde olduğu, yapılan sondajlarda yer altı suyuna rastlanılmadığı ve inklinometre okumalarından alınan ölçüm sonuçlarına göre yaklaşık 15-33 metre derinlikte bir kayma yüzeyinin olduğu tespit edilmiştir (Şekil 3).

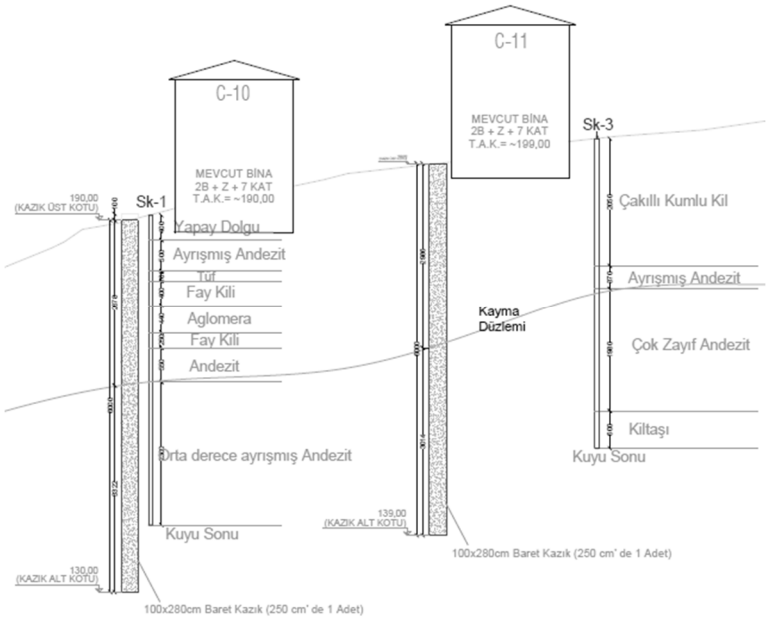


Şekil 3. İnklinometre ölçüm sonuçları (İksa Mühendislik, 2015).

Sahada yapılan sondaj çalışmaları ve inklinometre okumalarından yararlanılarak yapılan analizler sonucu heyelan hareketini durdurmak için, T.C. Çevre ve Şehircilik bakanlığı Toplu Konut İdaresi Başkanlığı tarafından 'İksa Mühendislik Müş. İnş. San. Ve Tic. Ltd. Şti.'ne hazırlatılan 100*280cm ölçülerinde 60 m derinliğinde baret kazıklar kullanılmış ve tasarımı yapılmıştır (Şekil 4,5). Böylece blok önlerine ve şev yatağına yerleştirilecek olan baret kazıklar ile şev stabilitesinin sağlanması amaçlanmıştır.

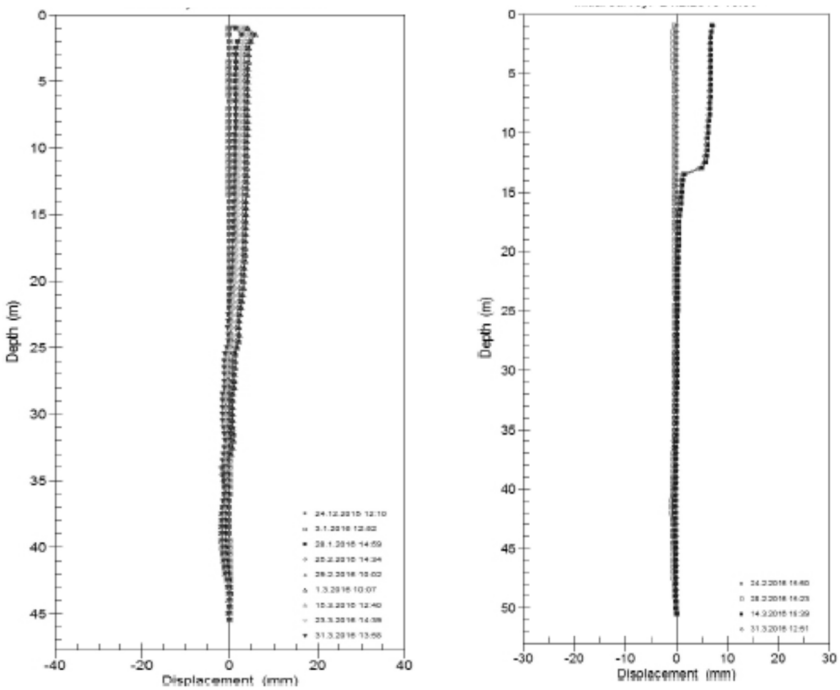


Şekil 4. Baret Kazık Yerleşim Planı (İksa Mühendislik, 2015).



Şekil 5. Baret Kazık Yerleşim Planı – Kesit Görünümü (İksa Mühendislik, 2015).

Baret kazık imalatlarının tamamlanmasına müteakip bölgede meydana gelen heyelandaki hareketin tamamen kontrol altına alındığı ve baret kazık uygulamasının başarılı olduğu gözlenmiştir (Şekil 6).



YSK-1 YSK-11

Şekil 6. Kazık imalatından sonraki inklinometre ölçüm sonuçları (Bakır, 2016).

5. SONUÇLAR

Bu bildiride, heyelana sebep olan faktörler incelenerek, heyelan önleme yöntemleri ile baret kazık yöntemi karşılaştırılmış, baret kazıkların diğer yöntemlere göre olumlu ve olumsuz yönleri değerlendirilmiştir.

Uygulama örneği olarak İzmir ili, Çiğli ilçesi Evka-5 semti Atatürk Mahallesi'nde yaklaşık 35 m derinlikte yavaş akma şeklinde meydana gelen heyelanı önleme çalışmaları kapsamında 100*280 cm ölçülerinde 60 m derinliğinde baret kazıklar tasarlanmış ve başarılı bir şekilde uygulanmıştır.

İmalat tamamlandıktan sonra yapılan inklinometre okumaları, bölgede meydana gelen heyelandaki hareketin tamamen kontrol altına alındığını ve baret kazık uygulamasının başarılı olduğunu göstermektedir.

Bu sonuçlar, gelişen teknoloji ile en uygun kütle hareketleri çözümleri oluşturabilmek için baret kazıkların daha da yaygınlaştırılmasını ve projelere uygunluğunun değerlendirilmesi gerektiğini göstermektedir.

6. KATKI BELİRTME

Yazarlar çalışma için gerekli olan verilere erişim imkânı sağlayan Sayın Yunus Emre DÖNERTAŞ'a (T.C. ÇEVRE VE ŞEHİRCİLİK BAKANLIĞI, Toplu Konut İdaresi Başkanlığı) desteklerinden dolayı teşekkür ederler.

7. KAYNAKLAR

Bakır, S., 2016. İzmir Çiğli İlçesi Evka-5 Atatürk Mahallesi Toki B ve C Blokları Heyelan Alanı İnceleme ve Değerlendirme Raporu. Orta Doğu Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Ankara.

Cruden, D.M., Varnes, D.J., 1996. Landslide Types and Processes. Landslides Investigation and Mitigation, Special Report 247. In Turner, A.K. and Schuster, R.L. (eds.), 36-75.

Frehner, M., Wasser, B., Schwitter, R., 2007. Sustainability and success monitoring in protection forests. Federal Office for the Environment FOEN. UW-0727-E. Pp: 55.

İksa Mühendislik, 2015. İzmir İli Çiğli İlçesi Evka-5 Atatürk Mahallesi Toki C9-C10-C11-C12 Blokları Heyelan Değerlendirme Ön Raporu. İksa Mühendislik Müş. İnş. San. ve Tic. Ltd. Şti, Ankara

Kahyaoğlu, M. R., 2005. Stabilization of landslides using piled structures. Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İzmir. 55-58.

Nossan, A.S., Nossan V.S., Stanic B. , Geokon, İ.M., 2009. A bridge foundation resisting sliding soil mass. University of Zagreb, Croatia.

Varnes, D. J., 1978. Slope Movement Types And Processes. In Landslides: Analysis And Control. Edited by R. L. Schuster And R. J. Krizek. Transportation Research Board, National Academy Of Science, Washington. Special Report 176, Chapter 2, 11-33.

Yeşilbaş, L., Özçoban, M.Ş., Selçuk, M.E., 2019. Şev Stabilitesinin Baret Kazıklarla Sağlanması. UBAK 4. Uluslararası Bilimsel Araştırmalar Kongresi, Özet Kitapçığı, 14-17 Şubat 2019, Yalova. Syf: 1093

Yusufeli Barajı ve Hes Projesi Su Alma Yapısı Kapak Kontrol Şaftının Yükselen Delgi (Raise Boring) Yöntemiyle Açılması ve Genişletilmesi

Yusufeli Dam and HEPP Project Water Intake Structure Excavation of Gate/Control Shafts by Raise Boring Method and Enlargement of the Shaft

Mustafa Özgehan ÜNAL*, Dinçer AYDOĞAN

DSİ Genel Müdürlüğü, Ankara
*(*muozgehan@dsi.gov.tr)*

ÖZ: Çalışma alanı, Doğu Karadeniz Bölgesi'nde Artvin ilinin 70 km güneybatısında bulunan Yusufeli Barajı ve HES Projesi'dir. Baraj gövdesi, Çoruh nehri ile bu nehrin ana kollarından Oltu çayı kavuşumunun 800 m mansabındadır. Baraj, ince kemer beton tipinde ve 275 m yüksekliğindedir. Baraj, hidroelektrik enerji üretimi için inşa edilmektedir. Kurulu gücü 558 MW' tır. Barajın su alma yapısında bulunan kapak ve enerji şaftlarının yükseklikleri sırasıyla 64 ve 130 m olmasından dolayı yükselen delgi (raise boring) yöntemi kullanılarak; pilot delgi, yükselen delgi (raise boring) ve en son klasik delme-patlatma metotlarıyla şaftların projelendirilen çaplarına ulaşılarak, sorunsuz ve hızlı bir şekilde tamamlanması planlanmıştır. Bu çalışmada kapak kontrol şaftının yükselen delgi metoduyla delinmesi ve genişletme aşamasındaki yapılan çalışmalar ve duraylılık problemleri ele alınmaktadır.

Anahtar Kelimeler: Yusufeli Barajı, mühendislik jeolojisi, Raise Boring (Yükselen Delgi) Yöntemi

ABSTRACT: *Study area is the Yusufeli Dam and HEPP Project which is located at the East Black Sea region, at 70 km Southwest of Artvin city. The dam body is located at 800 m. downstream of intersection point of the Çoruh River and Oltu Creak, which is one of the main branch of Çoruh River. The dam type is thin arch dam with a height of 275 m. The dam is being constructed for production of hydro-electric energy and the installed capacity is 558 MW. Due to the 64 m and 130 m height of gate and energy shafts (respectively) at the Water Intake Structure, it was planned to drill guide and pilot holes by using Raise Boring Method and finally, the designed diameter of shafts was achieved with classical drilling and blasting method, with having no problem and with a quick way. This article contains drilling of the gate control shafts by using the Raise Boring Method, and stability problems faced during enlargement of the shafts.*

Keywords: *Yusufeli Dam, engineering geology, Raise Boring Method*

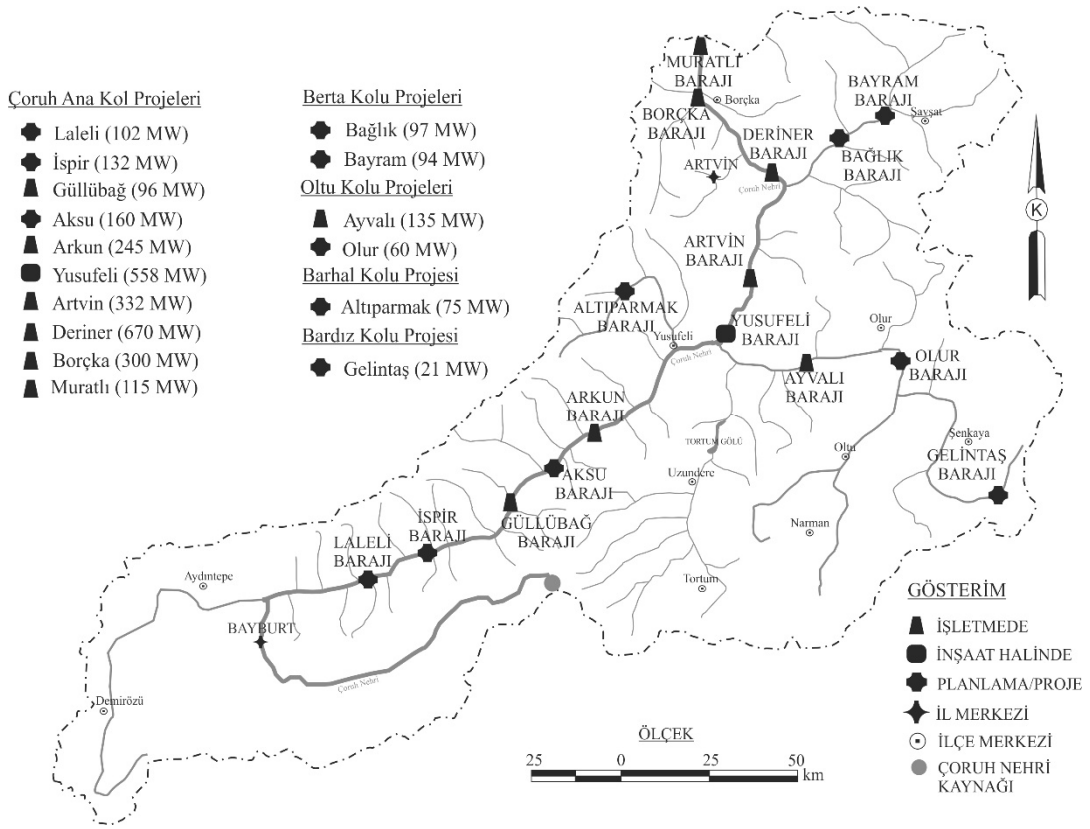
1. YUSUFELİ BARAJI VE HES PROJESİ

1.1. Seçilmiş Proje Bilgileri ve Baraj Çevresi Jeolojisi

Projemizin genel özellikleri Çizelge 1'de verilmektedir. Yusufeli Barajı ve HES Projesi Çoruh Havzası'nın önemli projelerinin başında gelmektedir (Şekil 1).

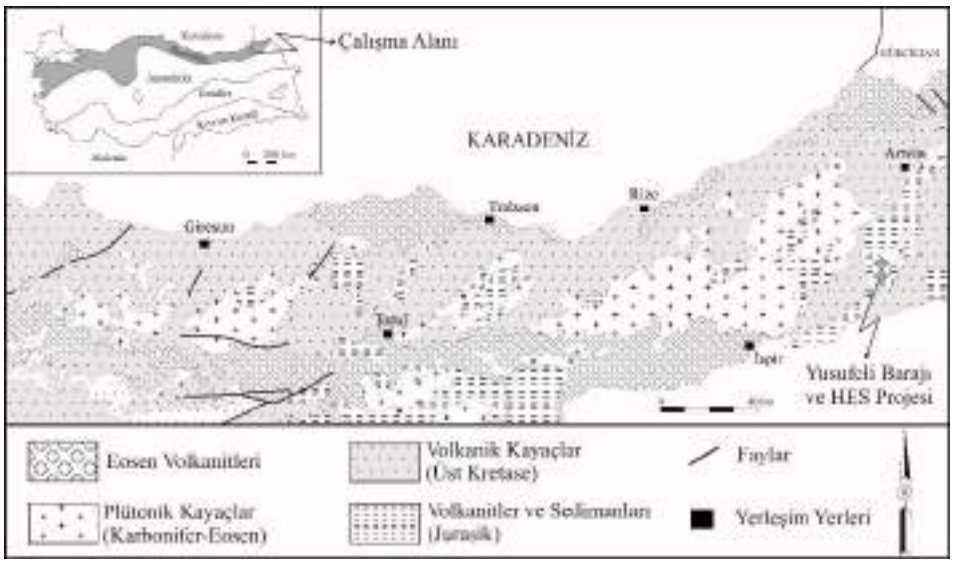
Çizelge 1. Yusufeli Barajı'nın genel özellikleri

Baraj tipi	Çift Eğrilikli İnce Kemer Beton
Talveg kotu (m)	495 metre
Kret kotu (m)	715 metre
Talvegden yükseklik (m)	220 metre
Temelden yükseklik (m)	275 metre
Kret genişliği ve kret uzunluğu (m)	8 ve 490 metre



Şekil 1. 23 Numaralı Çoruh Havzası gelişim planı.

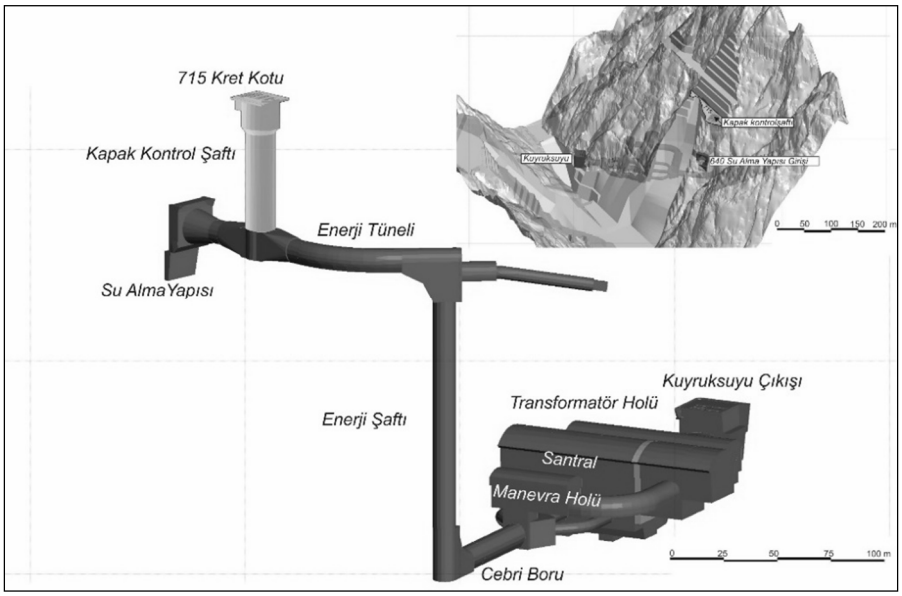
Baraj aksı ve çevresi; dik ve apik bir topografyaya sahiptir. Jeolojik açıdan bu kesim, Pontidler adı ile tanınan (Ketin, 1966) tektonik ayırdın doğusunda yer alır (Şekil 2). Orta Çoruh havzasında yer alan Yusufeli Barajı ve göl alanını çevreleyen bölgede, Alt Jura'dan Üst Kretase'ye kadar birimler yer almaktadır. Baraj aksı, Rize Plütonu içerisindeki Tersiyer yaşlı granitik kayalar üzerinde yapılacaktır. Bu birimler değişik kalınlıklarda, diyabaz daykları ile kesilmiş granit, granodiyorit ve tonalit grubundan oluşmaktadır. Yüzeye yakın kısımları genellikle kırıklı, derinlerde ise daha masif bir görünüme sahiptir. Baraj yerinde alüvyon kalınlığı yaklaşık 50 m civarında olup, her iki sahilde de ana kaya yer yer Kuvaterner yaşlı yamaç molozu ile kaplıdır.



Şekil 2. Doğu Karadeniz Bölgesinin sadeleştirilmiş jeoloji haritası (Güven, 1998).

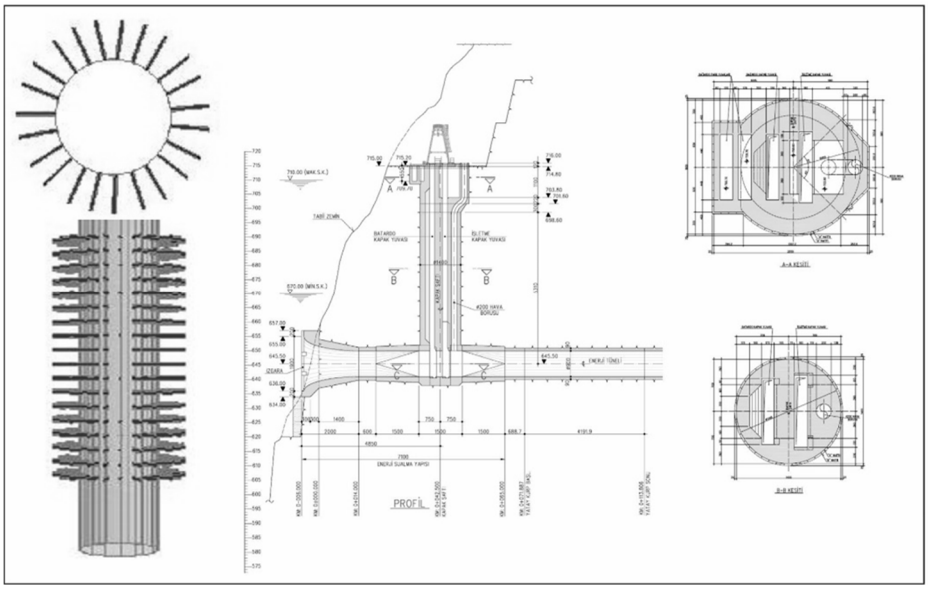
1.2. Tasarım (Destekleme ve Beton)

Yatık çan ağzı şeklinde giriş yapısı olarak planlanan su alma yapısının kapak ve kumanda grubu, su alma ağzından 48,5 m ileride açılacak düşey bir şaftta toplanmıştır (Şekil 3). Aynı şaft içerisine, işletme kapağına ilaveten emniyet, bakım, onarım vs. için batardo kapağı yuvası da öngörülmüştür. İşletme kapak yuvasının hemen mansabına hava borusu düşünülmüştür. Boru çapı hesabı türbin kurulu gücü ve net düşü değişkenlerine bağlı olarak hesaplanmış, Ø2.0m olarak seçilmiştir.



Şekil 3. Enerji yapıları genel görünümü.

Şaft duvarlarının birincil tahkimatı, uzun vadeli duraylılık için tüm yatay kaya kütlesi yüklerini üstlenecek şekilde daimi pasif tahkimat olarak tasarlanmıştır. Bu nedenle, kapak kontrol şaftının beton yapısı üzerinde herhangi bir yatay kaya kütlesi yükü olmayacaktır. Nihai beton kaplama, işletme sırasında ortaya çıkacak yatay su basıncına dayanacak şekilde tasarlanmaktadır. Kapak şaftı ölçüleri aşağıdaki çizimde gösterilmiştir (Şekil 4).



Şekil 4. Kapak şaftı profil ve kesitleri & Şematik destekleme patterni.

Genel olarak, püskürtme betonun büyük ölçekli duraylılık üzerindeki etkisi sınırlı olduğundan analizlerde dikkate alınmamaktadır. Ancak, yaklaşık dairesel en kesitlerde, püskürtme betonun kesme dayanımın dikkate alınması, çeperin tamamen kapatılmasının sağlanması sebebiyle kapak şaftı tahkimat hesaplarında kısmi olarak dikkate alınmıştır.

Rocscience Unwedge paket programı yardımıyla gerçekleştirilen sayısal analizlerde, tüm süreksizlik setleri göz önünde bulundurulmuştur. Emniyet faktörü 1.0'a eşit ve daha büyük (> 1.0) koşulu için gerekli minimum şaft duvarı tahkimatına ait aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir (Çizelge 2).

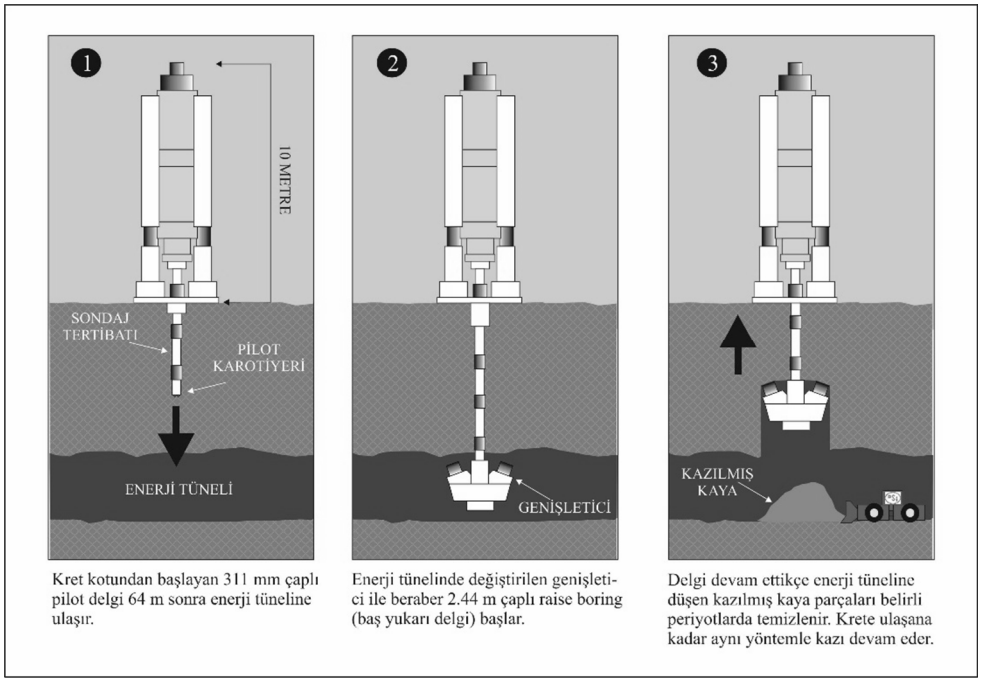
Çizelge 2. Tahkimat boyutlandırma sonuçları.

Kaya bulonu çapı	SN Ø32mm,
Kaya bulonu uzunluğu	L=6.00 m
Kaya bulonu düzeni	Yatayda 2.0 ve düşeyde 2.5 m aralıklı
Püskürtme beton	C20/25, d>25 cm

2. KAPAK KONTROL ŞAFTININ AÇILMASI ÇALIŞMALARI

2.1. Pilot ve Yükselen Delgi (Raise Boring) Çalışmaları

Kapak kontrol şaftı, sağ sahil kazı şevlerinde memba tarafında yer almaktadır. Kret kotu olan 715 m kotundan başlayan yükselen delgi kazısı, özellikle 1950'li yıllardan itibaren düşey kuyu/şaft açma da hızlı ve güvenilir bir yöntem olması sebebiyle daha çok tercih edilmektedir. Yaklaşık 64 m yüksekliğe sahip olan şaft kazısı da öncelikle pilot delgi ve peşi sıra genişletici/reamer takılarak yükselen delgi (2.44 m çaplı) ile tamamlanmaktadır (Şekil 5 ve Çizelge 3).



Şekil 5. Çalışmanın raise boring aşamaları.

Raise boring metodunun avantajları aşağıdaki gibi sıralanabilir.

- Güvenli çalışma imkânı / iş güvenliği,
- Klasik yöntemlere göre daha hızlı delgi yapabilmesi / yüksek kazı kabiliyeti,
- İki ulaşılabilen yüzey arası patlayıcı madde kullanmadan çok sağlam şaft açma imkânı,
- Dikey ve yatay (0° - 90°) arası eğimde çalışabilme imkânı, dar alanlarda çalışabilme imkânı.

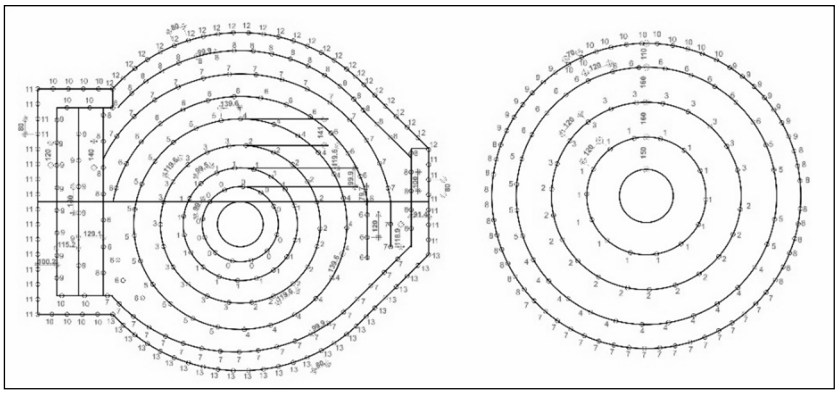
Çizelge 3. Pilot ve yükselen delgi özellikleri.

Aşama 1- Pilot Delgi	Aşama 2- Raise Boring
• Makine kurulumundan önce, doğrultu hassasiyetini sağlamak için, yaklaşık 30 cm kalınlıkta invert/taban betonu ve 3 m uzunlukta 24 adet ankraj/bulon konularak çalışma platform hazırlanır. • Delgi sırasında kullanılan suyun tek amacı, oluşabilecek tozu önlemek içindir.	
• 715 kret kotundan dik bir şekilde 311 mm çapında, 100 kg ağırlığında trikon denilen karotiyer/bit ile pilot delgi başlar. • Her biri 1.54 m uzunluğunda olan, 254 mm çaplı, 480 kg ağırlıkta olan standart tijler, delgi sonuna kadar; uzaktan kumanda ile tij tutucu robot kol (rod handler) yardımıyla eklenerek delgiye devam eder. • Kuyu doğrultusunun hassasiyetini sağlamak amacıyla pilot biti ile aynı çapta (311 mm), 1.44 m uzunluğunda, 492 kg ağırlığında sabitleyici tijler (stabilizer) kullanılmaktadır. • Pilot delgi, 64 m boyunca aynı yöntem ile devam ederek mevcut açılan Enerji Tüneli'ne ulaşmaktadır. • 4 çalışma günü sonunda 64 metrelik pilot delgi tamamlanmıştır.	• Enerji tüneline ulaştıktan sonra 311 mm'lik trikon bit sökülerek, raise boring'i yapacak olan genişletici (reamer) başlık takılır ve 2.44 m çaplı tersten kazı başyukarı şekilde başlar • Bu makine ile açılan kuyularda en zor aşama genişletme kafasının takılması ve ilk kazı başlangıcında tavana düzgün şekilde karotiyerlerin oturmasıdır. • Pilot delgi yaparken otomatik olarak eklenen rodlar/tijler, kazı ilerledikçe otomatik olarak sökülmeye başlıyor. • Genişletici başlık ile kazı sırasında tarayıcı kafada 14 tane bulunan kesici uçların her dönüşü sırasında keserek, kayadan söktüğü kazı malzemesi Enerji Tüneli'ne dökülür ve belirli aralıklarla temizlenir. • 10 gün çalışma günü sonunda başyukarı delgi tamamlanmıştır.

2.2. Klasik Delme-Patlatma İle Çapın Genişletilmesi ve Desteklenmesi

Yükselen delgi çalışmasının tamamlanmasının ardından, kapak kontrol şaftının nihai çapına ulaşması için 715 m (kret) kotundan aşağı doğru 3,5 m'lik patlatmalar yapılarak 690 m kotuna kadar Ø18.50 m'lik nihai çapa ve 651 m kotuna kadar Ø14.50 m'lik nihai çapa genişletilerek kazının tamamlanması planlanmıştır.

Delme işlemi 715 m kret kotundan, ortalama 3,5 m düşey yönde delgi boyları olacak şekilde, belirlenen pattern ve şarj miktarına göre yapılır (Şekil 6 ve Çizelge 4). Delgi çapı 76 mm'dir. Patlatma sonrası açılan şaftın üzerine ızgara konularak, ekskavatör indirilir ve gevşemiş malzeme şafttan aşağı doğru atılır. Tüm gevşemiş malzeme atıldıktan sonra, kırıcı ile patlatılmış olan yüzey taranır. Taranan pasa da aynı şekilde şafttan aşağı atılır. Pasa temizleme işlemi tamamlandıktan sonra, şaft üzerindeki ızgara alınarak bir kapak konulur.



Şekil 6. Kapak kontrol şaftı kesitleri için patlatma patternleri.

Çizelge 4. Kesitlere göre delgi adedi ve spesifik şarj miktarları.

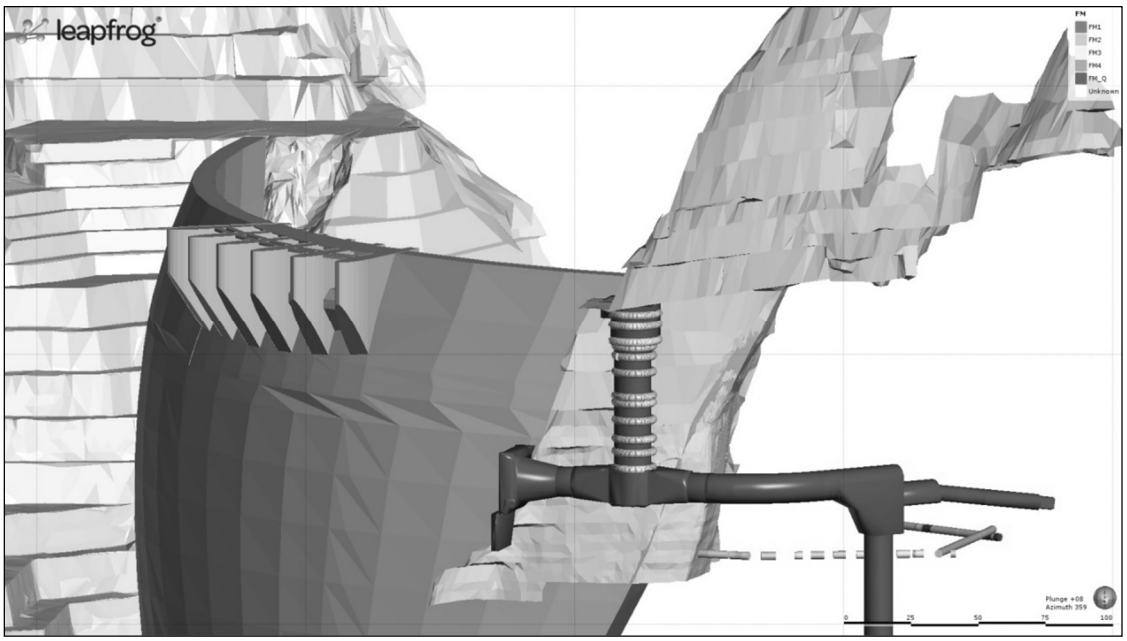
Kapsül No	L (m)	Delgi Çapı (mm)	Fitil (gr/m)	Şarj (kg)	Delgi Adet	Top. Şarj (kg)
0	3.50	76	0.00	5.00	12	60
1	3.50		0.00	5.00	18	90
2	3.50		0.00	5.00	11	55
3	3.50		0.00	5.00	11	55
4	3.50		0.00	5.00	13	65
5	3.50		0.00	5.00	12	60
6	3.50		0.00	5.00	22	110
7	3.50		80.00	5.00	35	175
8	3.50		80.00	5.00	28	140
9	3.50		80.00	5.00	14	70
10	3.50		80.00	0.80	12	9.6
11	3.50		80.00	0.80	22	17.6
12	3.50		80.00	0.80	26	20.8
13	3.50		80.00	0.80	26	208

Toplam	262	948.8
Kazı alanı (m^2)		286.40
Kazı boyu (m)		3.5
Kazı hacmi (m^3)		1002.40
Spesifik şarj (kg/m^3)		0.9465

Kapsül No	L (m)	Delgi Çapı (mm)	Fitil (gr/m)	Şarj (kg)	Delgi Adet	Top. Şarj (kg)
1	3.50	76	0.00	5.50	14	77
2	3.50		0.00	5.50	11	60.5
3	3.50		0.00	5.50	11	60.5
4	3.50		0.00	5.50	11	60.5
5	3.50		0.00	5.50	8	44
6	3.50		0.00	5.50	11	60.5
7	3.50		80.00	0.80	18	14.4
8	3.50		80.00	0.80	20	16
9	3.50		80.00	0.80	13	10.4
10	3.50		80.00	0.80	11	8.8

Toplam	128	412.6
Kazı alanı (m^2)		160.14
Kazı boyu (m)		3.5
Kazı hacmi (m^3)		560.49
Spesifik şarj (kg/m^3)		0.7361

Kazısı tamamlanmış yüzeyin jeolojik/perimetrik haritası çıkarılır (Şekil 7). Öncelikle emniyet şatkriti atılır ve topografların işaretlediği yerlere bulon (2,5 m x 2 m, L=6 m, Ø32 mm) delgisi yapılır. Yerleştirilen bulonlardan sonra enjeksiyon yapılır. Bulon enjeksiyonu sonrası, Q188/188 çelik hasır yerleştirilir ve en son çelik hasır üzeri şatkrit atılarak destekleme işlemi tamamlanır. Enerji tüneline ulaşana kadar aynı işlem tekrarlanır.



Şekil 7. Üç boyutlu olarak şaftın kazılmış yüzeyinde yapılan jeolojik haritalama.

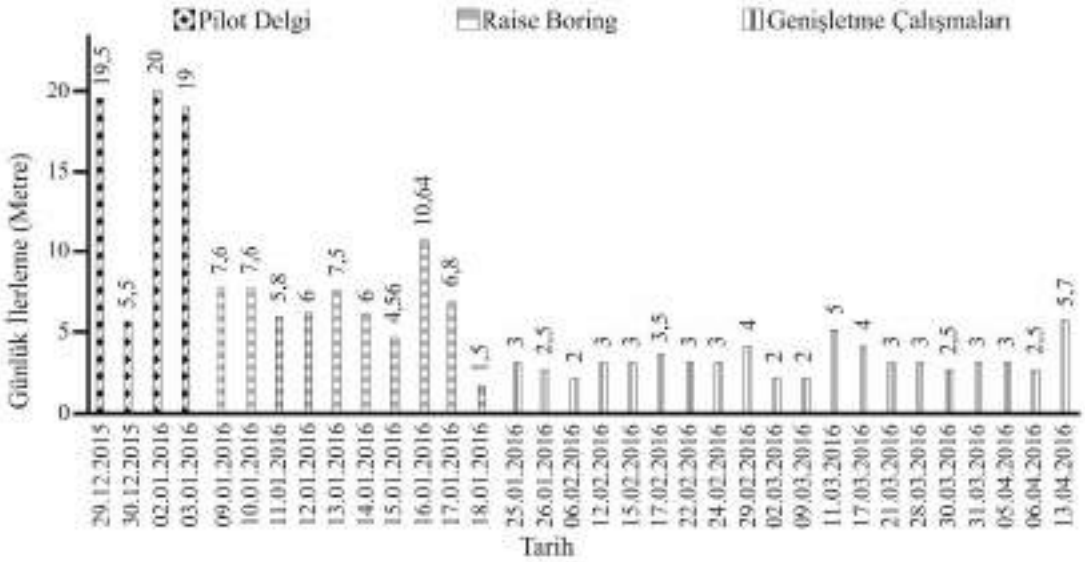
Kret kotu olan 715,00 m'den 25.01.2016 tarihinde başlayan delme-patlatma işlemi 20 çalışma günü sonunda 13.04.2016 tarihinde Enerji Tüneli'ne ulaşılması ile tamamlanmıştır (Şekil 8).

Şekil 8. Çalışmalardan görünüm.

3. SONUÇLAR

Yusufeli Barajı ve HES projesinde enerji yapıları sağ sahilde bulunmaktadır. 31 cm genişliğinde pilot delgi ile başlayan çalışmalar 4 çalışma günü sonunda, 2.44 m'lik çapa genişletme çalışmaları 10 çalışma günü sonunda tamamlanarak toplam 14 çalışma günü ile beraber yükselen delgi (raise boring) kazısı ile son derece hızlı ve sorunsuz bir şekilde açılmıştır.

Nihai kazı çapına ulaşmak için bu aşamadan sonra klasik delme-patlatma yöntemi ile devam edilmiştir. Üst kotlarda 18.50 m ve alt kotlarda 14.50 m kazı genişliğine 20 çalışma günü sonunda ulaşılarak tamamlanmıştır. Düşey kapak kontrol şaftı kazı ve destekleme çalışmaları toplam 34 çalışma günü sonunda güvenli bir şekilde tamamlanmıştır (Şekil 9).



Şekil 9. Delgi ve patlatmaların günlük ilerleme durumu (metre).

Raise boring metodu ile yapılan kazı çalışmalarında çok hızlı ve güvenli kazılar yapılmaktadır. Çalışmalar sırasında ve sonrasında enerji tünelinde herhangi bir olumsuz durumla karşılaşılmamıştır. Kapak kontrol şaftının açılmasında görülen hız ve çalışma güvenliği nedeniyle 130 m derinliğinde bulunan enerji tünelinin de aynı metot ile açılmıştır.

4. KATKI BELİRTME

Yazarlar, katkılarından dolayı Sargın İnşaat'tan Tayfun Erdoğan'a teşekkür ederler.

5. KAYNAKLAR

Consulenten, I.C., 2016. Enerji Tüneli, Kapak Kontrol Şaftı-Şaft Duvarı Tahkimat Tasarım Raporu.
Ketin, İ., 1966. Anadolu'nun Tektonik Birlikleri: Maden Tetkik Arama Ens. Dergisi, 66, 20-34.
Shaterpour, A., Erdoğan, T., 2016. Türkiye Tünelcilik ve Yeraltı Teknolojileri Dergisi, Sayı:8, 66-72.

Türkiye-Gürcistan Sınırındaki (Artvin, KD Türkiye) Kazı Şevinin Duraylılığının Jeoteknik ve Jeofizik Yöntemlerle İncelemesi

Investigation of Stability of the Cut Slopes at the Turkish-Georgian Border (Artvin, NE Turkey) Using Geotechnical and Geophysical Methods

Muhammet Oğuz SÜNNETCİ[1,*], Hakan ERSOY[1], Zekai ANGIN[2], Arzu FIRAT ERSOY[1]

[1]*Karadeniz Teknik Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 61080 Trabzon*
[2]*Karadeniz Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, 61080 Trabzon*
*(*moguzsunnetci@ktu.edu.tr)*

ÖZ: Bu çalışmada Artvin ili Hopa ilçesinde inşa edilecek yeni sınır kapısı ve gümrük tesisinin inşaatı sırasında açılacak olan kazı şevlerinin duraylılığının belirlenmesi ve güvenli tasarımının yapılması amacıyla jeoteknik ve jeofizik çalışmalar yapılmıştır. Çalışma alanında toplam uzunluğu 85 m olan 3 adet sondaj açılmış ve sismik kırılma ile 2B elektrik rezistivite çalışmaları gerçekleştirilmiştir. 2B elektrik rezistivite araştırmalarında düşük rezistiviteli (1.5-400 ohm.m) birimler profil 1 ve 2 için rezidüel zemin, profil 3 ve 4 içinse alüvyon olarak belirlenmiştir. Orta rezistiviteye sahip (400-1500 ohm.m) ile yüksek rezistiviteye sahip (1500-7500 ohm.m) birimler ise tüm profillerde sırasıyla saprolit ve bazalt olarak tanımlanmıştır. Limit denge analizleri sonucunda kazı sonrası sismik durum (a_{max}= 0.1g) için en düşük güvenlik sayısı 0.974 olarak belirlenmiştir. 100 kN kapasiteli ve 7, 10, 12 metre uzunluğundaki ankrajların potansiyel kayma dairesinden geçecek şekilde eklenmesi durumu için analizler tekrarlanmış ve güvenlik sayısı sismik durum için 1.35'e çıkmıştır.

Anahtar Kelimeler: Doğal tehlike, şev dizaynı, jeoteknik yöntemler, jeofizik araştırmalar, limit denge analizi

ABSTRACT: *In this study, geotechnical and geophysical studies were carried out in order to determine the stability of the cut slopes to be opened during the construction of a new border gate and customs facility in Hopa district of Artvin city. 3 boreholes with a total length of 85 m were drilled and seismic refraction, 2D electrical resistivity surveys were carried out. Low-resistivity units (1.5-400 ohm.m) were referred to as residual soil for profiles 1 and 2, and alluvium for profiles 3 and 4. Units with moderate resistivity (400-1500 ohm.m) and high resistivity (1500-7500 ohm.m) were referred to as saprolite and basalt, respectively, for all profiles. Limit equilibrium analysis indicated the minimum factor of safety for post-excavation seismic condition (a_{max}= 0.1g) was determined to be 0.974. The analysis was repeated after the addition of 100 KN and 7, 10, 12-meter-long anchors through the potential slip surface, and the factor of safety increased to 1.35 for the seismic condition.*

Keywords: *Natural hazard, slope design, geotechnical methods, geophysical surveys, limit equilibrium analysis*

1. GİRİŞ

Zemin kalınlığı, anakaya morfolojisi, ayrışma profili ve elastik özellikler gibi parametrelerin mekansal dağılımının belirlenmesi, heyelan alanlarındaki araştırmalar için çok önemlidir (Van Westen vd., 2006). Heyelan araştırmalarının mekansal değişkenliklerinin tanımlanmasına izin veren yöntemlerle desteklenmesi gerekmektedir (Samyn vd., 2012, Uhlemann vd., 2016). Bu nedenle, heyelan alanlarının incelenmesi, farklı tekniklerin bütünleşmesine dayanan, her bir tekniğin kendi sınırlamalarının ve dezavantajlarının üstesinden gelmeye yardımcı olabilecek, önemli ölçüde bilgi sağlayan çok disiplinli bir yaklaşımı gerektirir (Giocoli vd., 2015). Heyelanlarla ilgili modern araştırmalarda jeoteknik tekniklerle yapılan jeolojik ve jeofizik araştırmalar giderek daha fazla kabul görmüştür (Jongmans ve Garambois, 2007; Malehmir vd., 2013; Kul Yahşi ve Ersoy 2018). Jeoteknik araştırmalarda sondaj uygulamaları, inklinometre ve presiyometre testleri sıkça kullanılmakta olup, çok elektrotlu özdirenç ve sismik görüntüleme teknikleri ise heyelan alanlarında en çok tercih edilen jeofizik araştırma yöntemleridir (Van Dam, 2012; Perrone vd., 2014, Gelişli ve Ersoy 2017). Günümüzde heyelanlar

üzerine yapılan multidisipliner araştırmalar jeolojik materyalin detaylı olarak tanımlanmasında ve uygun önlem yöntemlerinin üretilmesinde çok önemli bir role sahiptir (Kaya, 2017, Ersoy vd., 2019).

Çalışma alanı Artvin ili Hopa ilçesinde yer alan Türkiye-Gürcistan Sarp Sınır Kapısı'ndadır (Şekil 1). Hopa şehir merkezinin denizden yüksekliği 10 metre olmasına rağmen bu yükseklik kısa mesafelerde 1500 metrelere varmaktadır. Dağ ve tepelerin deniz kıyısına paralel uzanması denizden gelen nemli havanın Doğu Anadolu Dağları'nın (Doğu Pontidler) kuzey kesimlerine bolca yağış bırakmasına neden olmaktadır.

Şekil 1. Çalışma alanının yer bulduru ve jeoloji haritası.

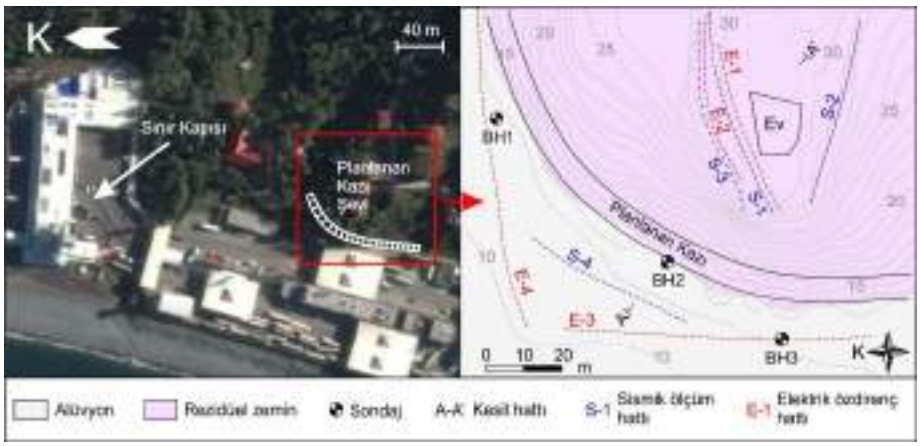
Hopa'da yıllık ortalama yağış yüksekliği 2350 mm'dir (Ulupınar vd. 2016) ve bu durum magmatik kayalardan itibaren oluşan kalın ve gevşek rezidüel zeminlerle birleştiğinde, bölgede yağış kaynaklı heyelan olayları sıkça meydana gelmektedir. Ani taşkın ve seller de bölgede sürekli gerçekleşmektedir. 24 Ağustos 2015'te meydana gelen sel ve taşkın buna güncel bir örnektir (Şekil 2). Türkiye'nin yıllık ortalama yağış miktarının (yaklaşık 600 mm) %20'sinin sadece 1 saatte yağdığı olayda 1200 kadar heyelan meydana gelmiştir (Çan ve Duman, 2017) ve milyonlarca liralık hasar oluşmuştur (Durmuş, 2016). Bu nedenle bölgede mühendislik yapılarının inşasından önce şev stabilitesine yönelik detaylı arazi incelemeleri ve saha karakterizasyonu çalışmaları yapılmalıdır.

Bu çalışmada Sarp Sınır Kapısı'nda inşa edilecek yeni sınır kapısı ve gümrük binası inşaatı sırasında kazılacak olan 20 metre yüksekliğindeki bir mühendislik şevinin güvenli tasarımı, iyileştirme yöntemi değerlendirmesi ve stabilite analizi yapılmıştır. Çalışma kapsamında; (i) sondaj çalışmaları, çok elektrotlu elektrik özdirenç ve sismik kırılma çalışmaları ile çalışma alanındaki jeolojik birimlerin özellikleri ve yayılımları incelenmiş, (ii) malzemelerin indeks ve dayanım özellikleri laboratuvar deneyleriyle belirlenmiş, (iii) jeofizik ve jeoteknik çalışmalar ile laboratuvar deneyleri bir bütün olarak değerlendirilerek jeolojik model kurulmuş, (iv) farklı koşullar için limit denge analizleri ile şev stabilite analizleri yapılmış, ve son olarak (v) şev iyileştirme yöntemleri uygulanmıştır.

Şekil 2. 24 Ağustos 2015'teki sel ve heyelanlardan sonra Hopa'dan görüntüler.

2. SAHA KARAKTERİZASYONU

Çalışmanın ilk aşamasında jeolojik birimlerin tanımlanması ve laboratuvar deneyleri için örneklerin alınması amacıyla 3 adet sondaj (toplam 85 metre) çalışması yapılmıştır. Daha sonra, sondaj verileri saha gözlemleri yardımıyla çalışma alanında 48 ile 120 metre arasında değişen uzunluklarda elektrik özdirenç (4 profilde) ve sismik kırılma (4 farklı profilde) hattı belirlenmiştir (Şekil 3).

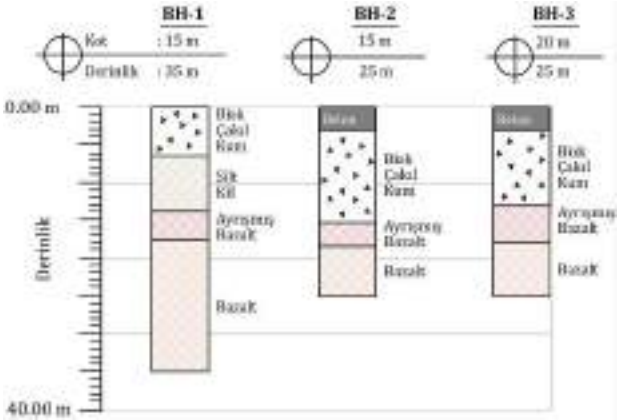


Şekil 3. Sondaj lokasyonları ve SR ve 2B ERT profilleri.

2.1. Jeoteknik Çalışmalar

Jeoteknik çalışmalar laboratuvar ve arazi çalışmaları yardımıyla jeolojik birimlerin karakterizasyonu üzerine yoğunlaşmıştır. Rezidüel zemin, saprolit ve bazalt birimlerinin düşey devamlılığının incelenmesi ve hem zemin hem de kaya örnekleri alınması amacıyla toplam uzunluğu 85 metre olan 3 adet sondaj açılmıştır (Şekil 4). Zemin örneklerinin Atterberg limitleri, dane boyu dağılımları ve doğal birim hacim ağırlıkları ASTM standartlarına uygun deneylerle belirlenmiş ve zemin Birleştirilmiş Zemin Sınıflama Sistemi'ne (USCS) göre sınıflandırılmıştır (ASTM 2009a, 2009b, 2010, 2011a). Rezidüel zeminin makaslama dayanımı parametreleri, çalışma alanında yeraltı suyu gözlenmediğinden, konsolidasyonsuz-drenajsız (UU) direkt kesme deneyi (ASTM, 2015) ile belirlenmiştir. Aynı zamanda,

kaya kütlesinin Kaya Kalite Göstergesi (RQD) değeri ve kaya malzemesinin tek eksenli sıkışma dayanımı (UCS) da belirlenmiştir. Tablo 1'de deney sonuçları özetlenmiştir.



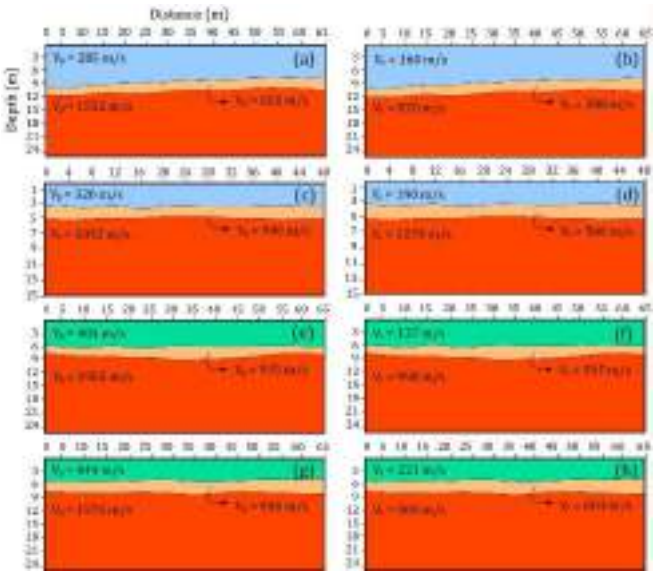
Şekil 4. Sondajlara ait kuyu logları.

Çizelge 1. Jeolojik birimlerin indeks ve dayanım özellikleri.

Jeolojik Birim	Br. Hacim Ağırlık (kN/m^3)	Su İçeriği (%)	Likit Limit (%)	Plastik Limit (%)	Zemin Sınıfı (USCS)	Kayma Dayan. C (KPa)	ϕ (°)	RQD	UCS (MPa)
Rezidüel Zemin	17.56	11	33.5	21.95	SC	55.1	9.4	-	-
Saprolit	22.96	-	-	-	-	-	-	25	11.37
Bazalt	24.81	-	-	-	-	-	-	51	45.5

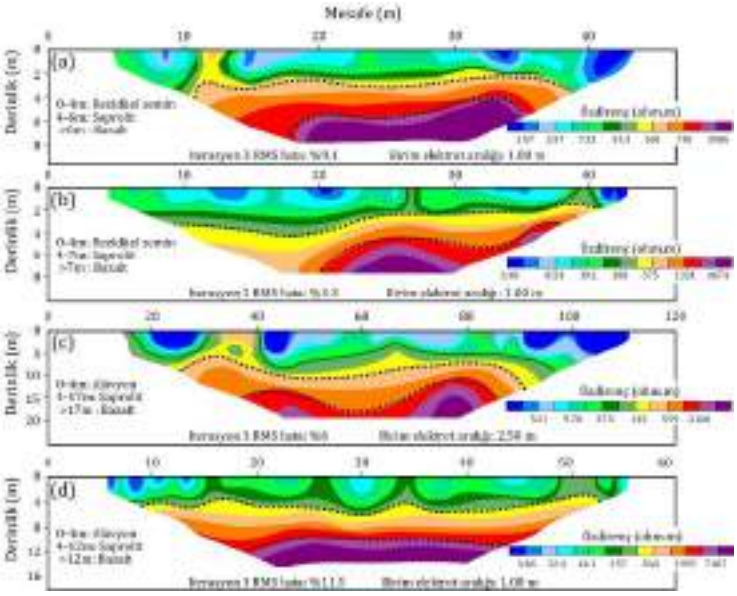
2.2. Jeofizik Ölçümler

Çalışma alanındaki jeolojik birimlerin ortalama derinliklerinin, yanal devamlılıklarının ve dinamik-elastik parametrelerinin belirlenebilmesi için 4 hat boyunca sismik kırılma (SR) ve farklı 4 hat boyunca da 2 boyutlu elektrik özdirenç (2B ERT) ölçümleri yapılmıştır. 1, 3 ve 4 numaralı sismik hatlar için ofset ve jeofon aralığı 5 metre olarak uygulanmış, toplam 65 metre açılım yapılarak 25 metre derinliğe kadar veri alınmıştır. 2 numaralı profil için ise ofset ve jeofon aralığı 4 metre olarak uygulanmış, 48 metre açılım ile 15 metre derinliğe kadar veri alınmıştır. SR verileri değerlendirilerek çalışma alanında 4 birimin varlığı ortaya konulmuştur. Her bir profil için belirlenen boyuna dalga hızları Şekil 5'te verilmiştir.



Şekil 5. Jeolojik birimleri ait 4 profildeki P-dalga ve S-dalga hızları.

2B ERT ölçümlerinde Schlumberger dizilimi uygulanmıştır ve veriler RES2DINV yazılımına aktarılarak çalışma alanının özdirenç kesiti çıkarılmıştır. Tüm profillerde 3 farklı litoloji belirlenmiştir. Sondaj verilerinden de yararlanılarak düşük özdirence (1.5-400 ohm.m) sahip birimin 1. ve 2. profillerde rezidüel zemin, 3. ve 4. profillerde ise alüvyon; orta özdirence (400-1500 ohm.m) sahip birimin saprolit; yüksek özdirence (1500-7500 ohm.m) sahip birimin sağlam bazalt olduğu sonucuna varılmıştır. Tüm profiller boyunca elde edilen kesitler Şekil 6'da gösterilmiştir.



Şekil 6. 2B ERT ölçüm sonuçları.

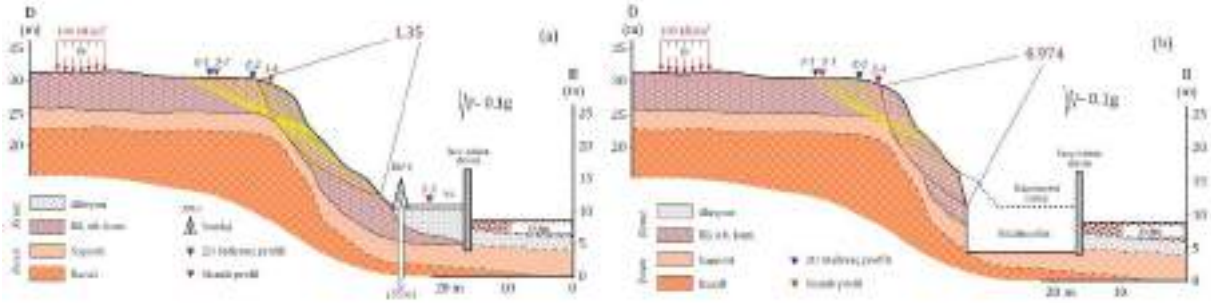
Jeolojik birimlerin derinlikleri ve ortalama kalınlıkları SR ve ERT verilerinin bir bütün olarak değerlendirilmesiyle belirlenmiş ve ilgili özdirenç, P- ve S-dalga hızları ile birlikte Tablo 2'de verilmiştir.

Çizelge 2. İncelenen kaya türlerinin birim hacim ağırlıkları ve tek eksenli sıkışma dayanımları.

Jeolojik Birim	Ort. Derinlik (m)	Elektrik özdirenç (ohm.m)	P-dalga hızı (m/s)	S-dalga hızı (m/s)
Alüvyon	<5	150-550	444	221
Rez. zemin	5-9	<150	285-404	137-190
Saprolit	9-13	550-4500	650-935	388-601
Bazalt	>13	>4500	1552-1976	870-1179

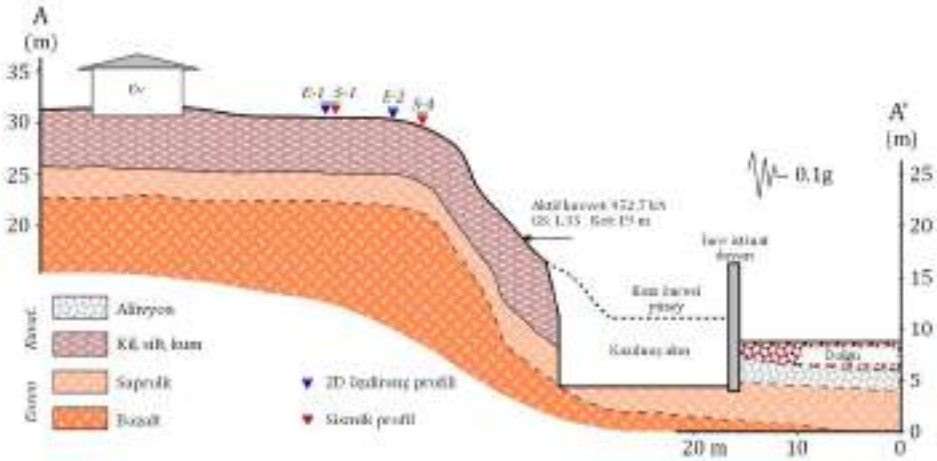
3. ŞEV DURAYLILIK ANALİZLERİ

Jeoteknik ve jeofizik veriler bir bütün olarak değerlendirilerek çalışma konuşu şevin jeolojik enine kesitleri elde edilmiş ve bu enine kesitler limit denge analizlerinde kullanılmıştır. Analizler Rocscience Slide®6 yazılımı ile yapılmıştır. Tüm analizler sismik ve sismik olmayan durum için tekrarlanmış, en düşük güvenlik sayısının elde edildiği enine kesit üzerinden geri analiz yöntemi ile en uygun şev iyileştirme yöntemi belirlenmiştir. Sismik durum için yapılan analizlerde en büyük yatay yer ivmesi değeri 0.1g olarak alınmıştır. Doğu Karadeniz Bölgesindeki heyelanların neredeyse tamamının rezidüel zemin içerisinde gerçekleşmesi sebebiyle analizlerde zemin ortamları için Mohr-Coulomb, kaya ortamları için Hoek-Brown yenilme kriteri kullanılmış, kayma dairesinin şekli ise dairesel ve karma olarak seçilmiştir. Bishop yöntemine göre yapılan limit denge analizlerinin sonuçları planlanan kazı öncesi ve sonrası durum için sırasıyla Şekil 7a ve Şekil 7b'de gösterilmiştir.



Şekil 7. Kazı öncesi ve sonrası sismik durum için limit denge analizi sonuçları.

Kazı öncesi ve sonrası sismik durum için güvenlik sayısı sırasıyla 1.35 ve 0.974 bulunmuştur. Bu sonuç kazının yapılması sırasında veya sonrasında şevde bir duraysızlık meydana gelebileceğini göstermektedir. Bu nedenle geri analiz yöntemiyle potansiyel kayma yüzeyinde bir şev iyileştirme planlaması yapılmıştır. Geri analizle potansiyel kayma dairesinin orta noktasında (denizden yükseklik 19 metre) 1.35 (kazı öncesi sismik durum için belirlenmiş olan güvenlik sayısı) güvenlik sayısının elde edilebilmesi için şev yüzeyine etki etmesi gereken karşı kuvvet 952.7 kN olarak belirlenmiştir (Şekil 8).

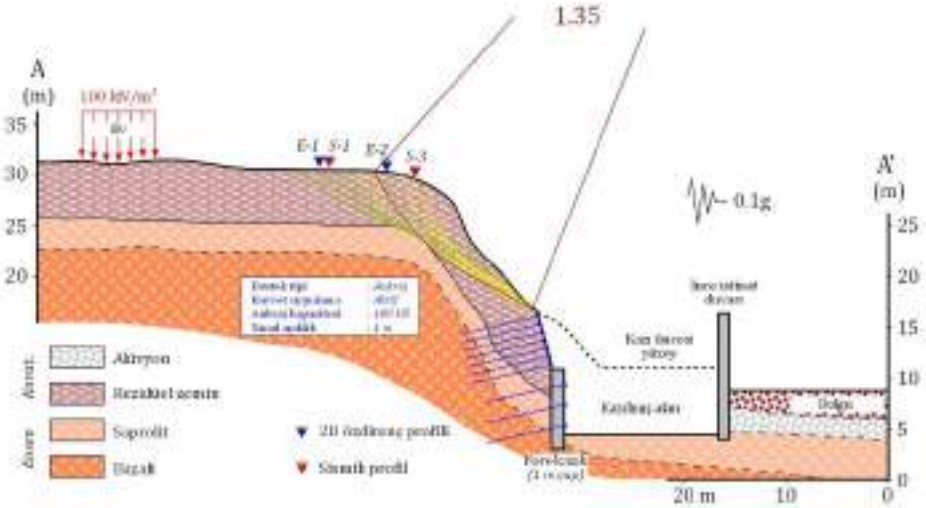


Şekil 8. Kazı şevi için geri analiz sonuçları.

Neves vd. (2016) rezidüel zeminler gibi kohezyonlu zeminlerden oluşan şevleri iyileştirmenin en etkili yolunun zemin çivileri gibi kayma dairesinden geçerek kayma potansiyeli olan kütleyi sağlam kütleye bağlayan sistemler olduğunu belirtmiştir. Bu nedenle, kayma yüzeyinin derinliğinin en fazla 10 metre olduğu da göz önünde bulundurularak, potansiyel kayma dairesinden geçen 7, 10 ve 12 metre uzunluktaki ve 100 kN kapasiteli ankrajlardan 1 metre aralıkla 10 sıra halinde (toplam kapasite 1000 kN) uygulanması durumu için limit denge analizleri tekrarlanmıştır. Analizler sonucunda şevin güvenlik sayısı sismik durum için 1.35'e yükselmiştir (Şekil 9).

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada Artvin ili Sarp sınır kapısında yapılacak yeni bir sınır kapısı ve gümrük binası için planlanan kazı şevinin duraylılığı ve şev iyileştirme yöntemleri değerlendirilmiştir. Çalışma alanı heyelan gibi doğal tehlikelerin gerçekleşme riskinin yüksek olduğu bir bölgede olduğu için hem jeoteknik hem de jeofizik veri elde etme yöntemleri uygulanmış ve sonuçlar bir bütün olarak değerlendirilerek şev duraylılık analizleri gerçekleştirilmiştir. SR ve ERT ölçümleri gibi jeofizik yöntemler ve sondaj, laboratuvar deneyleri gibi jeoteknik yöntemler kullanılarak çalışma alanının jeolojik ortamı ve jeolojik birimlerin dayanım parametreleri daha gerçekçi bir şekilde karakterize edilmiş, limit denge analizleriyle şeve ait güvenlik sayısı kazı öncesi ve sonrası durum için belirlenmiştir.



Şekil 9. Ankrajların eklenmesi durumu için limit denge analizi sonuçları.

Kazı öncesi ve sonrası durum için yapılan limit denge analizleriyle şeve ait güvenlik sayısı sırasıyla 1.35 ve 0.974 olarak belirlenmiştir. Belirlenen potansiyel kayma dairesi baz alınarak yapılan geri analizde 1.35 güvenlik sayısı için şev yüzeyine etki etmesi gereken karşı kuvvet 952.7 kN olarak belirlenmiştir. Potansiyel kayma dairesinin nispeten sığ olması nedeniyle şev iyileştirme yöntemi olarak 100 kN kapasiteli 7, 10 ve 12 metre uzunluğundaki ankrajların kullanılması durumu için limit denge analizleri tekrarlanmış ve şevin güvenlik sayısı sismik durum için 1.35 olarak belirlenmiştir. Planlanan şev iyileştirme tasarımı şeve geçtiğimiz yıllarda başarıyla uygulanmıştır (Şekil 10).

Şekil 10. Şev iyileştirme çalışmalarından görüntüler.

5. KAYNAKLAR

ASTM, 2009a. Standard test methods for particle-size distribution (gradation) of soils using sieve analysis. ASTM D6913-04 (2009)e1, West Conshohocken, PA

ASTM, 2009b. Standard test methods for laboratory determination of density (unit weight) of soil specimens. ASTM D7263-09, West Conshohocken, PA

ASTM, 2010. Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils. ASTM D4318-10e1, West Conshohocken, PA

ASTM, 2011a. Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System). ASTM D2487-11, West Conshohocken, PA

ASTM, 2015. Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils, ASTM D2850-15, West Conshohocken, PA

Çan, T., Duman, T.Y., 2017. Hopa (Doğu Karadeniz) Bölgesi Heyelan Olay Envanter Haritası ve Yağış Şiddet İlişkisi. MÜHJEO'2017: Ulusal Mühendislik Jeolojisi ve Jeoteknik Sempozyumu, Adana, 103-110.

Durmuş, O, 2016. 24 Ağustos 2015 Tarihinde Hopa'da Ani Taşkına Neden Olan Aşırı Yağış Hadisesinin Meteorolojik Analizi Ve Bulut Dinamik Yapılarının İncelenmesi. Yüksek Lisans Tezi, Istanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, 10133951.

Ersoy, H., Karahan, M., Gelişli, K., Akgün, A., Anılan, T., Sünnetci, M.O., Yahşi, B.K., 2019. Modelling of the landslide-induced impulse waves in the Artvin Dam reservoir by empirical approach and 3D numerical simulation. Engineering Geology, 249, 112-128.

Gelisli, K., Ersoy, H., 2017. Landslide investigation with the use of geophysical methods: A case study in northeastern Turkey. Advences in Biology and Earth Sciences, 2, 52-64.

Giocoli, A., Stabile, T.A., Adurno, I., et al., 2015. Geological and geophysical characterization of the southeastern side of the High Agri Valley (southern Apennines, Italy). Natural Hazards and Earth System Sciences, 15, 315-323.

Jongmans, D., Garambois, S., 2007. Geophysical investigation of landslides: a review. Bulletin de la Société Géologique de France, 178, 101-112.

Kaya, A, 2017. Geotechnical assessment of a slope stability problem in the Citlakkale residential area (Giresun, NE Turkey). Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 76, 875-889.

Kul Yahşi, B., Ersoy, H., 2018. Site characterization and evaluation of the stability of the Yesilyurt Landslide (Trabzon, NE Turkey) using back analysis method. Journal of Geophysics and Engineering, 15, 927-937.

Malehmir, A., Bastani, M., Krawczyk, C.M., Gurk, M., Ismail, N., Polom, U., Persson, L., 2013. Geophysical assessment and geotechnical investigation of quick-clay landslides–a Swedish case study. Near Surface Geophysics, 11, 341-350.

Neves, M., Cavaleiro, V., Pinto, A., 2016. Slope stability assessment and evaluation of remedial measures using limit equilibrium and finite element approaches. Procedia Engineering, 143, 717-725.

Perrone, A., Lapenna, V., Piscitelli, S., 2014. Electrical resistivity tomography technique for landslide investigation: A review. Earth-Science Reviews, 135, 65-82.

Samyn, K., Travelletti, J., Bitri, A., Grandjean, G., Malet, J.P., 2012. Characterization of a landslide geometry using 3D seismic refraction traveltime tomography: The La Valette landslide case history. Journal of Applied Geophysics, 86, 120-132.

Uhlemann, S., Hagedorn, S., Dashwood, B., Maurer, H., Gunn, D., Dijkstra, T., Chambers, J., 2016. Landslide characterization using P-and S-wave seismic refraction tomography—The importance of elastic moduli. Journal of Applied Geophysics, 134, 64-76.

Van Dam, R.L., 2012. Landform characterization using geophysics—Recent advances, applications, and emerging tools. Geomorphology, 137, 57-73.

Van Westen, C.J., Van Asch, T.W., Soeters, R., 2006. Landslide hazard and risk zonation—why is it still so difficult? Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 65, 167-184.

Considerations About the so Called "Scars Method"

"Scars Yöntemi" Hakkında Dikkat Edilmesi Gerekenler

Jose Antonio Urroz LOPES

LQ Geoambiental Ltda. Rua Manoel Eufrásio 403 Cj 11 80.030-440 Juvevê Curitiba-Paraná, Brazil
(zelopes41@gmail.com)

ABSTRACT: The Scars Method was developed at the 70's (XX Century) to slopes´ projects of a highway and a railway; it was presented in the 3rd Brazilian Association of Engineering Geology and the Environment-ABGE Congress; included in the author's Master Dissertation and utilized, tested and commented by other authors. It utilizes natural ruptures´ scars as paradigms and Hoek´s equations and abacuses as means, to obtention of middle strength parameters mobilized. Comparisons obtained using the Scars Method and the Morgenstern & Price back method showed very near results and with computational methods utilizing c and φ laboratory values, it behaves conservative as in similar comparisons made by other authors between back and canonical studies. The Method showed that little data dispersion, caused by possible estimation errors in the rupture conditions, is expected, giving reasonably precise and reliable values of c and φ.

Keywords: Back methods, hillsides stability, rupture scars, mechanical parameters, slope stability estimates

ÖZ: *"Scars Yöntemi", 70'lerde (XX. Yüzyıl) otoyol ve demiryolu yamaç projelerinde uygulanmış, Brezilya 3. Mühendislik Jeolojisi Derneği ve Çevre-ABGE Kongresi'nde sunulmuş ayrıca yazarın Yüksek Lisans Tezi'nde yeralmıştır. Diğer yazarlar tarafından kullanılmış, test edilmiş ve tartışılmıştır. Yöntem, hareketli orta kuvvet parametrelerinin engellenmesinde doğal kopma izlerini, Hoek denklemleri ve abacuslardan faydalanır. Scars ve Morgenstern & Price yöntemleri karşılaştırıldığında birbirine çok yakın sonuçlar vermiş ve c ve φ laboratuvar değerlerini kullanan hesaplama metotları ile de benzer sonuçlar elde edilmiştir. Yöntem, yenilme koşullarının etkisiyle küçük veri dağılımlarına bağlı muhtemel tahmin hatalarının beklendiği ve c ve φ değerlerinin oldukça kesin ve güvenilir bir şekilde verildiğini göstermiştir.*

Anahtar Kelimeler: *Geri analiz yöntemleri, yamaç stabilitesi, kopma izleri, mekanik parametreler, şev stabilitesi tahminleri*

1. INTRODUCTION

To talk, today, about slope stability methods based on abacuses developed in Twentieth Century, could seem unreasonable, anachronic and out of place vis-a-vis the sophistication that are coated (at least in appearance) modern computational methods. However, all the sophistication of the executed calculations, use many times, not trusted basic data. Evert Hoek (1972), creator of the abacuses that support the Scars Method, reports Terzaghi's words: "…natural conditions can prevent the possibility of getting all the necessary data to the prediction of a natural foundation material performance by the analytical method or anyone other. If in this condition, a stability computation is necessary, this one is, necessarily, based on suppositions that have little in common with reality. These computations produce more damage than benefits since they deviate the designers' attention from inevitable, but important gaps in his knowledge…". By posting, in 1970, his abacuses to estimations of stability of excavated slopes in open pit mines, Hoek aimed to supply, particularly, the necessities of the engineers not specialist in Soils and Rocks Mechanics making clear that they didn't were searching "to substitute more sophisticated and precise methods that should be applied when the stability of a slope is critical and when the exactitude of the incoming data justify the application of such methods" (Hoek, 1972). The Hoek's abacuses were, however, of enormous validity to technicians of other areas, between them, those working with linear constructions in engineering.

On the other hand, according to Hoek, 1972 the simplifications of the natural conditions used by him in the construction of his abacuses "are common to, virtually, all the slope stability analysis methods currently accepted". Besides the simplifications pointed by Hoek, three sources of incertitude surround the last, when directed towards the study of natural slopes: (i) the heterogeneity of the slopes; (ii) the representativeness of the collected samples and (iii) the reproducibility of the natural processes in laboratory. These difficulties made Deere & Patton (1970) divide the stability analysis processes in (1) by previous experience; (2) by modified previous experience and (3) by stability calculation.

As regard to the first "incertitude", we must consider the extreme characteristic variability of the founded materials in the majority of the real slopes - schistosity, foliation, banding, fractures, faults, foldings and coluviation and other results of paedogenetic process - that make absolutely impracticable the representativeness of samples of those massifs and model with sufficient acuity, even if the disposable softers could, theoretically, allow it. An example of such a complexity is shown in Figure 1, including beds of different materials, faults, recumbent folds, angular and erosive unconformities.

Figure 1. Hillside of the Argentinian Andes known as "Montaña de los Siete Colores" (Seven Colors Mount) (Lopes, 2017).

Even slopes constituted by apparently homogeneous materials, when detailed examined, reveal to be very heterogeneous. In recent work Galeandro et al. (2017) using pocket penetrometer showed that thick and apparently homogeneous argillaceous beds of Pleistocene age, are really heterogenous, anisotropic and have variable properties (Galeandro et al., 2017) caused by action of processes like deposition, diagenesis and weathering. According to these authors "The soil strength profile showed that the relevant variability of soil strength [...] was higher than expected …" (Galeandro et al., 2017). Those authors refer, also, to other causes of errors and inaccuracies: "… the representativeness of samples, measurements errors, [...] procedural-operator variation, random testing effects, and transformation uncertainty …".

Christaras et al., (2014) studying two landslides in Neogene age marls, in the Kapsali Gulf, Greece, verified trhat the marls, when dry, seemed hard and cohesive, but when wet, lost immediately its cohesion. Laboratory tests indicate soils type CL-ML with $\varphi = 23{,}2°$ and $c = 21{,}5$ kPa that conduced to a Fs between 1,05 and 1,3 for dry conditions. The regression study however estimated φ in 18o and c in 4 kPa what led to Fs between 0,993 and 0,998 (Christaras et al., 2014). These authors concluded that "[...] the back analysis method provided more realistic results than the original laboratory tests because it takes in consideration the conditions at the time of failure" (Christaras et al., 2014).

Therefore, the utilization of (back) studies that give more importance to getting of representative values of strength parameters than to mathematical rigorism, are valid, and particularly if they use, observed ruptures (natural scale essays) as a model, since they avoid the materials variability problem once the obtained parameters would be mean values and furthermore, if they use empirical relations between equations and parameters tested and showed to be coherent with formal mathematical based theories.

2. METHOD HISTORY

Back analyses, originally where summarized in determine, in field, the probable conditions of a rupture occurrence and, by trial, estimate the strength parameters developed during it. Initially such studies worked purely "by trail", that is, using one of the "canonical" methods and stablishing from field observations or suppositions, the conditions that existed during the ruptures. To obtain satisfactory results, characteristics and parameters that satisfied the rupture or - what is the same - that could determine a theoretical Security Factor equal or near 1 to the collapsed slope, were proposed.

More recently, many methods or adaptations have been proposed to make more "rational" such studies: the "Scars Method" is one of them. This method was developed by J. Lopes, at the end of the 1970's, to support the necessities of rapid and relatively secure establishment of slopes of a railway (Joaquim Murtinho - Morros) and of a highway (BR-153 Trecho Imbituva - União da Vitória) both in the State of Paraná, Brazil. The railway cuts dominantly residual soils originated from granitic rocks and the highway, sedimentary Paleozoic formations of Paraná Sedimentary Baisin, recovered by relatively thin (2-4m) lateritic soils but more frequently, by lithosols.

Triaxial compression and direct shear essays executed, presented very dispersive values: $4<\varphi<30°$ and $5<c<50$ kPa that would conduce to variable slopes even in a same cut. In the highway case, the materials were characterized by strong lithological inhomogeneity, flagrant anisotropy, conspicuous tectonic and total behavior unpredictability after exposition to weathering. This fact did not constitute, in that time, something new, once "in general it's not possible the application of methods of slope stability analysis in the terrestrial ways, because of the homogeneity deficiency of the construction materials that would make few representative the results of anyone sampling and laboratory studies, or by reasons that come from the number of studied structures" (Rico and Del Castillo, 1974).

On the other side, in both cases, natural slides scars were conspicuous in the ways areas, what made the author to think in use them as generic essays, utilizing the Hoek's equations and abacuses, as tools. With this proceeding, characteristic values of c and φ of residual granite soils were determined for the railway and to different sedimentary formations involved in the highway. In 1981, the author presented the results of these works in the 3rd ABGE Congress in Itapema SC/Brazil (Lopes, 1981) and in 1986 Queiroz (1986) in his Master Dissertation used these criteria to make an abacus "height x inclination" of the slopes of a railway, having considered the Hoek abacuses constitute the best basis for this kind of study. In 1995, the method was included in the Master Dissertation of the author ((Lopes, 1995) and, in 2001 in the book of Fiori & Carmigiani (2001) under the denomination "Lopes' Method". In 2017 the method was tested against computational usual methods by Moscateli (2017) in his Master Dissertation and included in the book published by Lopes (2017). During all this time the method was used in Brazil, with positive results.

3. THEORETICAL BASES AND PRACTICAL APPLICATIONS

To stablish relations between strength parameters in slopes "excavated in soils and soft rocks whose mechanical properties are not dominated by structural features" or better, of "slides with surfaces that can be approached to a circular arc" Hoek (1972), by "trial and error" arrived at two dimensionless groups:

slope's angle function $X = i - \varphi$ (1)

slope's height function $Y = \gamma H/c$ (2)

where: i slope's angle (°), φ friction angle (°), γ unit weight (kPa), H slope's height (cm) and c material's cohesion.(kPa)

From the comparison with other existing abacuses (Taylor, Janbu, Bishop and Morgenstern & Price), Hoek concluded by the necessity of a correction in the X function that became:

$$X = i - 1{,}2\ \varphi \qquad (3)$$

In the same way and with the same systematic, were stablished corrections for "the influence of the subterranean water and traction cracks…" (Hoek, 1972).

To understanding the abacuses' utilization to getting values of the strength parameters, we must make a little digression about the natural or artificial ruptures and theirs forms. Even if, as postulate by Hoek, they present curvilinear form, they are not circular. Careful observations show that in thick and reasonably homogeneous regoliths, the developed curves approach much more the Rendulic's model: a logarithm spiral (Rendulic, 1935 in Vargas, 1977), as described by Terzaghi & Peck: "the curve […] approaches an ellipse arch," (Terzaghi & Peck, 1966). Further, according with the majority of the classic authors of Soil Mechanics - Terzaghi & Peck (1966), Taylor (1966), Spangler & Handy (1973) and Lambe & Whitmann (1979), the experimental ruptures behind retaining walls "constitute curves that end by a vertical portion", fact already observed by Sir Benjamin Baker, in 1881: "…surface cracks which develop […] are oriented vertically […] before bending toward the base of the mass" (Baker, 1881 in Spangler e Handy, 1973).

The author is convinced that the rupture's form will be given by the material's nature and characteristics, describing, its principal section, a "Culmann's inverted diagram", in accordance with the expression attributed to this author (Spangler & Handy, 1973):

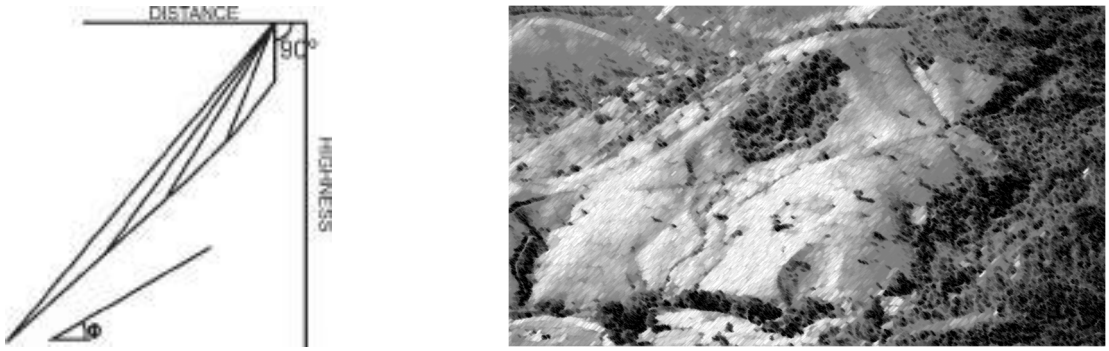
$$Hcr=(4c/\gamma)\ \{(\sin i \cos \varphi)/[1-(\cos i - \varphi)]\} \qquad (4)$$

where: Hcr = maximum stable height (cm), c = cohesion (kPa), γ = material's unit weight (kPa), i = slope angle (º) and φ = friction angle of the material (º).

To understand this form, let us imagine a slope supported by a retaining wall continuously lowered. At any limiting situation of height/inclination attendant the Culmann's expression, theoretically a rupture would occur, beginning, when the free highness overcomes the maximum stable highness for 90º and, in this case, the rupture would have a vertical face with this height, followed, in its inferior portion, by an extension sloping (90-Δx)º. From this point, at any demotion, new longer extensions, corresponding to lower inclinations, would happen, composing the lower portion of the curve while the upper part would be "buried" increasingly in the massif. In this way, any point of the rupture surface, meets the stability condition given by its distance/inclination to the top of the slope, as shown in Figure 2a.

On the other side, there is no reason to imagine that a rupture behind a retaining wall, would have different form from another occurring in a free slope. In this case, however, it will occur by progressive decadence of the strength parameters provoked by the weathering action and will have its "déclanchement", usually, by a triggering event (big rain, seismic motion, drainage deepening, ice or human action).

If we imagine, in two dimensions, a hillside with cohesive/attritive fairly homogeneous material, entering in its limit stability, from the already discussed, we can conclude that the principal section of the rupture's surface must be constructed from a P point, by a vertical straight line that extends to the stability limit deepness of the remaining material, followed by straight segments with growing extensions and progressively gentler slopes, corresponding to the several limiting stability conditions until the final stability condition corresponding to the straight line sloping φ° be attained. In other words, the rupture surface should begin vertical and, from the stability limit of this condition, progressively soften, generating a curve that asymptotically approaches the straight line whose inclination corresponds to the internal friction angle that has infinite stable extension. In three dimensions, all the sections around the P point, should meet the condition prevue for the principal section and consequently, there will be generated rupture solids with conchoidal form, increasingly larger as the retaining wall is lowered or the hillside material, degraded. In the elucidative Figure 2b, this can be observed with the characteristic "inverted drop" form, explicable by the above reasoning.



(a) (b)

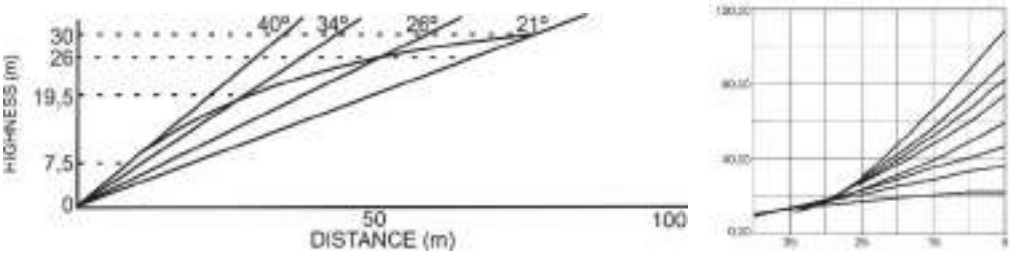
Figure 2. (a) Deducted form of the principal section of the rupture surface; (b) Landslide scars of (at least) four different ages: Minas Gerais, Brazil (Lopes, 2017).

Assuming the axiom that something slides because is unstable and stops slide when stabilizes, the obvious conclusion is that the slide's scars represents the limit surface between the stable and the unstable condition and, consequently, has a SF ≈ 1. Therefore and admitting that its form results of a succession of height/inclination limit pars it is possible to trace, in its interior, these pairs and if, in another side, we have generic equations that correlate these pairs with the c and φ parameters (the X and Y Hoek's equations) it will be possible, in a first phase, to stablish numerical equations that attend anyone of those pairs and, after a convenient treatment, to stablish the pair that best attend the set.

Unless we are sure that the rupture is current, from the practical point of view, the procedures require the collection of sections of a certain number of scars, since some of them could be older and worn out or include in their interior, deposited materials of the own landslide (Fs>1). No one of them, however, would have inclinations and height greatest than admitted by the mean characteristics of the sectioned materials in the conditions that occurred the rupture. Consequently, to be sure we work with the curves that really represent the limit condition it is necessary to draw these sections (for a work convenience, inverted, so that their apices in the field, correspond to the origins in the graphic) and to trace their wraps. The sectioning of this wrap with straight lines inclined with chosen angles of limit slopes, will furnish the height/angle pairs of the limit slopes, as shown by Figure 3a.

The second part of the works consists in a field search, trying to stablish the more likely conditions of occurrence of the ruptures used as paradigms, to choose the form of the equations that best represent them. Having the forms, the substitution of the pairs of values height/limit angle of the selected slopes and of the value of γn, permits the stablishing of a certain number of numerical possible equations. From this point, attributing values to φ, inside the validity interval of this variable adopted by Hoek (10-40º) and calculating the corresponding values of the X function, we can, in the Hoek's graphic, on the SF = 1 curve, determine the corresponding values of the Y function and from it, the values of c.

The next step is to place in graphic, the several c/φ pairs passable to attend the imposed conditions by anyone limit-slope and in verify, in sequence, by successive adjusts, the pair that better attends the imposed conditions for all the slopes or for whom they approach Fs = 1 individually and together. An example of this kind of procedure is presented in Figure 3b: a rupture occurrence in a cut with approximately 75 m height in the Km 518+047 of the BR-116 highway, São Paulo-Paraná stretch.



(a) (b)

Figure 3. (a) Choice of the maximum stable height/slope inclination pairs; (b) Graphics of the equations that meet the eight considered sequences in the BR-116 highway occurrence (Lopes, 2017).

4. ACCURACY

To evaluate the Method's accuracy two projects, executed in 2016, to correct slopes affected by landslides in Brazilian highways, respectively, in Rio Grande do Sul and Paraná States (reconstruction of cuts in the Km 2 of the BR-153/RS and Km 19.8 of the PR-408 highways) were analyzed by Moscateli (2017) in his Master Dissertation. This author compared the theoretical SF, stipulated with base in the parameters obtained by the scars method, with those obtained with canonical traditional methods – Fellenius, Simplified Bishop, Morgenstern & Price and Spencer and with another back method – Morgenstern & Price's. Moscateli (2017) accomplished, also, comparisons between the SF obtained by other methods using parameters got from the Morgenstern & Price back method and laboratory essays.

According to this author, "the SF = 1,1 stablished by the Lopes [Scars] Method to the [first one] drained slope, using the parameters estimated by it, is exactly the same as the SF determined by the traditional analyses, considering the same parameters and scenarios" and "… applying in the analyses' models, both the obtained parameters from laboratory essays and [...] by Morgenstern & Price back analysis [...] it was verified a SF of 1,4 and 1,2, respectively [...]". "To [the] intermediary situation [water level at half height of the slope] [...] it was verified that: with parameters from the back analysis of Lopes and Morgenstern & Price, the result of the security factor was the same to both the methodologies (SF = 0,9) [...] [and] a higher SF, equal to 1,1 with the laboratory parameters" and "In the extreme condition [...] when the water level rises to the top [...] the SF values, with the application of all possible pairs of parameters, have remained under the unity, or very close [...]" (Moscateli, 2017). "The SF = 1,4 considered by the Lopes Method to the [second one] drained slope, utilizing the estimated parameters [by this method] [...] is 0,1 above the SF 1,3 determined by the traditional analyses, considering the same parameters and scenario" and "… applying [...] the parameters obtained by laboratory tests as well as the obtained by the back analysis of Morgenstern & Price and defining the slope as drained, it was verified a SF of 2,1 and 1,5, respectively…" "Analyzing the intermediary situation [water level at half height of the slope] [...] it was verified in the analyses with the application of the laboratory and Morgenstern & Price parameters [...] an upper SF: of 1,9 and 1,4, respectively…" and, finally, "in the most critical condition considered to the excess pore pression acting on the slopes, starting from the application [...] of the parameters obtained from Lopes and Morgenstern & Price, both from back analysis process, the SF value stayed below the unity [...] In contrast [...] the parameters obtained from laboratory tests have registered a SF = 1,3 …" (Moscateli, 2017).

In summary, this author concluded that the Scars Method leads to results nearby, but usually a little below, if compared with the ones utilizing other traditional method of back analysis (Morgenstern & Price) and when compared with canonical traditional methods that use laboratory essays and electronic computation, shows usually much more conservative values.

5. SENSIBILITY

To verify the capacity to furnish elements not only reliable but to provide reasonably precise values of the searched strength parameters and not an extensive range of pairs of possible values, it was decided to calculate all the possibilities fought by Hoek (1972) in terms of the situations covered by his method. For this, it was utilized the case of a broken slope, composed by deep residual soil, originated from gneissic rock existing in the Serra do Mar region, State of Paraná, Brazil, whose slopes enrolled in the rupture scar presented the characteristics constant of the Table 1.

Using Table 1 data and procedures before exposed, the possible values of c and φ were calculated to different situations, utilizing Hoek's (1972) equations, including near impossible conditions like - dry crack when the water table lies at ¾ or maximum slope's height or wet crack when the water table lies below the half part of the slope; these values are reported in Table 2. This Table shows that in "drained" condition, the undefinition of φ value is resumed to 0,1º, independently on the presence of cracks, undefinition that grows to 0,2° in presence of water table, in every estimate class. If compared "drained" condition successively with the other estimates, a growing of 1º (4%), 1,2º(4,6%), 1,3º (4,8%) and 1,4º (4,9%), totalizing 4,9º (19,76%) when passing from the first (drained) to the last (water table at the top)

condition. In the cohesion value, the undefinition band is fixed in 0,2 kPa considering the "without crack condition" and 0,3 kPa for the "with track condition", occurring, at same time, a gradual growing of the same 0,3 kPa when passing, successively, from the condition "without cracks" to "with dry crack" and to "wet crack".

Table 1. The height/inclination pairs of the rupture considered.

Segment	Inclination in degrees	Height in meters
1	35.79	8.84
2	33.10	39.70
3	30.30	67.48
4	27.3	72.03
5	24.4	73.82

Table 2. The obtained values of c and φ in downward flow conditions using Table 1 data.

	Drained		Hw/H =0.25 Downward flow			Hw/H=0.5 Downward flow			Hw/H =0.75 Downward flow			Hw/H =1 Downward flow		
	Without crack	With crack Zo/H = 0,5	Without crack	With crack Zo/H = 0,5		Without crack	With crack Zo/H = 0.5		Without crack	With crack Zo/H = 0.5		Without crack	With crack Zo/H = 0.5	
				Dry	Wet		Dry	Wet		Dry	Wet		Dry	Wet
C kPa	4,6 to 4,8	4,8 to 5,1	4,6 to 4,8	4,9 to 5,1	5,2 to 5,4	4,6 to 4,8	4,9 to 5,1	5,2 to 5,4	4,6 to 4,8	4,9 to 5,1	5,2 to 5,4	4,6 to 4,8	4,9 to 5,1	5,2 to 5,4
φ degrees	24.8 to 24.9	24,8 to 24,9	25,8 to 26	25.8 to 26	25,8 to 26	27 to 27,2	27 to 27.2	27 to 27.2	28.3 to 28.5	28.3 to 28.5	28,3 to 28,5	29.7 to 29.9	29,7 to 29.9	29.7 to 29.9

Hw/H = water table position/slope highness; Zo/H = traction crack deepness/slope highness

The maximum differences between the first and the last condition was 0,5 kPa. As a result, in practice, considering a water table ranging from 0,0 (drained) to slope's middle height (Hw/H=0,5), including or not tension cracks, the maximum possible difference between the real rupture conditions and the admitted in the estimates, could arrive to a maximum of 1° in the friction angle and to 10% in the cohesion.

6. CONCLUSIONS

From the previous digressions could be withdrawal the following conclusions:

1. Despite all the apparent sophistication, the Computational Methods have their "Achilles' heel" in the representativity of the basic data over whom rely the calculations – the c and φ values and the modeling of the natural hillsides – and therefore, there is room for mathematically less sophisticated methods nearest the natural reality: the back studies;
2. The Hoek's abacuses, developed on empirical equations, give a solid base to the execution of regression studies utilizing systematic surveys of natural or provoked ruptures, on geological / pedological / climatic similar conditions, furnishing reliable average values. This kind of study is particularly suitable for linear works like highways and railways;
3. The comparison of results obtained using the Scars Method with some others obtained with the utilization of the Morgenstern & Price back method showed very close values; in the comparison with computational methods using c and φ values obtained from laboratory tests, the Scars Method was more conservative as showed by Moscateli (2017) what agrees with similar comparations (back studies x canonical studies) made by other authors like Christaras et al. (2014);

4. Tested in relation to its sensibility, the Scars Method showed little dispersion of results due to possible errors in the estimate of the conditions of ruptures used as paradigms, providing consequently, c and φ reasonably accurate and reliable values.

7. ACKNOWLEDGEMENTS

The author acknowledges to Douglas Moscateli, Angela Lucia da Silva and Joana Pereira de Queiroz who help the writing of this paper.

8. REFERENCES

Christaras, B., Argyriadis, M., Moraiti, E., 2014. Landslides in the Marly Slope of the Kapsali Area in Kithira Island Greece. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 73 (3), 839-844.

Deere, D.V., Patton, F.D., 1970. Slope Stability in Residual Soil. Proceedings 4th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. San Juan, v.1, 87-170.

Fiori, A.P., Carmignani, L., 2001. Fundamentos de Mecânica dos Solos e das Rochas Aplicações na Estabilidade de Taludes, Curitiba: UFPR, 604 p.

Galeandro, A., Doglioni, A., Simeone, V., 2017. Statistical Analyses of Inherent Variability of Soil Strenght and Effects on Engineering Geology Design. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 76 (2), 587-600.

Hoek, E., trans. 1972. Estimando a Estabilidade de Taludes Escavados em Minas a Céu Aberto. São Paulo: APGA, 57 p.

Lambe, T.W., Whitman, R.V., 1979. Soil Mechanics. New York: John Wiley & Sons, 553 p.

Lopes, J.A.U., 1981. Algumas Considerações sobre a Estabilidade de Taludes em Solos Residuais e Rochas Sedimentares Sub-horizontais. Anais 3rd Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, Itapema, Santa Catarina, v. 3, 167-186.

Lopes, J.A.U., 1995. Os Movimentos Coletivos dos Solos e a Evolução das Encostas Naturais nas Regiões Tropicais e Subtropicais Úmidas. M.Sc. tese, Universidade Federal do Paraná, Curitiba – Paraná, 157 p.

Lopes, J.A.U., 2017. Encostas Evolução, Equilíbrio e Condições de Ocupação Porto Alegre: Alcance, 342 p.

Moscateli, D.C., 2017. Taludes estabilizados por Retroanálise – Análise Crítica e Comparação com Métodos Tradicionais de Análise de Equilíbrio Limite. M.Sc. tese, Universidade Federal do Paraná, Curitiba - Paraná, 136 p.

Queiroz, R.C., 1986. Aplicação do Método de Retroanálise no Estudo da Estabilidade de Taludes de Estradas Situadas em Solos Oriundos da Formação Adamantina. M.Sc. tese, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 274 p.

Rico, A., Del Castillo, H., 1974. La ingenieria de Suelos em las Vias Terrestres. Mexico: Limusa S. A, 1 (7): 427-442.

Spangler, M.G., Handy, R.L., 1973. Soil Engineering (3rd ed.). New York: Intext International, 748 p.

Taylor, D.W., 1966. Fundamentals of Soil Mechanics (2nd ed.). New York: John Wiley & Sons, 700 p.

Terzaghi, K., Peck, R.B., 1966. Soil Mechanics in Engineering Practice (2nd ed.). New York: John Wiley & Sons, 566 p.

Vargas, M. 1977. Introdução à Mecânica dos Solos. São Paulo: McGraw-Hill, 509 p.

Application of Rock Mass Classifications for the Assessment of Slope Stability along Road Cut Slopes in Kullu Himalaya, India

Kullu Himalaya, Hindistan'da Yol Kazı Yamaçlarında Şev Stabilitesinin Değerlendirilmesi İçin Kaya Kütle Sınıflandırmalarının Uygulanması

Rahul KHANNA*, Rajendra Kumar DUBEY

Indian Institute of Technology (IIT-ISM), Dhanbad, India
*(*rahulgeo05@gmail.com)*

ABSTRACT: Roads in hilly terrain of the Himalayas are often planned and executed without prior knowledge of rock mass properties and the stability of slopes. The safe execution of road cut slopes depends upon the level of understanding achieved in defining the engineering behaviour of rock masses with respect to its deformation and mechanical stability. Understanding the realistic response of the rock mass to excavation require proper analysis related to influence of structural elements on their continuum characterization for facilitating safe and economical development of cut slopes along the road sections. In this study, various inputs in the form of discontinuity characteristics are collected from intact rock mass exposed along a road section in Kullu Himalaya. Basic Rock Mass Rating (RMR_{basic}) and Geological Strength Index (GSI) has been estimated for ten nos. of slope facets located in different litho-units. Slope Mass Rating (SMR) is estimated using both discrete and continuous approaches. Stability Assessment of each cut slope has been made based on the above classifications. An attempt has also been made to develop an exclusive empirical relationship between RMR and GSI values. Lastly, failure potential (FP) of each cut slope is determined.

Keywords: Himalayas, Slope Mass Rating, Geological Strength Index, Slope Stability.

ÖZ: *Himalayalar'ın engebeli arazisindeki yollar, önceden kaya kütlesi özellikleri ve şev stabilitesi bilgisi olmadan planlanır ve yürütülmekteydi. Yol yamaç kazılarının emniyetli bir şekilde yürütülmesi, kaya kütlelerinin deformasyon ve stabilite açısından mühendislik davranışının tanımlanmasına bağlıdır. Kazıda, kaya kütlesinin gerçekçi davranışının anlaşılması yol bölümleri boyunca şev eğimlerinin güvenli ve ekonomik tasarımını kolaylaştırmak için yapısal unsurların süreklilik karakterizasyonları üzerindeki etkisine ilişkin uygun analiz yapılmasını gerektirmektedir. Bu çalışmada, Kullu Himalaya'da bir yol boyunca açığa çıkan sağlam kaya kütlesinin çeşitli süreksizlik özellikleri girdi olarak toplanmıştır. Farklı litolojik birimlerdeki 10 şev yüzeyinden Temel Kaya Kütle Derecelendirmesi (RMR_{basic}) ve Jeolojik Dayanım İndeksi (GSI) değerleri belirlenmiştir. Şev Kütle Derecesi (SMR), ayrık ve sürekli yaklaşımlar kullanılarak tahmin edilmektedir. Her bir kazı şevinin stabilitesi yukarıdaki sınıflamalarla değerlendirilmiştir. Çalışma kapsamında, RMR ve GSI değerleri arasında özel bir ampirik ilişki ortaya konmuş, son olarak her şevin yenilme potansiyeli (FP) belirlenmiştir.*

Anahtar Kelimeler: *Himalayalar, Şev Kütle Oranı (SMR), Jeolojik Dayanım İndeksi (GSI), Şev Stabilitesi*

1. INTRODUCTION

Roads form a major mode of communication in the mountainous terrain. Himalayan region constitutes a complex network of national and state highways along with district, town and village level connecting roads. With major infrastructure boast coming up during last few years in India, road network is rapidly growing in this highly vulnerable and undulatory terrain. With this fast growing network, problem of slope stability and slope failure along the roads are of major concern in the Himalayas at most of the places. Several landslides are reported in hilly regions during monsoon season due to heavy rainfall which continues even up to post monsoon months when severity of rainfall decreases. Very often surface excavation for road widening and construction projects is undertaken without proper evaluation and analysis of geological and geotechnical factors influencing the stability of the slopes. This shortcoming is later on manifested in form of slope failure and landslides.

Understanding the engineering behaviour of rock masses and their response to surface excavation is an important aspect of slope stability analysis. Several techniques are being utilized for assessment of slope stability following either of numerical modelling, analytical, observational or empirical approaches. Analytical approach such as boundary element method, finite difference method or finite element method needs to define detailed rock properties and involves complex computations. Observational approach involves slope monitoring and assessment of slope behaviour. Empirical approach is based on relating the experiences gained from other sites to condition anticipated at the present site. One of the most widely used and accredited empirical technique for the study of slope stability is Slope Mass Rating (SMR) method (Romana, 1993). This method is based on rock mass rating (RMR) technique proposed under geomechanical classification of rock mass (Bieniawski, 1979a; Bieniawski, 1989b). SMR utilizes five basic rock mass parameters gathered in the field from the rock slopes viz., strength, rock quality designation (RQD), spacing of discontinuity, condition of discontinuity and ground water condition. The total rating of the above five parameters constitutes the basic RMR. Slope mass rating (SMR) includes basic RMR along with four adjustment factors which depends on the existing relationship between joints presents in the rock mass and the slope and method of slope excavation respectively. The adjustment factors computed using Romana's approach are more of decision based and discrete in nature. Another approach for the estimation of above adjustment factors has been proposed using continuous functions (Tomas et al., 2007). The slope mass rating calculated using approach of Tomas et al. is often termed as continuous slope mass rating (CSMR). The continuous function approach allows discrimination between the slopes with a similar quality and eliminates ambiguity resulting from their calculus. The value assigned to each correction factor is unique and thus SMR estimated by continuous approach is more accurate and representative of the slope.

In order to overcome some difficulties encountered in classification of weak rock masses, an engineering geological evaluation based classification known as Geological Strength Index (GSI) was the developed (Hoek and Brown, 1997). It allowed the influence of variables, which make up a rock mass, to be assessed and hence the behaviour of rock masses to be explained more clearly (Marinos et al., 2005). In this system, a range of GSI values for a given rock mass exposed on a slope can be picked through a chart which has on its one axis depicts, rock classes based on their blockiness and on the other axis, range of values based on the joint condition is shown. GSI is observation based and simple to be applied in the field. Since its inception several modifications has been made in GSI index. One of the most significant contributions has been made by providing a quantitative basis for estimating precise value of GSI (Sonmez and Ulusay, 2002). In this modified chart, a unique value of GSI is picked by defining rock classes based on structural rating (SR) on one axis and surface condition rating (SCR) on the other. SR is based on the volumetric joint count (Jv) and it represent five rock mass categories ranging between 5 and 100. The relationship between SR and Jv is given on the chart. SCR is based on roughness, weathering and joint filling and its value ranges from 0 to 18.

In this study, methodology for simple and rapid assessment of slope stability along road cut slopes utilising slope mass rating (SMR) and geological strength index (GSI) has been verified for its efficacy and applicability on 10 nos. of cut slope faces spread along approximately 6 km long road section located in the Kullu Himalayan region of India. Attempt has also been made to work out relationship between RMR and GSI applicable for the slope cuts. Failure potential (FI) of each cut slope is also estimated through above slope mass rating index.

2. STUDY AREA

The study area lies in the Kullu district of Himachal Pradesh, India (Figure 1). It is covered in the Survey of India (SOI) toposheet no 53E/5 between latitude 31˚51'00" and 31˚52'00"N and longitude 77˚15'00" and 77˚20'00" E. The area can be accessed from New Delhi via national highway no NH-44 (New Delhi-Manali highway) up to Bajura hamlet. Further on Bajura-Sheelagarh road via Garsa village along Hurla nala which is a left bank tributary of river Beas, the main drainage in this region. Hurla nala is the left bank tributary of river Beas which joins it near Nagwain. The area under study is located within the Lesser Himalayas of the Kullu region in Himachal Pradesh. The metasedimentary rocks of Manikaran and Banjar formations belonging to Rampur Group of Proterozoic age with some basic flows falls within

a tectonic window with Jutogh and Kullu thrusts as major tectonic features in the area. Bandal granites are the main intrusives within the Rampur Group. The main rock types exposed in the area are quartzites, schists, phyllites, metabasics, granite gneiss etc.

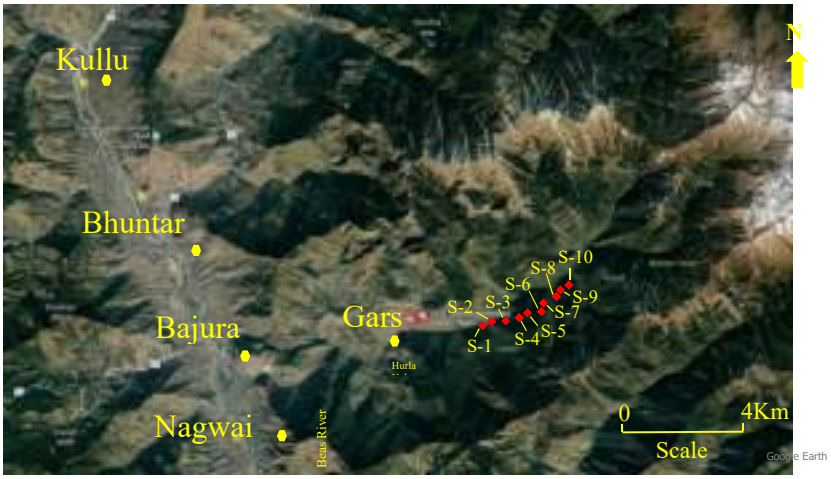


Figure 1. Location of the study area along Bajura-Garsa-Sheelagarh road section.

3. FIELD STUDY AND DATA COLLECTION

Field studies were undertaken along the Garsa- Sheelagarh road section in a stretch of about 6.0km. Ten (10) nos. vulnerable cut slopes have been identified along this stretch such that all the litho units exposed in the area are covered during the field survey. The rock masses encountered on each slope were fragile having multiple joint sets. The major joint sets observed slope wise is given in Table 1. Most of the cut slopes evaluated comprises of four major joint sets along with some randomly oriented joints forming polyhedral to rhombohedral blocks of various sizes. The prevailing site condition illustrating different structurally controlled failures are shown in field photographs given in Figure 2.

Table 1. Joint data set collected from various cut-slopes.

Slope No	Foliation Joint	Other Joint Sets				
	J-1	J-2	J-3	J-4	J-5	J-6
S-1	050º/70º	140º/70º	320º/60º	200º/50º	350º/65º	150º/30º
S-2	050º/70º	200º/40º	130º/25º	160º/60º	120º/70º	350º/55º
S-3	060º/50º	210º/70º	310º/60º	210º/45º	200º/70º	020º/30º
S-4	040º/60º	200º/70º	310º/60º	170º/60º	110º/45º	
S-5	070º/60º	210º/50º	270º/65º	180º/60º		
S-6	030º/35º	210º/55º	270º/60º	160º/70º		
S-7	030º/45º	200º/30º	310º/65º	160º/45º	270º/60º	
S-8	060º/70º	200º/45º	310º/60º	200º/45º	210º/70º	
S-9	070º/55º	220º/50º	310º/70º	270º/75º	110º/30º	200º/30º
S-10	060º/50º	190º/45º	310º/70º	220º/60º		

Geotechnical details in form of joint set data, slope angle, orientation and rock mass parameters were collected for each slope facet. Basic RMR is estimated (Bieniawski, 1974) by adding five parameters : (i) strength of intact rock; (ii) RQD calculated from volumetric joint count (Jv) or total number of joints per cubic meter using expression RQD=115-3.3(Jv); (iii) Joint Spacing; (iv) Joint Condition measured in terms of persistence, aperture, roughness, infilling and weathering and (v) Water inflow through joints. Water seepage plays a pivotal role in slope stability as it creates pore pressure and act as lubricant

in case of clay filled joints thus facilitating structurally controlled failures. In present study during period of site measurement most of the slopes have recorded dry ground water condition. Therefore, due consideration shall be needed for assessment during rainy season. RMR_{basic} estimated for each cut slope is given in Table 2.

Figure 2. Field photographs of ten number cut slopes (numbered from S-1 to S-10) selected for the study along the road section. Prominent joint sets exposed along which planer and wedge failure surfaces are formed.

Table 2. Rock mass parameters collected from various cut slopes for estimation of RMR basic.

Slope No	Rock Type	Rock Mass Description				Joint Description					
		Strength	Water Inflow	Joint Spacing	RQD	Weathering	Persistence	Aperture	Roughness	Infilling	**RMR_{basic}**
S-1	Metabasic	12	15	10	13	5	2	1	3	2	**63**
S-2	Quartzite	12	15	8	13	5	1	4	3	4	**65**
S-3	Quartzite	12	15	8	8	5	1	4	3	2	**58**
S-4	Chlorite schist	4	15	5	8	5	1	1	1	2	**42**
S-5	Quartzite	12	15	8	8	6	2	4	3	4	**62**
S-6	Talc chlorite schist	7	15	10	8	5	2	4	3	2	**56**
S-7	Granite gneiss	12	15	10	13	5	2	4	3	2	**66**
S-8	Granite gneiss	12	15	10	8	5	1	0	3	2	**56**
S-9	Granite gneiss	12	15	10	13	6	2	5	5	4	**72**
S-10	Granite gneiss	12	15	10	13	5	2	4	3	2	**66**

4. METHODOLOGY AND TECHNIQUE

Slope Mass Rating (SMR) is obtained by adding adjustment factors (F_1, F_2, F_3 and F_4) to basic RMR proposed by Bieniawski (1989) according to the expression (Romana, 1993) as follows (Eq.1):

$$SMR = RMR_{basic} + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4 \quad (1)$$

F_1 reflects parallelism denoted by auxiliary angle 'A' between joint dip direction (α_j) and slope direction (α_s) in case of plane and toppling failure while line of intersection plunge direction (α_i) and slope direction (α_s) in case of wedge failure. Its value is 1 which is max^m for A<5° (when both are parallel) and 0.15 which is $mini^m$ for A>30°. F_2 is related to probability of discontinuity shear strength 'B' and depends on dip amount of the joint. The auxiliary angle 'B' is equal to dip of the joint (β_j) in case of

plane failure, plunge of the line of intersection of two joint forming wedge (β_i) in case of wedge failure. Its value ranges from 1.0 for "B' more than 45˚ to 0.15 for 'B' less than 20˚. In case of toppling failure F_2 is 1.0. F_3 depends upon the auxiliary angle 'C' between slope angle (β_s) and joint dip angle (β_j) for plane failure and toppling failure and auxiliary angle 'C' between slope angle (β_s) and plunge of line of intersection forming the wedge (β_i) for wedge failure. Its value is 0 (max^m) for C >10˚ to -60 (min^m) for C< (-10˚). F_4 adjustment factor depends upon method of excavation and its value ranges from +15 for natural slopes to -8 for deficient blasting.

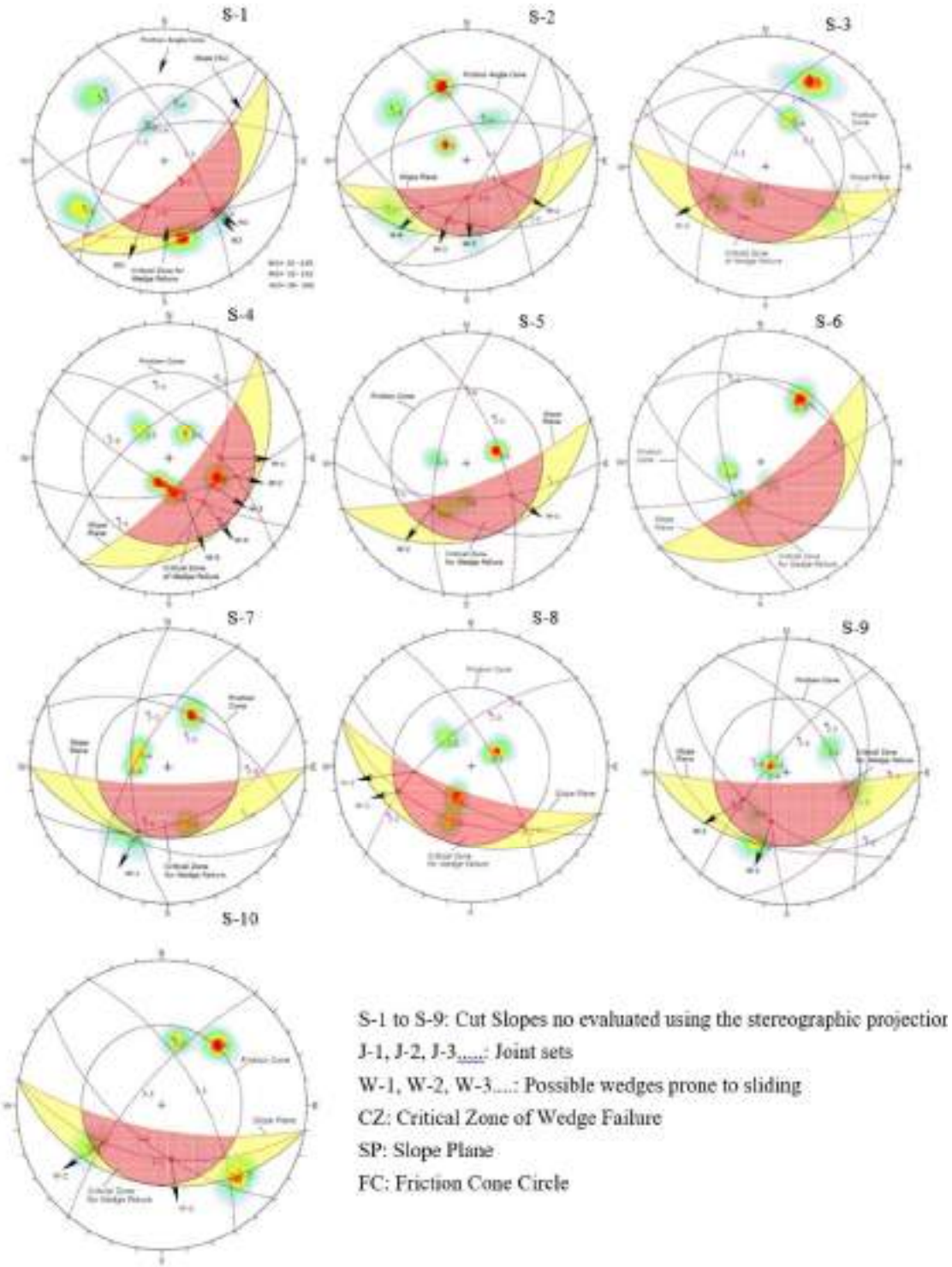


Figure 3. Kinematic analysis using DIPS software (v7.0, Rocscience Inc.) for determining possible planes and wedges prone to sliding for all the ten slopes evaluated in the study area.

In order to determine the possible modes of failure viz., planer, wedge or toppling, stereographic analysis of joints also known as kinematic analysis has been carried out using DIPS software (v7.0, Rocscience Inc., Toronto, Canada). The attitude of the various joint sets collected during field survey were plotted on Schmidt stereographic projection on lower hemisphere net and countered to find out the various pole concentrations. Corresponding to each concentration representing major joint set discontinuity planes were drawn on the projection net. Plane corresponding to slope face is also plotted on the stereo net along with great circle representing angle of internal friction (ϕ). The relationship between the joint planes and plane representing slope face along with friction cone has been utilized to determine the mode of failure. Figure 3 represents the various possible planes and wedges vulnerable to failure for each of the ten slopes.

Based on kinematic analysis possible joint planes and wedges prone to sliding were determined for each cut slope. Considering the type of failure auxiliary angles 'A', 'B' and 'C' were estimated in Table 3 for computing correction factors F_1, F_2 and F_3. The Correction factors proposed by Romana (1993) for estimation of SMR were discrete in nature. Later on, continuous functions were proposed for calculating adjustment factors (Tomas et al., 2007).

The continuous slope mass rating (CSMR) as widely known reduces the ambiguity that arises because of the border values and provides better approximation for the stability classes. It is defined by following expressions (Eq. 2-5):

$$F1 = \frac{16}{25} - \frac{3}{500} \arctan\left(\frac{1}{10}(|A| - 17)\right) \quad (2)$$

$$F2 = \frac{9}{16} + \frac{1}{195} \arctan\left(\frac{17}{100} B - 5\right) \quad (3)$$

$$F3 = -30 + \frac{1}{3} \arctan C \quad \text{(Planer and Wedge failure)} \quad (4)$$

$$F3 = -13 - \frac{1}{7} \arctan (C - 120) \quad \text{(Toppling failure)} \quad (5)$$

A, B and C are auxiliary angles as defined above. Thus, SMR and CSMR are estimated for ten nos of slope cuts using both discrete and continuous functions (Table 4). It is observed that for all the cut slopes, the CSMR values were lower than the SMR estimated by discrete function. The stability classes for all the slopes have been defined and associated failure potential (FI) could be worked out from respective SMR's.

The Geological Strength Index (GSI) is another widely acclaimed rock mass classification system (Hoek and Brown, 1997) that has been applied on slopes using the visual interpretation in field. The GSI of the rock mass is determined qualitatively based on the blockiness and the joint surface condition observed in the field. A range of values are assigned based on the chart given by Hoek and Brown (1997). However, since the GSI values are directly used in various failure criteria and other numerical modelling techniques, there is always a requirement of single value unique for a particular site. In order to achieve this, Sonmez and Ulusay (2002) quantified the GSI chart and proposed two indices: one is Surface Condition Rating (SCR) which is dependent on roughness, weathering and infilling along the joints and the other is Structure Rating (SR) which is derived from the volumetric joint count (J_v). Thus using the SCR-SR chart, GSI values can be determined quantitatively for each site (Eq. 6 and 7).

$$SR = -17\ln (J_v) + 79.8 \quad (6)$$

$$SCR = R_r + R_w + R_f \quad (7)$$

The GSI values thus estimated using the above procedure for ten nos. of cut slopes are given in Table 5.

Table 3. Input parameters for estimation of slope mass rating (SMR).

Slope No	RMR_{basic}	Failure Type	Slope		Discontinuity			Auxiliary Angle		
			α_S	β_S	Plane/Line	α_j/α_i	β_j/β_i	A	B	C
S-1	63	Planer	140º	70º	J-2	150º	35º	10º	35º	-35º
		Planer	140º	70º	J-4	190º	45º	50º	45º	-25º
		Planer	140º	70º	J-6	130º	35º	10º	35º	-35º
		Wedge	140º	70º	W-1	135º	33º	05º	33º	-37º
		Wedge	140º	70º	W-2	132º	32º	08º	32º	38º
		Wedge	140º	70º	W-3	200º	50º	60º	50	-20º
S-2	65	Planer	170º	70º	J-2	200º	45º	30º	45º	-25º
		Planar	170º	70º	J-3	120º	25º	50º	25º	-45º
		Planar	170º	70º	J-4	160º	65º	10º	65º	-05º
		Wedge	170º	70º	W-1	121º	52º	49º	52º	-18º
		Wedge	170º	70º	W-2	178º	59º	08º	59º	-11º
		Wedge	170º	70º	W-3	198º	40º	28º	40º	-30º
		Wedge	170º	70º	W-4	224º	38º	54º	38º	-32º
S-3	58	Planer	190º	75º	J-2	220º	70º	30º	70º	-05º
		Planar	190º	75º	J-4	210º	45º	20º	45º	30º
		Wedge	190º	75º	W-1	240º	40º	50º	40º	-35º
S-4	42	Planer	130º	70º	J-5	110º	50º	20º	50º	-20º
		Wedge	130º	70º	W-1	090º	48º	40º	49º	-21º
		Wedge	130º	70º	W-2	105º	36º	25º	36º	-34º
		Wedge	130º	70º	W-3	122º	50º	08º	50º	-20º
		Wedge	130º	70º	W-4	142º	45º	12º	45º	-25º
		Wedge	130º	70º	W-5	159º	60º	29º	60º	-10º
S-5	62	Planer	160º	70º	J-4	180º	60º	20º	60º	-10º
		Wedge	160º	70º	W-1	126º	45º	34º	45º	-25º
		Wedge	160º	70º	W-2	218º	45º	58º	45º	-25º
S-6	56	Planer	140º	75º	J-6	160º	70º	20º	70º	-05º
S-7	66	Planer	180º	75º	J-3	160º	45º	20º	45º	-30º
		Wedge	180º	75º	W-1	205º	36º	25º	36º	-39º
S-8	56	Planer	200º	68º	J-3	200º	40º	00º	40º	-28º
		Planar	200º	68º	J-4	210º	70º	10º	70º	02º
		Wedge	200º	68º	W-1	252º	32º	52º	32º	36º
		Wedge	200º	68º	W-2	265º	45º	65º	45º	-23º
S-9	72	Planer	180º	80º	J-6	200º	30º	20º	30º	-50º
		Wedge	180º	80º	W-1	198º	48º	18º	48º	-32º
		Wedge	180º	80º	W-2	238º	44º	58º	44º	-36º
S-10	66	Planer	190º	65º	J-2	190º	45º	00º	45º	-20º
		Wedge	190º	65º	W-1	172º	48º	18º	48º	-17º
		Wedge	190º	65º	W-2	237º	40º	47º	40º	-25º

5. RESULTS AND DISCUSSION

Ten numbers of vulnerable slopes were identified along a six km long road section in Kullu Himalaya for performing stability analysis. The basic RMR values determined for each slope ranged from 42 to 72. Kinematic analysis performed to determine type of failure planes. Slope mass rating utilizing both discrete and continuous functions were estimated from basic RMR and four adjustment factors. Continuous Slope Mass Rating (CSMR) values were found to be lower and more appropriate for adoption in engineering practices. Based on the CSMR values, the ten nos. slopes can be classified under Normal (Class-III), Bad (Class-IV) and Very Bad (Class-V) category. GSI values were also estimated quantitatively utilizing SR and SCR indices. The GSI values for slopes obtained in the present study were correlated with basic RMR (Figure 4). From the best fit curve, it can be inferred that GSI ≈ RMR_{basic} – 9 applicable for local site conditions only.

Table 4. Estimation of Slope Mass Rating (SMR) from input parameters using Discrete Values (Romana, 1993) and Continuous Functions (Tomas et al., 2007).

Slope No	Plane /Line	Coefficients						Excavation Method		SMR	CSMR	**SMR Class**
		F_1		F_2		F_3		F_4				
		Disc t	Cont.	Disct.	Cont.	Disct.	Cont.	Disct	Cont.			
S-1	J-2	0.70	0.85	0.70	0.79	-60.00	-59.45	0	0	34	23	
	J-4	0.15	0.20	0.85	0.92	-60.00	-59.24	0	0	55	52	
	J-6	0.70	0.85	0.70	0.79	-60.00	-59.45	0	0	34	23	IV
	W-1	0.85	0.94	0.70	0.72	-60.00	-59.48	0	0	27	22	
	W-2	0.85	0.89	0.70	0.68	-60.00	-59.50	0	0	27	27	
	W-3	0.15	0.18	1.00	0.94	-60.00	-59.05	0	0	54	53	
S-2	J-2	0.15	0.33	0.85	0.92	-60.00	-59.24	0	0	57	47	
	J-3	0.15	0.20	0.40	0.37	-60.00	-59.58	0	0	61	61	
	J-4	0.70	0.85	1.00	0.98	-60.00	-59.23	0	0	30	18	III
	W-1	0.15	0.20	1.00	0.95	-60.00	-59.94	0	0	56	54	
	W-2	0.85	0.89	1.00	0.97	-60.00	-59.27	0	0	14	15	
	W-3	0.40	0.35	0.85	0.88	-60.00	-59.36	0	0	45	47	
	W-4	0.15	0.19	0.85	0.85	-60.00	-59.40	0	0	57	55	
S-3	J-2	0.15	0.33	1.00	0.98	-60.00	-59.23	0	0	50	40	III
	J-4	0.40	0.54	0.85	0.92	-60.00	-59.36	0	0	38	29	
	W-1	0.15	0.20	0.85	0.88	-60.00	-59.45	0	0	50	48	
S-4	J-5	0.40	0.54	1.00	0.94	-60.00	-59.05	0	0	18	12	
	W-1	0.15	0.24	1.00	0.94	-60.00	-59.09	0	0	33	29	V
	W-2	0.40	0.41	0.85	0.81	-60.00	-59.44	0	0	22	22	
	W-3	0.85	0.89	1.00	0.94	-60.00	-59.05	0	0	00	00	
	W-4	0.70	0.80	0.85	0.92	-60.00	-59.24	0	0	06	00	
	W-5	0.40	0.34	1.00	0.97	-60.00	-59.10	0	0	18	23	
S-5	J-4	0.40	0.54	1.00	0.97	-60.00	-59.10	0	0	38	32	
	W-1	0.15	0.28	0.85	0.92	-60.00	-59.24	0	0	54	47	III
	W-2	0.15	0.18	0.85	0.92	-60.00	-59.24	0	0	54	52	
S-6	J-6	0.40	0.54	1.00	0.98	-60.00	-59.23	0	0	36	26	IV
S-7	J-3	0.40	0.54	0.85	0.92	-60.00	-59.36	0	0	46	37	
	W-1	0.40	0.41	0.85	0.81	-60.00	-59.51	0	0	46	46	III
S-8	J-3	1.00	1.00	0.85	0.88	-60.00	-59.32	0	0	05	04	
	J-4	0.70	0.85	1.00	0.98	-06.00	-08.86	0	0	52	49	
	W-1	0.15	0.20	0.70	0.68	-60.00	-59.47	0	0	50	48	III
	W-2	0.15	0.17	0.85	0.92	-60.00	-59.17	0	0	48	47	
S-9	J-6	0.40	0.54	0.40	0.59	-60.00	-59.62	0	0	56	47	
	W-1	0.70	0.61	1.00	0.93	-60.00	-59.40	0	0	24	32	III
	W-2	0.15	0.18	0.85	0.91	-60.00	-59.47	0	0	58	56	
S-10	J-2	1.00	1.00	0.85	0.92	-60.00	-59.05	0	0	05	02	
	W-1	0.70	0.61	1.00	0.93	-60.00	-59.88	0	0	14	23	IV
	W-2	0.15	0.21	0.85	0.88	-60.00	-59.24	0	0	48	45	

Table 5. Estimation of GSI for cut slopes.

Slope	RMR_{basic}	SCR	SR	GSI
S-1	**63**	10	66.32	**56**
S-2	**65**	12	63.98	**58**
S-3	**58**	10	69.33	**54.5**
S-4	**42**	6	74.13	**46**
S-5	**62**	13	71.08	**67**
S-6	**56**	10	72.67	**57**
S-7	**66**	10	70.23	**56.5**
S-8	**56**	10	69.33	**56**
S-9	**72**	15	68.38	**72**
S-10	**66**	10	67.38	**56**

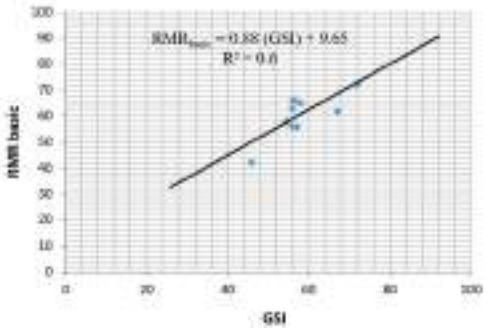


Figure 4. Correlation between RMR_{basic} and GSI.

6. CONCLUSIONS

Based on Slope Mass Rating (SMR) estimated above, the cut slopes along the road section are evaluated to be partially stable to completely unstable. From failure potential point of view, the above slopes have tendency to form few sliding planes to several large wedges. Proper mitigation measures including rock supports may be worked out based on this information for long term stability of the road.

7. REFERENCES

Bieniawski, Z.T., 1979. The geomechanical classification in rock engineering applications. In: Proceedings of 4th International Congress Rock Mechanics, Montreux, Balkema, Rotterdam, vol 2, pp 41-48.

Bieniawski, Z.T., 1989. Engineering rock mass classifications, Wiley-Interscience, New York, 251p.

Hoek, E., Brown, E.T., 1997. Practical estimation of rock mass strength, Int J Rock Mech Min Sci, vol 34 (8), pp 1165-1186.

Marinos, V, Marinos, P, Hoek E., 2005. The Geological strength index: application and limitations, Bull Eng Geol Environ, vol 64, pp 55-65.

Romana, M., 1993. A geomechanical classifications for slopes: Slope mass rating, In: J.A. Hudson Ed., Comprehensive rock Engineering, Pergamon Press, Oxford, pp 575-600.

Sönmez, H., Ulusay, R., 2002. A discussion on the Hoek-Brown failure criterion and suggested modification to the criterion verified by slope stability case studies, Yerbilimleri (Earth Sciences), vol 26, pp 77-99.

Tomas, R., Delgado, J., Seron, J.B., 2007. Modifications of Slope Mass Rating (SMR) by continuous functions, International journal of rock mechanics and mining sciences vol 44, pp 1062-1069.

Süreksizlik Kontrollü Çift Düzlemsel Şev Yenilme Mekanizmasının Farklı Yöntemlerle Analizi

Analysis of Discontinuity Controlled Bi-Planar Slope Failure Mechanism Using Various Methods

Yalın Umur DOĞAN[1,*], Nihat Sinan IŞIK[2]

[1]*Geodestek Zemar Zemin Araştırma Ltd. Şti., ODTÜ Teknokent, Çankaya, Ankara*
[2]*Gazi Üniversitesi, Teknoloji Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Ankara*
*(*yalindogan@live.com)*

ÖZ: Bu çalışma kapsamında, eğim şevlerinde gözlenen ve kinematik olarak değerlendirilmesi mümkün olmayan yenilme mekanizmaları incelenmiştir. Bu mekanizmalardan biri olan çift düzlemsel yenilme mekanizmasına ait teorik bir örneğin şev duraylılık analizleri limit denge, sonlu elemanlar ve ayrık elemanlar yöntemleri ile analiz edilmiştir. Elde edilen sonuçlara göre, sonlu elemanlar ve ayrık elemanlar yöntemleri ile gerçekleştirilen analizler birbiri ile aynı güvenlik katsayısı değerlerini vermekte, limit denge esaslı yöntem ise sayısal model yaklaşımına göre %15 - %25 mertebesinde daha tutucu sonuçlar vermektedir.

Anahtar Kelimeler: Şev stabilitesi**,** çift düzlemsel yenilme, limit denge, sonlu elemanlar, ayrık elemanlar

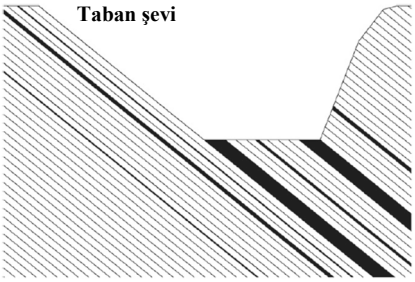
ABSTRACT: *In this study, failure mechanisms observed in dip slopes which are kinematically unlikely to be evaluated are reviewed. Then, slope stability analyses are conducted using limit equilibrium, finite elements and discrete elements methods for a theoretical bi-planar failure mechanism, which is one of the possible dip slope failure mechanisms. According to the obtained results, while the analyses conducted using finite elements and discrete elements methods give similar factor of safety values, analyses conducted using limit equilibrium based methods give %15-%25 more conservative results compared to numerical analyses.*

Keywords: *Slope stability, bi-planar failure, limit equilibrium, finite elements, discrete elements*

1. GİRİŞ

Şev eğimine paralel veya yaklaşık paralel, yüksek devamlılığa sahip süreksizlik veya süreksizlik takımı içeren şevler eğim şevleri olarak adlandırılmaktadır. Özellikle sedimanter kayalarla ilişkili olan açık ocak kömür madenlerinde Şekil 1'de gösterildiği gibi tabaka eğimine paralel taban şevleri oluşmaktadır (Alejano vd., 2010). Bunun gibi detaylı ve hassas duraylılık değerlendirmesi yapılması gereken durumlarda, literatürde kaya şev stabilitesi analizleri için klasik olan düzlemsel kayma, kama tipi kayma ve devrilme tipi kinematik yöntemler önerilmiştir. Ancak eğim şevlerinde, süreksizlik eğimi ile şev eğiminin aynı veya yaklaşık aynı olmasından dolayı süreksizlik günlenmez, bu nedenle eğim şevinin geleneksel kinematik yöntemler ile değerlendirilmesi imkansız hale gelir (Hoek vd., 1974). Fakat, eğim şevleri üzerinde yapılmış önceki vaka çalışmaları farklı mekanizmaların varlığını ortaya koymuştur (Serra de Renobales, 1987; Brawner vd., 1971; Dawson vd., 1983; Hawley, 1986).

Calder vd. (1980)'nin metal madenciliği yapılan Brenda Madeni'nde tanımlamış olduğu kompleks yenilme ve Alejano vd. (2001)'nin bir taş ocağında yer alan iki şev üzerinde yapmış olduğu çalışma, eğim şevlerinde görülen bu farklı mekanizma yenilmelerinin yalnızca kömür madenlerinde gerçekleşmediğini, şev ile aynı eğime sahip süreksizlik seti, fay veya zayıflık zonu gibi duraysızlığı kontrol edici yapısal elemanların bulunduğu farklı maden veya mühendislik şevlerinde de söz konusu mekanizmaların görülebileceğini ortaya koymuştur. Ayrıca, Watters vd. (1983) ile Watters vd. (1995)'nin buzul yükünün kalkması ve eksfoliasyon sonucu oluşmuş ince granit katmanları içeren şevde tanımlamış olduğu mekanizma ile eğim şevi yenilmelerinin metamorfik kayalar içeren şevlerde gerçekleşebileceğini göstermiştir.



Şekil 1. Yenilme mekanizmalarının gerçekleşmesi beklenen tipik taban şevi (Alejano vd., 2010).

Eğim şevlerindeki kinematik olarak değerlendirilmesi olanaksız olan bu yenilme mekanizmalarının standart limit denge esaslı yöntemler ile değerlendirilmesi mümkündür. Ancak, Stead vd. (1997) açık ocak kömür işletmelerindeki taban şevi yenilmelerini etkileyen faktörleri ve yenilme mekanizmalarını inceledikleri çalışmalarında, yenilme mekanizmalarının sayısal modelleme yöntemi ile de değerlendirilebileceğini öne sürmüştür. Yazılım ve donanımlardaki son gelişmeler ve ileri teknolojiler ile birlikte söz konusu mekanizmaların daha iyi anlaşılabilmesi ve tasarım amaçlı güvenlik katsayılarının hesaplanabilmesi için sayısal modeller kullanılabilmektedir. RS2 (Rocscience, 2018) gibi sonlu elemanlar bazlı yazılımlar veya UDEC (Itasca, 2004) gibi ayrık elemanlar esaslı yazılımlar ile birlikte makaslama mukavemeti azaltımı (SSR) yöntemi (Dawson vd., 1999) kullanılarak mekanizmaların sayısal analizleri yapılabilmekte ve diğer yöntemler ile kıyaslanabilmektedir.

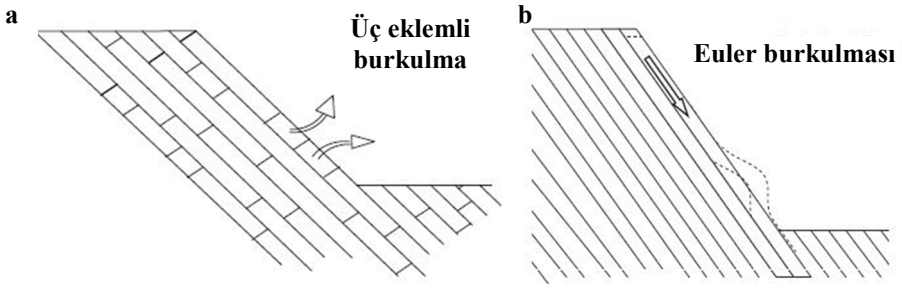
2. YENİLME MEKANİZMALARI

Literatürde eğim şevleri için üç farklı yenilme mekanizması tanımlanmıştır; i) burkulma (buckling), ii) kazıma (ploughing) ve iii) çift düzlemsel (bi-planar). Ayrıca, ana süreksizlik veya eklem takımı haricinde duraysızlık lehine ikinci bir süreksizlik olup olmamasına göre bu üç farklı mekanizma kendi içerisinde; i) tamamen süreksizlik kontrollü ve ii) kısmi süreksizlik kontrollü olmak üzere iki alt başlık altında incelenmektedir. Duraysızlık lehine ikinci bir süreksizlik olması durumunda mekanizma sadece süreksizlikler üzerinde hareket etmekte ve tamamen süreksizlik kontrollü bir yenilme gerçekleşmektedir. İkinci süreksizliğin olmadığı durumlarda ise süreksizlik kontrolü kısmi olacak, yenilme şev topuğundaki kaya kütlesi içerisinde makaslanma ve/veya parçalanma sonucu gerçekleşecektir.

2.1. Burkulma (Buckling)

Burkulma tipi yenilme ince ve uzun bir kaya tabakasının yüksek gerilmeler altında önce elastik deformasyona uğrayarak eğilmesi, ardından kırılarak yenilmesi şeklinde gerçekleşmektedir. Literatürde tamamen süreksizlik kontrollü burkulma yenilmesi "üç eklemli burkulma", kısmi süreksizlik kontrollü burkulma yenilmesi ise "Euler burkulması" olarak adlandırılmaktadır (Şekil 2).

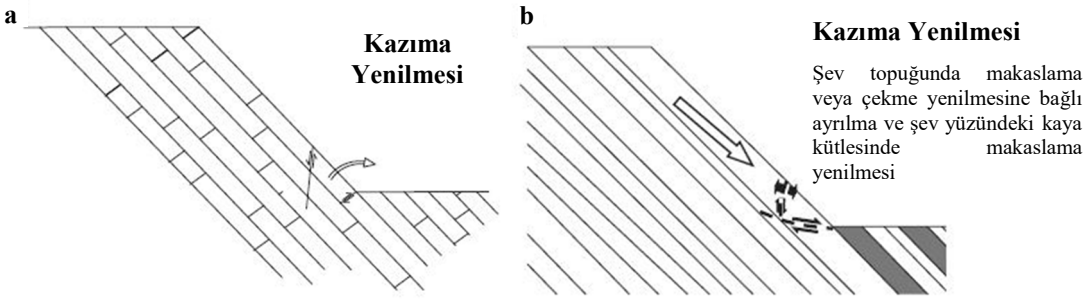
Cavers (1981) şev topuğunda tabakalanmaya dik en az üç süreksizliğin bulunduğu şevlerde gerçekleşen burkulma yenilmesini üç eklemli burkulma olarak tanımlamıştır. Yenilme genellikle ana süreksizlikler içerisinde dönme hareketini başlatacak su basıncı olması durumunda tetiklenmektedir. Chen vd. (1991) ise Euler burkulma yenilmesinin genellikle tek bir tabakada gözlenmesine rağmen birden fazla tabakada yenilme gerçekleşebileceğinin göz önünde bulundurulması gerektiğini belirtmiştir.



Şekil 2. a) Üç eklemli burkulma, b) Euler burkulması (Alejano vd., 2011).

2.2. Kazıma (Ploughing)

Kazıma tipi yenilme üç eklemli burkulmadan farklı olarak şevi dik kesen süreksizliğin 90 dereceden büyük açıda eğimli olması durumunda gerçekleşmektedir. Yenilme mekanizması eğimli süreksizliğin üzerinde bulunan kaya tabakasının oluşturduğu aktif kuvvetlerin, süreksizliğin altında yer alan pasif blok ile süreksizlik arasındaki makaslama mukavemetini aştığı durumlarda altta yer alan pasif bloğun şev yüzeyinin dışına doğru hareketi ve üstteki aktif bloğun alttaki bloğun altına doğru hareketi şeklinde gözlenmektedir (Şekil 3).

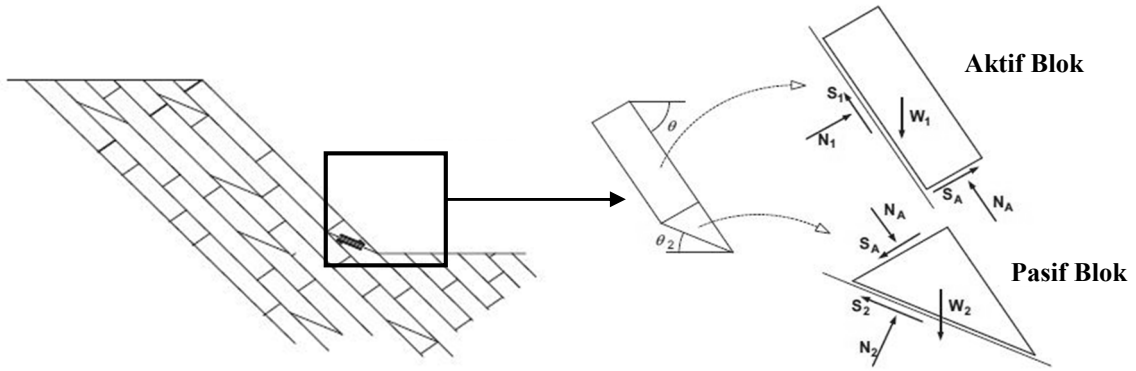


Şekil 3. a) Tamamen süreksizlik kontrollü kazıma yenilmesi, b) Kısmi süreksizlik kontrollü kazıma yenilmesi (Alejano vd., 2011).

Dawson vd. (1983) farklı kömür ocağı işletmelerindeki çalışmaları sonrasında kazıma tipi yenilmelerin kalınlığı 5 metreden az kaya tabakalarında ve şev yüksekliğinin üstten %40-%60'lık kısımlarında oluşacağını önermiştir. Stead vd. (1997) ise maden ocağının taban zemini ve örtü yükü tarafından oluşturulan çevre gerilmesi nedeniyle alt bloğun yerine kenetleneceğini, bu nedenle kazıma tipi yenilmenin şev topuğunda görülmesinin mümkün olmadığını belirtmiştir.

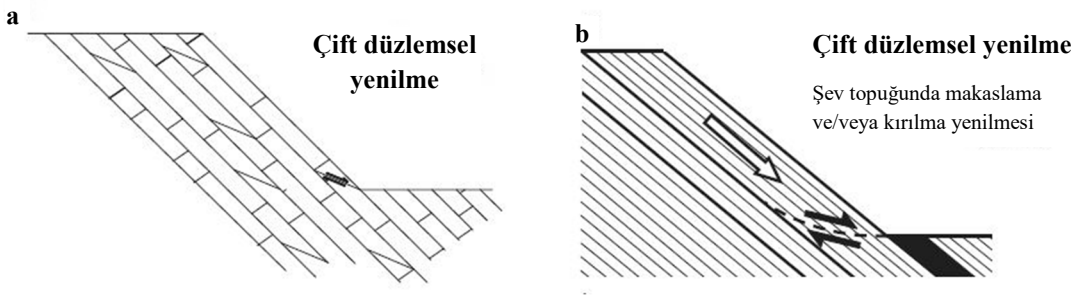
2.3. Çift Düzlemsel (Bi-Planar)

Çift düzlemsel yenilme mekanizması aktif ve pasif blok olmak üzere iki bloktan oluşmaktadır (Şekil 4). Aktif bloğun şev aşağı hareketi nedeniyle pasif blok üzerinde bir yük oluşmakta, oluşan bu yük nedeniyle pasif blok duraylılığını yitirmekte ve yenilme meydana gelmektedir.



Şekil 4. Çift düzlemsel şev yenilmesi geometrik analizi (Alejano vd., 2011)

Çift düzlemsel yenilme mekanizması, pasif blokta gerçekleşen topuk yenilmesinin türüne bağlı olarak iki farklı tipte incelenmektedir. Şev topuğunda şevin eğiminden daha düşük eğime sahip bir süreksizlik bulunması durumunda pasif blok bu süreksizlik üzerinde hareket edecek ve tamamen süreksizlik kontrollü bir yenilme mekanizması gerçekleşecektir (Şekil 5a). Ayrıca, böyle bir mekanizmanın gerçekleşebilmesi için aktif ve pasif bloğu ayıran düzlemsel bir süreksizlik elemanı olmalıdır. Öte yandan, şev topuğunda şevin eğiminden daha düşük eğime sahip bir süreksizlik bulunmadığı durumda aktif bloğun oluşturduğu yükler nedeniyle şev topuğunda yer alan kaya kütlesi içerisinde makaslama ve/veya kırılma gerçekleşecek, kısmi süreksizlik kontrollü bir yenilme mekanizması ortaya çıkacaktır (Şekil 5b).



Şekil 5. a) Tamamen süreksizlik kontrollü çift düzlemsel yenilme, b) Kısmi süreksizlik kontrollü çift düzlemsel yenilme (Alejano vd., 2011).

Eberhardt vd. (1998) düşük eğimli süreksizliğin tabakalanma ile 15° veya daha az eğimli açı yaptığı durumlarda, aktif ve pasif blok arasındaki çekme yenilmesi ve deformasyonun kaymanın kinematik olarak gerçekleşmesine olanak sağladığını önermiştir.

3. METODOLOJİ

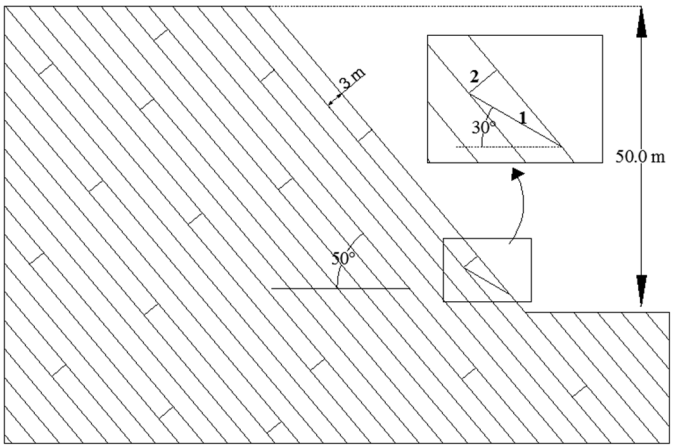
Bu çalışma kapsamında tamamen süreksizlik kontrollü çift düzlemsel bir yenilme mekanizması limit denge yöntemi ve sayısal modeller ile analiz edilmiş, güvenlik katsayıları hesaplanmıştır. Şev geometrisi Alejano vd. (2010)'nin çalışmasından kısmen değiştirilerek alınmış, modellerde kullanılan girdi parametreleri ise kurgusal olarak belirlenmiştir. Limit denge yöntemi analizlerinde Rocscience firmasının 2 boyutlu limit denge esaslı şev stabilitesi yazılımı Slide2 2018 (Rocscience, 2018) kullanılmıştır. Sayısal analizlerde ise yine Rocscience firmasının 2 boyutlu sonlu elemanlar yazılımı olan RS2 2019 (Rocscience, 2018) ve Itasca firmasının 2 boyutlu ayrık elemanlar yazılımı olan UDEC (Itasca, 2004) yazılımlarından faydalanılmıştır.

Sayısal modeller ile şev stabilitesi analizleri gerçekleştirilirken makaslama mukavemeti azaltımı (SSR) adı verilen özel bir yöntemin kullanılması gerekmektedir. Bu yöntem, zemin ve kaya malzemeleri ile varsa süreksizlerin gerçek dayanım özelliklerini (kohezyon, içsel sürtünme açısı, çekme gerilmesi vb.)

belirli bir katsayı kadar düşürerek analiz yapmaktadır. Bu işlem şev duraysızlığı gerçekleşene kadar tekrarlanmaktadır. Şev duraysızlığının gerçekleştiği andaki dayananım azaltım katsayısı, analiz yapılan şev için güvenlik katsayısını ifade etmektedir. Bu çalışma kapsamında gerçekleştirilen sayısal analizlerde makaslama mukavemeti azaltımı yöntemi kullanılmıştır.

4. ÇİFT DÜZLEMSEL YENİLME MEKANİZMASI ANALİZİ

Tamamen süreksizlik kontrollü çift düzlemsel yenilme mekanizmasının daha iyi anlaşılması ve farklı yöntemler kullanılarak ulaşılan sonuçların karşılaştırılması amacıyla limit denge esaslı yöntem ve sayısal modeller kullanılarak şev stabilitesi analizleri gerçekleştirilmiştir. Analizlerde 50 m yüksekliğinde, 3 m kalınlığında tabakalardan oluşan marn biriminden oluşan bir şev kullanılmıştır. Şevin ve şeve paralel tabakaların eğimi 50°, şev topuğundaki daha düşük eğimli şevin eğimi ise 30°'dir. Analizlerin gerçekleştirildiği şevin temsili geometrisi Şekil 6'da verilmiştir. Marn birimlerinin rijitlik ve dayanım parametreleri Çizelge 1'de, süreksizliklerin jeoteknik özellikleri ile dayanım parametreleri ise Çizelge 2'de sunulmuştur.



Şekil 6. Analizlerde kullanılan temsili şev.

Çizelge 1. Marn birimlerinin dayanım ve rijitlik parametreleri.

Birim	c (kPa)	ϕ (°)	γ (kN/m^3)	Young Modülü (MPa)	Poisson Oranı
Marn	75	32	25	50	0.32

Çizelge 2. Marn birimlerinin içerdiği süreksizliklerin dayanım ve rijitlik parametreleri

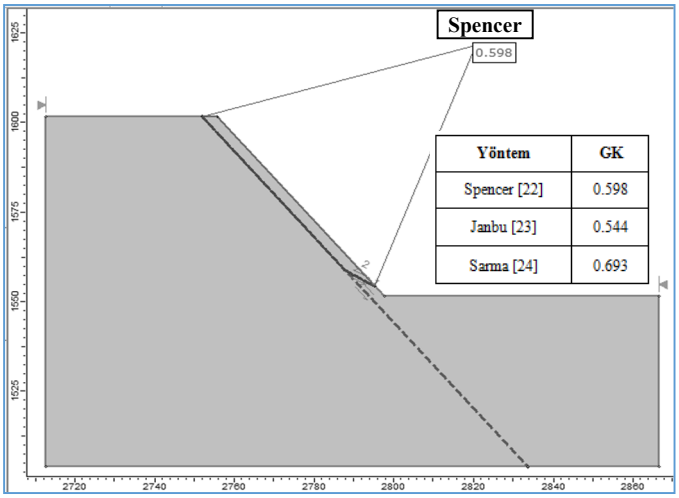
Süreksizlik	Eğim (°)	c (kPa)	ϕ (°)	Jn (GPa/m)	Js (GPa/m)
Tabaka	50	0	30	10	1
Eklem 1	30	0	40	10	1
Eklem 2	*Tabakaya Dik*	0	40	10	1

4.1. Limit Denge Yöntemi

Limit denge yöntemi kuvvet ve moment eşitlikleri ilkelerine dayanan ve dünyada son derece yaygın olarak kullanılan bir şev stabilitesi yöntemidir. Bu örnek gibi yenilmenin jeolojik süreksizlikler tarafından sınırlandırılmış olan blok hareketleri şeklinde gerçekleştiği mekanizmalarda, şev geometrisi ve süreksizlik makaslama dayanımları sonuçlar üzerinde oldukça etkilidir.

Rocscience firmasının 2 boyutlu limit denge esaslı şev stabilitesi yazılımı Slide2 2018 (Rocscience, 2018) ile gerçekleştirilen analizlerde Spencer (1973), Janbu (1973) ve Sarma (1979)'nın önermiş olduğu

geleneksel limit denge yaklaşımları kullanılmıştır. Spencer (1973) ve Janbu (1973) kayan kütlenin düşey dilimlere bölündüğünü varsayımını kullanmaktadır. Sarma (1979)'nın önermiş olduğu yöntemde ise kütle düşey olmayan dilimlere bölünmekte ve şev stabilitesi analizleri kritik ivme faktörü ile gerçekleştirilmektedir. Daha sonra bu kritik ivme faktörü bir dizi yeni hesaplama ile güvenlik katsayısını vermektedir. Çalışma kapsamında kullanılan geometri üzerinde gerçekleştirilen limit denge yöntemi esaslı analizlerde kayan kütle Spencer (1973) ve Janbu (1973) yöntemleri uyarınca düşey dilimlere, Sarma (1979) yöntemi uyarınca ise düşey olmayan dilimlere bölünmüştür. Gerçekleştirilen limit denge esaslı analizler sonucunda her bir yöntem ile elde edilen güvenlik katsayıları Şekil 7'de sunulmuştur.



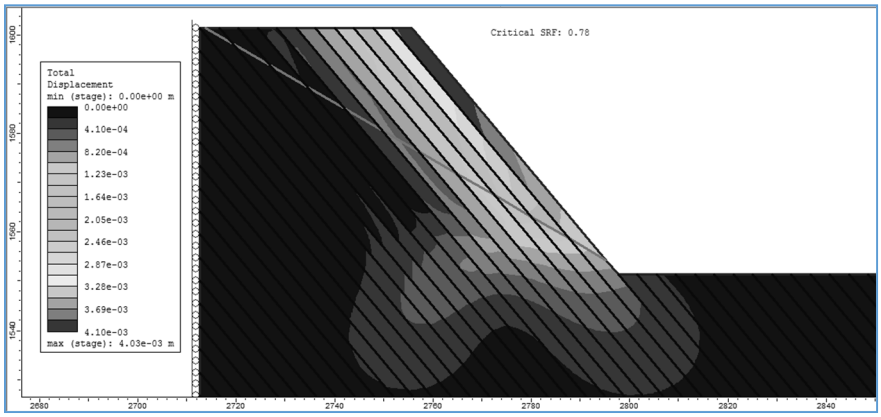
Şekil 7. Limit denge analizleri sonucu elde edilen güvenlik katsayıları.

4.2. Sayısal Model Yaklaşımı

Her türlü şev duraylılığı problemi için güvenlik katsayısı, makaslama mukavemeti azaltımı (SSR) adı verilen bir teknik sayesinde sayısal yöntemler ile de hesaplanabilmektedir. Makaslama mukavemeti azaltımı tekniğinde, zemin ve kaya malzemeleri ile varsa süreksizlerin gerçek dayanım özellikleri (kohezyon, içsel sürtünme açısı, çekme gerilmesi vb.) yenilmenin gözlendiği ana kadar azaltılarak model çözülür, yenilmenin gerçekleştiği andaki dayananım azaltım katsayısı analiz yapılan şev için güvenlik katsayısını ifade eder. Bu çalışma kapsamında sonlu elemanlar yöntemi ve süreksizliklerin yenilme mekanizmasında önemli rol oynadığı problemler için kullanılan ayrık elemanlar yöntemi kullanılarak sayısal analizler gerçekleştirilmiştir.

4.2.1. Sonlu elemanlar yöntemi

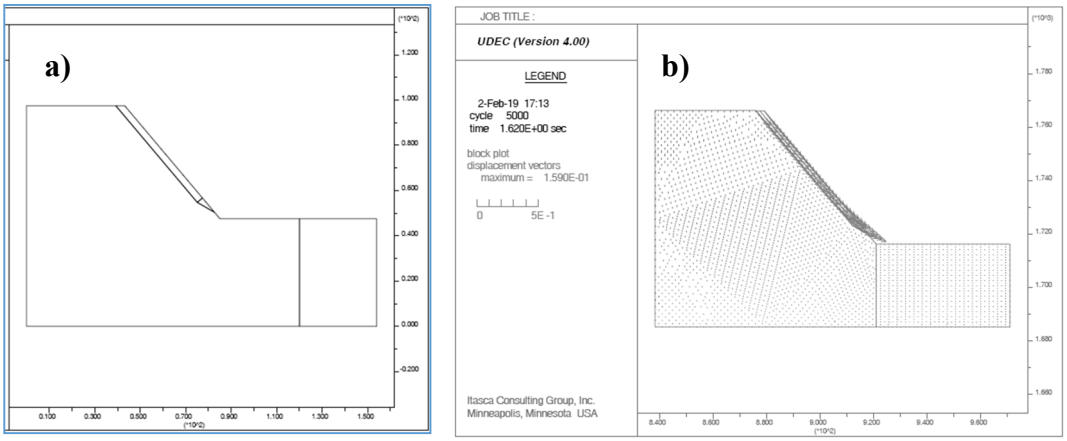
Sonlu elemanlar yöntemi, çözüm bölgesini çok sayıda, birbirine düğüm noktaları ile bağlı, sonlu eleman adı verilen basit ve küçük alt bölgelere ayırarak karmaşık mühendislik problemlerinin çözüme ulaşmasını sağlamaktadır. Sonlu elemanlar ile bölünen geometrik modelde, elemanlar arasındaki gerilme ve deformasyon aktarımları kısmi diferansiyel denklemler yardımı ile çözülerek sonuca ulaşılmaktadır. Sonlu elemanlar yönteminde süreksizlikler ise süreksizliklerin rijitlik ve dayanım parametreleri kullanılarak tanımlanmaktadır. Çalışma kapsamında incelenen şevin sonlu elemanlar yaklaşımı ile makaslama mukavemeti azaltımı yöntemi kullanılarak gerçekleştirilen analiz sonuçları Şekil 8'de verilmiştir. Buna göre incelenen şevin güvenlik katsayısı sonlu elemanlar yöntemi ile GK = 0.78 olarak bulunmuştur.



Şekil 8. İncelenen şevin sonlu elemanlar analiz sonuçları.

4.2.2. Ayrık elemanlar yöntemi

Ayrık elemanlar yöntemi, birbirine bağlı olmak zorunda olmayan çok sayıdaki küçük parçacığın hareketini ve tesirlerini hesaplamak için kullanılan, kaya kütleleri gibi süreksiz ortamlar için kullanımı son derece yaygın olan bir sayısal çözümleme yöntemidir. Yöntemin temel varsayımı, analiz edilen malzemenin farklı şekiller ve özelliklerde münferit ve birbirinden ayrı taneciklerden oluşmasıdır. Çalışma kapsamında incelenen şevin ayrık elemanlar modeli Şekil 9a'da, ayrık elemanlar analiz sonuçları ise Şekil 9b'de verilmiştir. Ayrık elemanlar analizlerine göre incelenen şevin güvenlik katsayısı 0.79 olarak bulunmuştur.



Şekil 9. a) İncelenen şevin ayrık elemanlar modeli, b) İncelenen şevin ayrık elemanlar deplasman sonuçları.

5. SONUÇLAR

Çalışma kapsamında, eğim şevlerinde gözlenen ve kinematik analiz yöntemleri ile değerlendirilmesi mümkün olmayan farklı yenilme mekanizmaları tartışılmış, bu mekanizmalardan biri olan çift düzlemsel yenilme mekanizmasına ait teorik bir örnek limit denge ve sayısal yöntemler kullanılarak incelenmiştir.

Limit denge yöntemi, kolay ve hızlı uygulanabilirliği nedeniyle küresel ölçekte son derece geniş çaplı kabul görmüş bir şev stabilitesi yöntemidir. Bu yöntem ile şev stabilitesi analizleri gerçekleştirilirken bazı varsayımların yapılması gerekmekte, analiz sonuçları büyük ölçüde söz konusu bu varsayımların ne kadar gerçekçi olduğuna bağlı olmaktadır. Yenilme mekanizmasının tamamen yapısal elemanlar kontrolünde gerçekleştiği problemlerde, tüm yenilme biçimlerinin ve dilimlerarası kuvvetlerin göz önünde bulundurulamaması nedeniyle yöntem dikkatli kullanılmalıdır.

Makaslama mukavemeti azaltımı tekniği ile birlikte sayısal model yaklaşımı ise şev duraysızlık mekanizması ve kritik kayma ve/veya ayrılma yüzeylerinin belirlenmesi ve güvenlik katsayısı hesaplanması açısından oldukça avantajlı olmaktadır.

Çalışma kapsamında incelenen örnekten elde edilen sonuçlara göre limit denge esaslı yöntem, sayısal model yaklaşımına göre %15 - %25 mertebesinde daha tutucu sonuçlar vermektedir. Ayrıca, yenilme mekanizmasının tamamen yapısal elemanlar kontrolünde gerçekleştiği problemlerde, dilimlerarası açıları ve kuvvetleri farklı varsayımlara göre kabul eden yaklaşımların %5 - %10 arasında değişen oranlarda farklı sonuçlar verdiği sonucuna ulaşılmıştır. Sonlu elemanlar ve ayrık elemanlar yöntemleri ile gerçekleştirilen sayısal model analiz sonuçları ise birbiri ile aynı sonuçları vermektedir.

6. KAYNAKLAR

Alejano, L.R., Juncal, A.S., 2010. Stability analyses of footwall slopes in open pit mining. *Dyna*, Vol. 77, No. 161, Universidad Nacional de Colombia, Medellin.

Alejano, L.R., Ferrero, A.M., Ramirez-Oyanguren, P., Alvarez Fernandez, M.I., 2011. Comparison of limit equilibrium, numerical and physical models of wall slope stability. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol. 48, s. 16-26.

Alejano, L.R., Garcia-Bastante, F., Alonso, E., Gomez-Marquez, I., 2001. Stability analysis and design of quarry slopes with the help of numerical modeling. *In: Proc. EUROCK 2001*, Espoo, Finland, Roterdam: Balkema; 2001.

Brawner, C.O., Pentz, D.L., and Sharp, J.C., 1971. Stability studies of a footwall slope in layered coal deposits. *Proc. 13th US Symposium on Rock Mechanics*, s. 329-365.

Calder, P.N., Blackwell, G.H., 1980. Investigation of a complex rock displacement at Brenda Mines. *Canadian Mining & Metallurgical Bulletin*, August 1980, s. 1-10.

Cavers, D.S., 1981. Simple methods to analyze buckling of rock slopes. *Rock Mechanics & Rock Engineering*, Vol. 14, s. 87-104.

Chen, G., Langsheng, W., Tianbinong, L., 1991. On the deformation starting criterion of sliding-bending model in dip slope. *Sixth International Symposium on Landslides*, Christchurch, New Zealand, Feb. 10-14, 1992, Vol. 6, s. 355-360.

Dawson, E.M., Roth, W.H., Drescher, A., 1999. Slope stability analysis by strength reduction. *Geotechnique*, Vol. 49, No. 6, s. 835-840.

Dawson, R.F., Bagnall, A.S., Barron, K., 1983. Rock anchor support systems at Smoky River Coal Limited. *Annual General Meeting of the Canadian Institute of Mining*, Grand Cache, Alberta, s. 22.

Eberhardt, E., Stead, D., 1998. Mechanisms of slope instability in thinly bedded surface mine slopes. *Proc: 8th International Congress of the International Association for Engineering Geology and the Environment,* Vancouver, BC, Canada, Sept. 21-25, 2018, vol.8, no. 5, s. 3011-3018.

Hawley, P.M., Martin, D.C., Acott, C.P., 1986. Failure mechanics and design considerations for footwall slopes. *CIM Bulletin*, Vol. 79, No. 896, s. 47-53.

Hoek, E., Bray, J., 1974. Rock Slope Engineering. *Institute of Mining and Metallurgy, 1st Edition*. Spon Press, New York

Janbu, N., 1973. Soil stability computations. *In: Embankment-Dam Eng., Casagrande Volume*, John Wiley & Sons, Inc., New York, s. 47-86.

RS2 2019, 2018. 2 boyutlu sonlu elemanlar yöntemi esaslı bilgisayar programı. Rocscience Inc. Toronto.

Sarma, S.K., 1979. Stability analysis of embankments and slopes. *Journal of Geotechnical Engineering, vol. 105, no. 12*, s. 1511-1524.

Serra de Renobales, T., 1987. Strata buckling in footwall slopes in coal mining. *Congress of International Society of Rock Mechanics*, Montreal, s. 527-531.

Slide2 2018, 2018. 2 boyutlu limit denge yöntemi esaslı bilgisayar programı. Rocscience Inc. Toronto.

Spencer, E., 1973. Thrust line criterion in embankment stability analysis. *Geotechnique*, *vol. 23, no. 1*, s. 85-100.

Stead, D., Eberhardt, E., 1997. Developments in the analysis of footwall slopes in surface coal mining. *Engineering Geology*, *Vol. 46, No. 1*, s. 41-61.

UDEC v4.0 – The Universal Distinct Element Code, 2004. 2 boyutlu ayrık elemanlar yöntemi esaslı bilgisayar programı. Itasca Consulting Group. Minneapolis, Minnesota.

Watters, R. J., Inghram, B.J. 1983. Buckling failure of granite slabs in natural rock slopes as an indications of high residual stresses. *Idaho Transportation Department, Division of Highways*, Boise, Idaho, USA, s. 83-96

Watters, R.J., Roberts, K., 1995. The Kaiser effect and its applications to slope instability. *5th Conference on Acoustic Emission/Microseismic Activity in Geologic Structures and Materials*. Pennsylvania State University: Trans Tech. Publications, s. 233-242.

Eurocode 7, BS 8006 ve Limit Denge Yöntemlerinin Şev Duraylılığı Analizlerinde Başarı Oranlarının Birbirleriyle Kıyaslanması

Comparison of the Success Rates of Eurocode 7, BS 8006 and Limit Equilibrium Methods for Slope Stability Analyzes

Can Ziver BÜYÜKKAĞNICI*, Nihat Sinan IŞIK

*Gazi Üniversitesi, Teknoloji Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Beşevler 06500, Ankara (*cziverbuyukkagnici@gmail.com)*

ÖZ: Bu çalışmada şev duraylılığı tasarım standartları olan TS 8853 (1991), Eurocode 7 (EN 1997-1,2004) ve BS 80006 (1995), literatürde iyi çalışılmış şev duraylılığı vakaları ve limit denge analiz yöntemleri kullanılarak bu tasarım standartları kıyaslanmıştır. Limit denge analiz yöntemlerinde şevlerin limit güvenlik katsayısı 1.5 olarak TS 8853 (1991)'e göre belirlenmiştir. Eurocode 7 (EN 1997-1,2004) ve BS 8006 (1995)'da ise bu değer 1.0'dir. Limit denge yöntemine ilaveten güvenlik katsayıları sonlu elemanlar makaslama dayanımını azaltma yöntemi kullanılarak da analiz edilmiştir. Analizler sonucunda TS 8853 (1991)'e göre hesaplanan limit denge yöntemlerin kısmi güvenlik faktörleri kullanan yöntemlere göre daha tutucu sonuçlar verdiği anlaşılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Şev duraylılığı, Eurocode 7, BS 8006, Kısmi faktörler

ABSTRACT: *In this study, slope stability design standards TS 8853 (1991), Eurocode 7 (EN 1997-1,2004) and BS 80006 (1995), limit equilibrium analysis methods and well-studied slope stability cases were compared using these design standards. The limit of factor safety of the slopes in the limit equilibrium analysis methods was determined as 1.5 by TS 8853 (1991). This value is 1.0 for Eurocode 7 (EN 1997-1,2004) and BS 8006 (1995). In addition to the limit equilibrium method, factor of safety values were also determined by using the finite element shear strength reduction method. As a result of the analyzes, it was understood that the limit equilibrium methods calculated according to TS 8853 (1991) gives more conservative results than the methods using partial security factors.*

Keywords: *Slope stability, Eurocode 7, BS 8006, Partial factors*

1. GİRİŞ

Limit denge analiz yöntemi, şev duraylılık problemlerinin çözümünde doğru, kolay ve hızlı sonuçlar verdiği için evrensel bir yöntemdir ve plastisite teorisine dayanmaktadır. Şev geometrisi değişkenlik gösteren, homojen veya heterojen zeminlerde ve her türlü yüklenme durumu için şev analizi yapabilen bir yöntemdir. Limit denge analiz yöntemleri hem karmaşık olup hem de malzemelerin gerçek gerilme-birim deformasyon özelliklerinin çok iyi tanımlanmasını zorunlu kıldıklarından, hesaplama yönteminin uygulanmasında çok dikkatli olunması gerekmektedir (Duncan vd., 2005).

Limit denge analizleri sonucunda bir şevin duraylılığını yitirdiği durumda güvenlik katsayısı 1 olarak kabul edilir. Ancak çoğunlukla laboratuvar sonuçlarıyla, yerinde yapılan deneyler arasında farklılıklar olmaktadır. Bu ve bunun gibi nedenlerle şevin duraylı olacağı güvenlik katsayısının seçimi önem taşır. Bunun için ülkemizde kullanılan şevlerin dengesi ve hesaplama yöntemleriyle ilgili standart olan TS 8853 (1991)'e göre bir şevin hesaplanan güvenlik katsayısı 1.5'dan az olmamalıdır aksi durumda şev duraylı değildir.

Birçok araştırmacının geliştirdiği çeşitli limit denge analiz yöntemi bulunmaktadır. Limit denge analiz yöntemleri hiperstatik sistemdir. Yani bilinmeyenlerin sayısı bilinenlerin aksine fazladır. Şev duraylılığı problemlerinde kullanılan limit denge yöntemleri, farklı araştırmacılar tarafından farklı varsayımlar kullanılarak geliştirilmiştir. Birçok yöntemin olmasının nedenlerinden biri budur. Bu çalışma kapsamında ülkemizde sıkça tercih edilen yöntemler kullanılmıştır.

Eurocode 7'de (EN 1997-1,2004) üç ayrı tasarım yöntemi bulunmaktadır. Bu yöntemler eylemlere, eylem etkilerine, malzeme özelliklerine ve/veya dayanımlarına ayrı ayrı uygulanan kısmi faktörler ile analiz yapar. Kısmi faktörlerin belirlenmesinde parametreler ne kadar fazla saçılım gösteriyor veya hesaplanmaları ne kadar zor ise o oranda yüksek güvenlik katsayısı uygulanır.

Şevin duraylı olarak kabul edilmesi için kısmi faktörler kullanılarak tasarım yapılan Eurocode 7 (EN 1997-1,2004) ve BS 8006 (1995) standartlarında limit güvenlik sayısı 1'dir. TS 8853 (1991)'e göre hesaplanan limit denge analizlerindeki limit güvenlik katsayısı ise 1.5'dir. Limit güvenlik katsayılarındaki bu farklılıktan dolayı bu üç yöntemin sonuçlarını birbirleriyle kıyaslanabilmesi için üç yöntemin limit güvenlik katsayılarını ortak bir paydaya indirgenmesi gerekmektedir. Bu yüzden her yöntemin şev duraylılık analizi sonucunda elde edilen güvenlik katsayısı her yöntemin kendi limit güvenlik katsayısına bölünür ve başarı oranı olarak ifade ettiğimiz oran ortaya çıkar. Bu oranlamaya ait bir örnek aşağıda gösterilmiştir.

Başarı oranı (TS 8853) = (1.2/1.5), Başarı oranı = 0.80
Başarı oranı (Eurocode 7, BS 8006) = (0.85/1.0), Başarı oranı = 0.85

Yapılan bu çalışmada Avrupa'da şev duraylılığı analizlerinde kullanılan kısmi faktörler yöntemleri ile ülkemizde kullanılan TS 8853 (1991) standardına göre yapılan analizlerin karşılaştırılması ve hangi yöntemin daha tutucu sonuç verdiği araştırılmıştır. Çalışma kapsamında kullanılan vakalar Slide v6.0 (Rocscience, 2010) şev duraylılık programında her yöntem için ayrı ayrı analiz edilmiş ve hesaplanan güvenlik katsayıları yukarıda anlatıldığı gibi limit güvenlik katsayılarına bölünerek başarı oranları hesaplanmış ve karşılaştırılmıştır. Eurocode 7 (EN 1997-1,2004) ve BS 8006 (BS 8006, 1995) yöntemleriyle yapılan analizlerde kısmi faktörler zemin özelliklerine, eylemlere ve dirençlere uygulanarak limit denge yöntemleri kullanılarak analizler yapılmıştır.

2. EUROCODE 7 (EN 1997-1,2004) ve BS 8006 (1995)

2.1 Eurocode 7 (EN 1997-1,2004)

Şev duraylılığı, Eurocode 7 (EN 1997-1,2004) Genel Duraylılık bölümünde kendine yer bulur. Genel duraylılık kaybına karşı ve zemindeki aşırı hareketlerin olduğu yerlerde, komşu yapılarda, yollarda veya hizmetlerde hasar veya hizmet verebilirlik kaybına neden olan gereksinimler kapsamındadır. Genel duraylılık analizinin yapılması gereken tipik yapılar:

- İstinat Duvarları
- Kazılar, Şevler, dolgular
- Eğimli zeminde temeller, doğal şevler veya dolgular
- Kazı, kesme veya gömülü yapı veya kıyıya yakın temeller.

Şevlerin genel duraylılığı, kısmi faktörler için uygun GEO/STR değerleri kullanılarak elde edilen eylemlerin, dirençlerin ve kuvvetlerin tasarım değerleri kullanılarak kontrol edilmelidir. Burada GEO; zeminin bozulmasını veya aşırı deformasyonunu, STR ise yapının veya yapısal elemanların iç yenilmelerini veya aşırı deformasyonunu ifade eder. Eurocode (EN 1997-1,2004); yük, kuvvet, basınç, gerilme veya empoze deplasmanları; eylemler olarak ifade eder. Direnç; bir yapı elemanının kapasitesi veya bir yapı elamanının enine kesitinin mekanik yenilme olmadan etkilere dayanabilmesidir. Örneğin; zemin direnci, eğilme direnci, burkulma direnci, gerilme direnci gibi. Genel duraylılığı analiz ederken, tüm ilgili yenilme türleri dikkate alınmalıdır. Bununla birlikte, şevlerin duraylılık analizleriyle ilgili olarak, yenilme yüzeyiyle sınırlı olan zeminin veya kaya kütlesinin, normal olarak, aynı anda hareket eden sert (rijit) bir cisim veya birkaç rijit cisim gibi muamele görmesi gerektiğini belirtmektedir. Yenilme yüzeyleri, düzlemsel, dairesel veya daha karmaşık şekiller dâhil olmak üzere çeşitli şekillere sahip olabilir (Bond, 2013).

Eurocode 7 (EN 1997-1, 2004), genel duraylılığı temsil eden herhangi bir spesifik eşitsizlik vermez, ya da verilen herhangi bir hesaplama modeli değildir. Eurocode 7 genel bir güvenlik katsayısı

belirlemektense; eylemlere, eylem etkilerine, malzeme özelliklerine ve dirençlere kısmi faktörler uygulayıp analiz yapılmasını önerir. Eurocode 7 (EN 1997-1, 2004)'deki tasarım yaklaşımlarına göre farklı kısmi faktör setleri kullanılır. Eurocode 7 (EN 1997-1, 2004)'de uygulanan tasarım yaklaşımları aşağıdaki gibidir:

Tasarım yaklaşımı 1 kombinasyon 1 (DA1 C1):

A1 + M1 + R1

Tasarım yaklaşımı 1 kombinasyon 2 (DA1 C2):

A2 + M2 + R1

Kombinasyon 1'de kısmi faktörler eylemlere (A) ve zemin mukavemet parametrelerine uygulanır. Kombinasyon 2'de, eylemlere, zemin dayanımına (M) ve bazen de zemin mukavemeti parametrelerine kısmi faktörler uygulanır.

Tasarım yaklaşımı 2 (DA2):

A1 + M1 + R2

Bu yaklaşımda, eylemlere veya eylemlerin etkilerine ve zemin dirençlerine (R) kısmi faktörler uygulanır. Bu yaklaşım şev ve genel duraylılık analizleri için kullanılırsa, yenilme yüzeyindeki eylemlerin ortaya çıkan etkisi γ_E ile çarpılır ve yenilme yüzeyi boyunca kayma dayanımı, $\gamma_{R;e}$'ye bölünür. γ_E bir eylemin etkisinin (kaldırılan bir yükün etkisi vb.) kısmi faktörüdür. $\gamma_{R;e}$ ise pasif zemin direncine uygulanacak olan kısmi faktörü ifade eder.

Tasarım yaklaşımı 2, faktörlerin taşıma kapasitesi ve pasif direnç gibi eylemlere ve dirençlere uygulandığı tek bir hesaplama gerektirir. Şev duraylılık problemlerine ve sonlu elemanlar analizi için bu yaklaşımı uygulamak zor olduğu tespit edilmiştir. Bu yüzden çoğu ülkelerde tasarım yaklaşımı 2 yerine tasarım yaklaşımı 3'ü tercih ederler (Simpson, 2011).

Tasarım yaklaşımı 3 (DA3):

$(A1^{*}$veya $A2^{t}) + M2 + R3$

*=Yapısal eylemlerde tercih edilmeli.
^{t}=Jeoteknik faaliyetlerde tercih edilmeli.

Bu yaklaşımda, eylemlere veya eylemlerin etkilerine ve zemin dirençlerine kısmi faktörler uygulanır. Şev ve genel duraylılık analizleri için, zemine olan eylemler (örneğin yapısal eylemler, trafik yükü), yük faktörleri A2 seti kullanılarak jeoteknik eylemler olarak muamele edilir. Tasarım yaklaşımlarında A1, M2 gibi ifadeler, Eurocode 7 (EN 1997-1,2004) Ek-A'da verilen kısmi faktör setlerini ifade eder. Şev tasarımı için kullanılan kısmi faktörler Çizelge 1'de verilmiştir (Simpson, 2011).

Çizelge 1. Eurocode 7'de şev duraylılık analizlerinde kullanılan kısmi faktörler (EN 1997-1, 2004).

Kısmi faktörler	Tasarım Yöntemleri			
	DA1C1	DA1C2	DA2	DA3
γ_G	1.35	1.0	1.35	1.0*
γ_Q	1.5	1.3	1.5	1.3*
γ_φ=γ_c	1.0	1.25	1.0	1.25
γ_{cu}	1.0	1.4	1.0	1.4
γ_{Re}	1.0	1.0	1.1	1.0

* jeoteknik faaliyetlerde A2 setinden kısmi faktör kullanılır

γ_G = Kalıcı bir eylem için kısmi faktör
γ_Q = Değişken eylem için kısmi faktör
γ_ϕ = İçsel sürtünme açısı için kısmi faktör (tanϕ)

γ_c = Kohezyon için kısmi faktör
γ_{cu} = Drenajsız kesme dayanımı için kısmi faktör
γ_{Re} = Pasif zemin direnci için kısmi faktör

2.2 BS 8006

BS 8006 (1995) standardı zeminlere, dolgu veya yerinde uygulama olarak ve diğer dolgulara güçlendirme tekniklerinin uygulanması için yönergeler ve öneriler içermektedir. Standart bir limit denge formatında yazılmakta ve kısmi malzeme faktörleri ve tasarım yaşamları için yük faktörleri açısından güvenlik marjları sağlanmaktadır.

Mevcut güçlendirilmiş zemin uygulamasının çoğu, küresel bir güvenlik faktörü içeren limit denge tasarım yöntemlerinin kullanılmasına dayanmaktadır. Limit durum tasarım prensiplerine uygun olarak, bu kuraldaki sınır durum tasarım ilişkilerinde kısmi faktörlerin kalibrasyonu ile mevcut uygulama ile tutarlı yapısal boyutlar ve malzeme miktarları korunmuştur.

Tasarımda düşünülen iki sınır durumu, nihai limit durumu ve hizmet verebilirlik sınırı durumudur. Nihai sınır durumları, çökme veya diğer benzer yapısal yenilme biçimleriyle ilişkilidir. Bu durumlara, duraylılığı bozan kuvvetler duraylılığı sağlamaya çalışan kuvvetlere eşit veya ondan fazla çıktığında, belirli bir yenilme moduna ulaşılır. Kısmi malzeme faktörleri ve kısmi yük faktörlerinin kullanılmasıyla, güvenlik sınırları, sınırın yenilme durumuna ulaşılmasına karşı sağlanır. Bu kısmi faktörler, birleşik ya da daha büyük sayılan sayısal değerleri kabul eder. Tasarım yükleri üretmek için öngörülen yük faktörleri ile çarpılarak duraylılığı bozan kuvvetler artırılır. Duraylılığı sağlamaya çalışan kuvvetleri, tasarım güçleri üretmek için öngörülen malzeme faktörleri ile bölünerek azalır. Tasarım mukavemeti, tasarım yüküne eşit veya bu yükü aşarsa, nihai çökme durumuna erişmeye karşı yeterli güvenlik payı olduğu kabul edilir (BS 8006, 1995).

2.2.1 Güçlendirilmiş şevlerin tasarımında kullanılan kısmi faktörler

Güçlendirilmiş şevler için limit durum tasarım felsefesi, uygun kısmi yük faktörleri ile zemin ağırlığının ve harici yüklemenin arttırılmasını ve uygun kısmi malzeme faktörleri ile zemin özelliklerinin ve güçlendirme kuvvetinin azaltılmasını içerir. Çizelge 2 BS 8006 kapsamında güçlendirilmiş şevlerin tasarımında kullanılan kısmi faktörleri gösterir (BS 8006, 1995).

Çizelge 2. Güçlendirilmiş şevlerin tasarımında kullanılan kısmi faktörlerin özeti (BS 8006, 1995).

Kısmi faktörler	Nihai limit durumlar	Elverişli limit durumlar
Yük faktörleri	f_{fs}=1.5	f_s=1.0
	f_f=1.2	f_f=1.0
	f_q=1.3	f_q=1.0
Zemin malzeme faktörleri	f_{ms}=1.0	f_{ms}=1.0
	f_{ms}=1.6	f_{ms}=1.0
Donatı malzemeleri faktörü	f_m değeri, kullanılacak donatı tipi ve donatının gerekli	
Zemin ve donatı etkileşim faktörleri	f_s=1.3	f_s=1.0
	f_p=1.3	f_p=1.0
Kısmi güvenlik faktörleri	f_s=1.2	NA

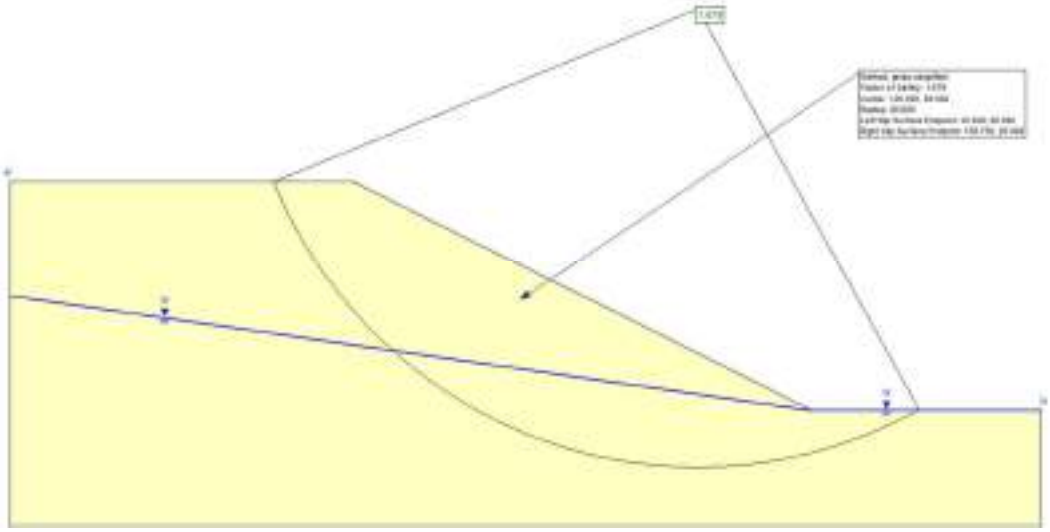
f_{fs} = Zemin birim kütlesine uygulanan kısmi faktör (örneğin şev dolgusu).
f_f = Dış ölü yüklere uygulanan kısmi faktör (örneğin doğrusal ve nokta yükler).
f_q = Dış haraketli yüklere uygulanan kısmi faktör (örneğin trafik yükleri).
f_{ms} = Zemin özelliklerine uygulanan kısmi faktörler (c ve ϕ için farklı kısmi faktörler vardır).
F_m = Donatı temel kuvvetine uygulanan kısmi faktör.
f_s = Donatı yüzeyi boyunca kayma için uygulanan kısmi faktörler.
f_q = Donatı çekme dayanımına uygulanan kısmi faktör.
f_s = Zemin içinde temasın olduğu yapı tabanı boyunca kaymaya uygulanan kısmi faktör.

3. SEÇİLMİŞ ŞEV DURAYSIZLIĞI VAKALARININ ANALİZİ

Bu çalışmada, literatürde iyi çalışılmış üç şev duraylılığı vakası seçilerek bu vakalar üzerinde TS 8853 ile geleneksel nihai limit durum, kısmi faktör kullanarak analiz yapan Eurocode 7 ve güçlendirilmiş zeminler için BS 8006 kullanılarak analizler yapılmış ve başarı oranları hesaplanmıştır. Limit denge analizlerinin yanı sıra bu vakalara sonlu elemanlar makaslama dayanımı azaltma analizi yapılmıştır. Bu bölümde sadece sonuçlar sunulmuştur.

3.1 Fredlund & Krahn (1977) Karşılaştırma Analizi Modeli (Model 1)

Bir yeraltı suyu tablası olan homojen bir şevden oluşan modeli Fredlund ve Krahn altı limit denge analiz yöntemini altı farklı durumda karşılaştırmak için modellemişlerdir. Şekil 1'de Model 1 gösterilmiştir. Modelin homojen zemin özellikleri kohezyon 28.73 kN/m^2, içsel sürtünme açısı 20°, ve zeminin birim hacim ağırlığı 18.85 kN/m^3 olarak verilmiştir. Yenilme yüzeyinin yeri dairesel tip, 'Şev tarama algoritması' yöntemi ile analiz edilmiştir (Fredlund vd., 1977). Model 1'in Slide programındaki analizleri sonucunda Çizelge 3'teki sonuçlar elde edilmiştir.



Şekil 1. Model 1'in geometrisi ve Slide (v6.0) şev duraylılığı programındaki çözümü.

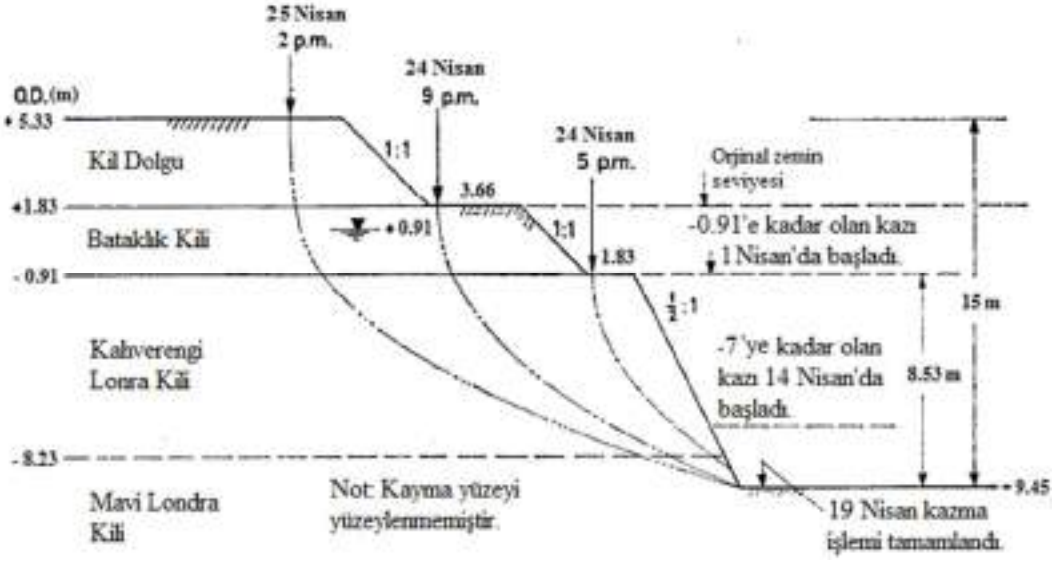
Çizelge 3. Model 1 için yöntemlerin Slide programı yapılan güvenlik katsayısı karşılaştırması.

Yöntem	Fellenious	Bishop	Janbu	Geliştirilmiş Janbu	Spencer	Morgenstern & Price	Phase 2
Güvenlik katsayısı	1.715	1.833	1.679	1.808	1.831	1.831	1.800
Başarı oranı	1.143	1.222	1.119	1.205	1.221	1.221	1.200
DA1C1	1.449	1.560	1.427	1.536	1.559	1.559	1.650
DA1C2	1.373	1.466	1.343	1.446	1.465	1.464	1.450
DA2	1.318	1.404	1.324	1.426	1.404	1.404	1.620
DA3	1.373	1.466	1.343	1.446	1.465	1.464	1.450

3.2 Bradwell Kayması (Model 2)

1957 yılında, Essex (İngiltere), Bradwell yakınlarındaki bir nükleer enerji santralinin temelleri için kazılar yapılmıştır. Yapılan kazıların kesiti Şekil 2'de verilmiştir. Kayma I olarak adlandırılan kayma 25 Nisan öğleden sonra gerçekleşmiştir. Bu kaymanın öncesinde küçük kaymalar gerçekleşmiş olup, bunlar tarihleri ile birlikte Şekil 2'de gösterilmiştir. Bu kaymanın derinliği yaklaşık 15m'dir. Kayma başladığı için kısa süreli duraylılık analizleri, drenajsız kesme kuvvetleri kullanılarak yapılmıştır.

Bataklık kilinin ortalama 14.36 kN/m^2 drenajsız kesme mukavemete ve toplam birim ağırlığının 16.49 kN/m^3 sahip olduğu rapor edilmiştir (Skempton vd., 1965). Bu kaymanın sonuçları Çizelge 4'te verilmiştir.



Şekil 2. Reaktör No: 1 kazısı. Kayma I (doğu tarafı) 1957 (Skempton vd., 1965).

Çizelge 4. Bradwell'deki reaktör 1 kazı şevi için güvenlik katsayıları ve başarı oranı.

Yöntem	Fellenious	Bishop	Janbu	Geliştirilmiş Janbu	Spencer	Morgenstern & Price	Phase 2
Güvenlik katsayısı	1.761	1.761	1.628	1.736	1.757	1.757	1.000
Başarı oranı	1.174	1.174	1.085	1.157	1.171	1.171	0.667
DA1C1	1.305	1.305	1.205	1.285	1.301	1.301	0.860
DA1C2	1.258	1.258	1.162	1.240	1.254	1.254	0.740
DA2	1.186	1.186	1.119	1.191	1.184	1.185	0.800
DA3	1.258	1.258	1.162	1.240	1.254	1.254	0.740

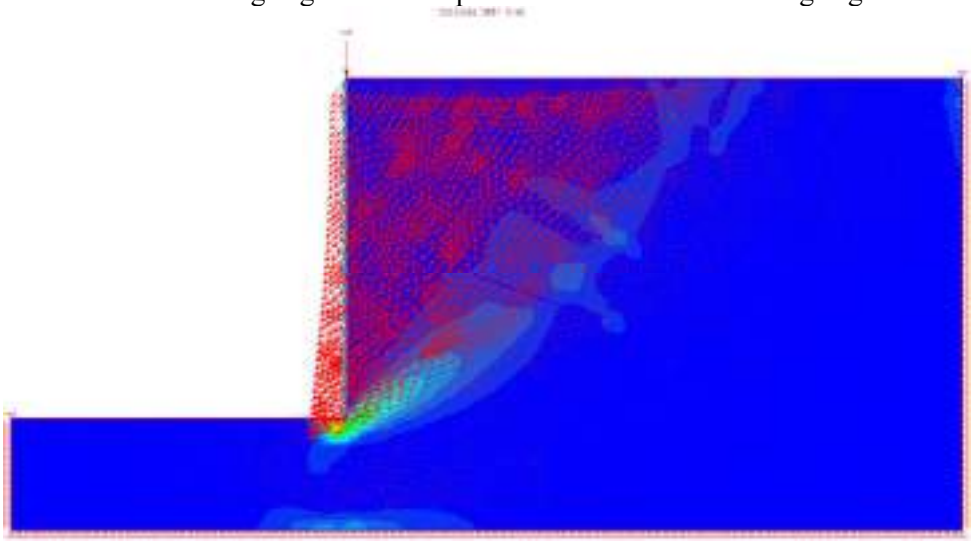
3.3 Amherst Test Duvarı (Model 3)

Amherst, National Geotechnical Experimentation Site (NGES) tarafından Massachusetts Üniversitesi'nde, tasarlanan ve inşa edilen donatılı, zemin çivili test duvarıdır. Amherst NGES test alanında, doğal çökeller üzerinde yaklaşık 1 ila 1,5 m arasında bir kalınlığa sahip bir sıkıştırılmış dolgu yüzey tabakasına sahiptir. Duvar, yerel olarak Connecticut Vadisi'nin laminalı kil (CVVC)'si olarak adlandırılan üst doğal çökeller içinde inşa edilmiştir ve bozunmuş ince tabakalar olan silt ve kilden oluşur. Aşırı konsolide bir kabuk, 4 ila 6 m derinliğe kadar gelişmiştir ve bu, yumuşak, neredeyse normalde konsolide bir çökele dönüşür. Plastisite indeksi % 17 ile % 22 arasında değişir ve drenajsız dayanım ortalamaları 34 ila 38 kPa (Benoit vd., 1993). Zemin yüzeyinin 6.1 m altındaki azami kazı derinliğine yakın olana kadar önemli bir yeraltı suyu gözlemlenmemiştir. Daha önce belirtildiği gibi ve Şekil 3'te gösterildiği gibi, duvar, üstte bulunan topuk-püskürtme beton yüksekliğinin yaklaşık 2.4 m aşağısında aşırı kazıya bağlı olarak yenilmiştir. Geriye dönük analizle kil için, yenilmenin drenajsız varsayılarak, bir ϕ=0 değeri ve 25 kPa'lık bir drenajsız kohezyon (c_u) belirlenmiştir; bu c_u zeminin tahmini rezidüel kayma dayanımını temsil eder. Rezidüel mukavemetinin kullanımı muhafazakar olsa da, çivi gerginliğinin harekete geçmesi için bazı zemin kütlesinde deformasyonun gerçekleşmesi gerektiğinden de gerçekçidir. Çizelge 5'te Amherst test duvarının malzeme özellikleri sıralanmıştır (Sheahan, 2003). Çizelge 6'da Amherst test duvarının dairesel yenilme yüzeyi boyunca yenildiği varsayılarak yapılan analizlerin sonuçları yer almaktadır.

Çizelge 5. Amherst test duvarı için kullanılan malzemeler ve özellikleri (Sheahan, 2003).

	Özellik	Amhers Test Duvarı
Zemin	Duvar yüksekliği (m)	6.1
	Zemin birim hacim ağılık (kN/m^3)	18.9
	İçsel sürtünme açısı, ϕ, derece	0[a]
	Drenajsız kohezyon, c_u, (kPa)	25
Zemin çivisi	Yatay boşluk (m)	1.5
	Dikey boşluk (m)	1.5
	Sıra sayısı	2[b]
	Sapma açısı, α, derece	20
	Uzunluk, L, (m)	4.9
	Malzeme	ASTM A615, 60 ksi çelik
	Çivi çapı, D, (cm)	1.9
	Enjeksiyon çapı (cm)	10.2
	Başlık dayanımı, (kN)	86
	Kopma dayanımı, (kN)	118
	Sıyrılma dayanımı (kN/m)	15
Püskürtme beton	Kalınlık, (cm)	10.2[c]
	Tahmini ağırlık (kN/m)	14.6[d]

[a] Analiz edilmemiş koşulların olduğu varsayılmıştır.
[b] İki çivi sırası artı iki "sıra" püskürtme betonunun altındaki aşırı kazı.
[c] Püskürtme beton, hasır çelik üzerine yerleştirildi (10.2 cm x 10.2 cm).
[d] Duraylılık analizinde Zemin ağırlığına eklenen püskürtme betonun tahmini ağırlığı.



Şekil 3. Amherst Test duvarının Phase^2 v8.0 (Rocscience, 2011) sonlu elemanlar şev programı modeli.

Çizelge 6. Amherst Test duvarı Dairesel yenilmeye göre hesaplanan güvenlik katsayıları.

Yöntem	Fellenius	Bishop	Janbu	Geliştirilmiş Janbu	Spencer	Morgenstern & Price	Phase 2
Güvenlik katsayısı	0.528	0.844	0.892	0.904	0.857	0.842	0.860
Başarı oranı	0.352	0.563	0.595	0.603	0.571	0.561	0.570
DA1C1	0.505	0.622	0.657	0.666	0.632	0.625	0.620
DA1C2	0.500	0.607	0.644	0.654	0.614	0.607	0.600
DA2	0.505	0.569	0.627	0.636	0.907	0.570	0.740
DA3	0.500	0.610	0.649	0.658	0.617	0.608	0.600
BS 8006	0.505	0.561	0.593	0.602	0.569	0.560	0.560

4. SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında kullanılan limit denge yöntemleri çeşitli varsayımlarda bulundukları için her şev durumu için güvenilir sonuç vermezler. Fellenius yöntemi dilimler arası kuvvetleri eşit ve zıt yönlü varsayarak hesaba katmadığı için güvenlik katsayısı için düşük sonuçlar vermektedir. Janbu yöntemi dairesel olmayan yenilme yüzeyleri için geliştirilmiş olup dairesel kayma analizlerine uygun bir yöntem değildir. Bu bilgiler ışığında yapılan çalışmada TS 8853'e göre hesaplanan Spencer ve Morgenstern & Price yöntemlerinin başarı oranları daha tutucu sonuçlar ortaya koymuştur.

Güçlendirilmiş şev vakasında ise dairesel yenilme için en kritik güvenlik katsayısı BS 8006 standardına göre Bishop yöntemidir. BS 8006 yönteminde Eurocode 7'ye kıyasla güçlendirmelere ve zemin malzemesine daha detaylı kısmi faktörler uygulanmaktadır.

Bu çalışma kapsamında vakalar üzerinde yapılan analizler sonucunda şev duraylılık problemlerinde TS 8853'e göre limit denge yöntemlerinin Eurocode 7'ye göre daha tutucu sonuçlar verdiği belirlenmiştir. Toprakarme güçlendirilmiş duvar örneğinde ise değerler birbirine yakın olarak gözükse de BS 8006 yöntemi diğer yöntemlere göre daha tutucu sonuçlar vermiştir. Limit denge yöntemlerinin yanında Phase2 (v8.0) programıyla Sonlu Elemanlar analizi yapılmıştır. Sonlu Elemanlar analiziyle elde edilen sonuçlar çalışma kapsamında hesaplanan tutucu sonuçlara yakın sonuçlar vermiştir.

5. KAYNAKLAR

Benoit, J., Alba, P., 1993. Catalog of national geotechnical experimentation sites. Report to National Science Foundation (NSF) and Federal Highway Administration (FHWA), Washington, 247.

Bond A.J., Schuppener B., Scarpelli G., Orr T.L.L., 2013. Eurocode 7: Geotechnical Design Worked Examples, Dublin (Ireland) 13-14 June, 2013, 59-63.

BS 8006-1, 1995. Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and Other Fills, 100-104.

Duncan, J.M., Wright, S.G., 2005. Soil Strength and Slope Stability. John Wiley & Sons, USA.

EN 1997-1. 2004. Eurocode 7: Geotechnical design - part 1: General rules. European Committee for Standardization, Brussels, 1-37.

Fredlund, D.G., Krahn, J. , 1977. "Comparison of slope stability methods of analysis." Canadian Geotechnical Journal Vol. 14, No. 3, 429-439.

Rocscience, 2010. Slide v6.0 - 2D Limit equilibrium analysis. Toronto, Canada.

Rocscience Inc., 2011. Phase2 v8.0 - Finite element analysis for excavations and slopes, Toronto.

Sheahan, T., Ho, L., 2003. "Simplified trial wedge method for soil nailed wall analysis." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, February 2003, 117-124.

Skempton, A.W., LaRochelle, P., 1965. The Bradwell slip: a short-term failure in London clay, Geotechnique, 15(3), 221–242.

Simpson, B., 2011. Concise Eurocodes: Geotechnical design BS EN 1997-1: Eurocode 7, Part 1. BSI, London, UK, 88-92.

TS 8853, 1991. Yamaç ve Şevlerin Dengesi ve Hesap Metotları-Zeminde, TSE Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

Khemis Miliana - Hanacha Otoyolu İnşaatı Sırasında Ani Yağışlarla Tetiklenen Heyelanların Özellikleri; Ain Defla, Kuzey Cezayir

Properties of Landslides Triggered by Heavy Rainfall during the Construction of Khemis Miliana - Hanacha Motorway; Ain Defla, Northern Algeria

Caner R. CAVLAZ[1], Burhan AVCI[1], Turgut AKSAKAL[2], Rachid BENSAAD[3], Tamer Y. DUMAN[1,*]

[1]*Fugro Sial, Farabi sok, No 40/4, 06680 Kavaklıdere Çankaya, Ankara*
[2]*Mapa İnşaat, Büyükesat mah, Uğur Mumcu cad No:88, 06700 Çankaya, Ankara*
[3] *Algerienne des Autoroutes, Rocade Nord d'Alger, Cezayir*
*(*t.duman@fugro.com)*

ÖZ: Kuzey Cezayir'de Khemis Miliana - Hanacha arasında yer alan ve toplam 33-km uzunluktaki otoyolun yapım işleri devam etmektedir. Otoyol, Afrika-Avrasya arasında aktif bir çarpışma kuşağı olan Atlas Dağı içindeki Miyosen-Pliyosen Chlef Havzası'nı verevine geçer. Havza kırıntılı seriler, denizel silisiklastik çökeller, marn ve jips-anhidrit birimleriyle temsil edilir. Otoyol yarma kazılarına başlandıktan sonra, 2017 yılı baharında meydana gelen sürekli/aşırı yağışlar 15 yarma şevinde heyelanların oluşmasına neden olmuştur. Bunlar genellikle benzer jeolojik-jeoteknik özelliklere sahip düşük eğimli şevler üzerinde ani yağışlarla tetiklenen ve süreksizlik sistemleri kontrolünde gelişmiş düzlemsel ve dairesel tipteki kayma ve akmalardır. Heyelanların derinlikleri 4-20m, uzunlukları ise 30-90m arasında değişmektedir. Tip, mekanizma, boyut ve derinliklerine göre heyelandan etkilenmiş alanlar, yeniden şev düzenlenmesi, duvar, kazık, kaya topuk gibi destek sistemleriyle iyileştirilerek otoyol inşaatına güvenle devam edilmesi sağlanmıştır. Khemis Miliana otoyolunda meydana gelen heyelanlar, sürekli veya ani yağış etkisinin şev tasarımlarında dikkate alınmasının önemini bir kez daha göstermiştir.

Anahtar Kelimeler: Kuzey Cezayir, heyelan, sürekli yağış, otoyol, heyelan iyileştirme

ABSTRACT: *33-km-long highway, between Khemis-Miliana and Hanacha in northern Algeria, is under construction. It passes through Miocene-Pliocene Chlef Basin in Atlas Mountain, an active collision zone in-between Africa-Eurasia. The basin is represented by detritus, marine siliciclastic sediments, marl and gypsum-anhydrite. Just after excavation, landslides were triggered by heavy rains in the Spring of 2017 on a number of 15 low-angle cut-slopes. Besides earth-flows, planar and rotational are main types occurred in the similar geological-geotechnical conditions controlled by discontinuity systems. Their depths and lengths vary from 4 to 20m and 30 to 90m, respectively. The safe construction of the highway has been ensured by stabilization of the mass movements by piles, rock-fill buttresses, retaining walls, slope-ratio rearrangement and drainage techniques based on their types, mechanisms and dimensions. The landslides along the Khemis-Miliana highway have once again demonstrated the importance of the consideration of the effects of flash/prolonged rainfall in cut-slope designs.*

Keywords*: Northern Algeria, landslide, prolonged heavy rainfall, highway, landslide mitigation*

1. GİRİŞ

Kuzey Cezayir'de Khemis Miliana'da başlayan, Djendel üzerinden geçerek Hanacha'ya ulaşan toplam 33 km uzunluktaki otoyolun yapım işleri devam etmektedir. Otoyol karmaşık bir çarpışma sınırı olan Atlas Dağı kuşağı içindeki Chlef Havzası'nı geçmektedir. Oligosen ve öncesi temel birimler üzerinde gelişen havza Miyosen-Kuvaterner çökel birimleriyle doldurulmuştur. Havza çökelleri D-B uzanımlı ana bindirme ve bunlara koşut olan düşük açılı bindirme/ters faylar ile yoğun deformasyona uğratılmıştır. Havza çökelleri Miyosen dönemi sıkışma rejimi ilişkili volkanizma ürünleri ve bunları takiben kırıntılı ve jipsli seriler, denizel silisiklastik çökeller, marn, jips-anhidrit birimleriyle temsil edilir. Havzanın üst kesimleri sıkışma aşamasının son evresinde çökelen mavi marn, sığ denizel kumtaşı

ve algli kireçtaşı ardalanması birimlerinden oluşur. Tüm havza birimleri Holosen döneminde karasal kırıntılı çökellerle örtülmüştür.

Otoyol boyunca, havza birimleri içinde kazı işlerine başlandıktan sonra, 2017 yılı baharında meydana gelen sürekli / aşırı yağışlar farklı yükseklik ve uzunluklardaki 15 yarma şevinde çok sayıda heyelanın oluşmasına neden olmuştur. Bu heyelanlar düşük eğimli şevler üzerinde benzer jeolojik-jeoteknik koşullarda meydana gelmiştir. Ancak, bu çalışmaya konu olan heyelanları tetikleyen yağışların yerel alanda gerçekleşmesi nedeniyle miktarı ve tekrarlanma aralığı hakkında kayıt bulunmamaktadır. Bununla birlikte bölge halkından edinilen bilgiye dayalı söz konusu yağışların alışılmadık süre ve yoğunlukta meydana geldiği anlaşılmıştır.

Heyelanlar litolojik ve süreksizlik sistemleri kontrolünde genellikle düzlemsel ve dairesel kayma tiplerinde gelişmiştir. Bunlarla birlikte akma veya karmaşık kayma tipleri de gözlenmiştir. Heyelanların derinlikleri 20 m, uzunlukları ise 90 m'ye ulaşmıştır. Otoyol inşaatına güvenle devam edilmesi için tip, mekanizma ve boyutlara göre heyelan iyileştirme önlemleri belirlenmiştir.

Khemis Miliana - Hanacha otoyolunda yaşanan bu duraylılık sorunlar, jeolojik-jeoteknik özelliklere bağlı olarak sürekli veya ani yağışların şev tasarımlarında dikkate alınmasının önemini bir kez daha göstermiştir.

2. BÖLGESEL JEOLOJİ VE TEKTONİK

Otoyol Atlas Dağı kuşağında 'nda yer almaktadır. Kuşak, Kuzey Afrika'da Fas-Tunus arasını kaplayan karmaşık bir çarpışma sınırıdır. Çarpışma Kretase'de başlayan yakınlaşmayla Miyosen'de gerçekleşmiş ve Pliyosen-Erken Kuvaterner döneminde tektonik terslenmeyle sonlanmıştır. Dolaysıyla, bölge D-B uzanımlı ana bindirme ve bunlara koşut olan düşük açılı bindirme/ters fay zonları ile karakteristiktir. Bu zonlar arasında tektonik temel kaya dilimleri ve bunların etki alanında şekillenen havza çökelleri bölgenin farklı tür ve yaştaki kaya birimlerini oluşturur. Otoyolun verevine geçtiği Chlef Havzası bunlardan biri olup, DKD-BKB yönünde, Ortalama 10-km genişlik ve 350-km uzunluktadır.

Havza söz konusu tektonik dönemlerin etkilerini yansıtan Triyas-Oligosen temel birimleri üzerinde Miyosen-Kuvaterner denizel ve karasal volkanik ara katkılı çökel birimleri ile doldurulmuştur.

Havza kenar kesimlerde Erken Miyosen karasal çakıltaşı ve kırmızı kumtaşlarıyla başlar. Bu birimler iç kesimlere doğru jips ara katkılı gri marn düzeylerine geçerler. Orta Miyosen marn ve volkanik moloz akmaları içeren kalın denizel silisiklastikden oluşur (Kieken, 1974). Üst Miyosen dönemi koyu gri jipsli marn ve diatomit katmanlarıyla karakteristiktir (Anderson, 1936; Perrodon, 1957; Rouchy, 1982). Transgresyonla başlayan Geç Miyosen dönemi Messiniyen krizi ile sona erer. Bu dönemde kumtaşı, sığ denizel diatomlar ve son evrede jipsli marn oluşur (Hsü, 1971; Ryan, 2011). Pliyosen-Pleyistosen dönemi sıkışma tektoniğinin son evresinin ürünleriyle temsil edilirler. Pliyosen esas olarak mavi marn ve algli karbonat ve kumtaşı seviyeleri tekrarlanan denizel kumtaşlarıyla temsil edilir.

3. HEYELANLAR

3.1. Tip, boyut ve özellikleri

Otoyol boyunca, Chlef Havza'sının Üst Miyosen, Pliyosen ve Pleyistosen birimleri içinde kazı işlerine başlandıktan sonra, 2017 yılı Nisan-Mayıs ayları içinde meydana gelen yağmurlar yarma şevlerinde heyelanlara neden olmuştur. Bölgede yaklaşık bir ay kadar süren yağışlar zaman zaman aşırı yoğun yağışlar olarak gerçekleşmiştir. Miliana bölgesinde uzun dönem yıllık ve aylık yağış ortalamaları sırasıyla 827,3 ve 68,9 mm, en kurak ve yağışlı hava sırasıyla Haziran (5,8 mm/ay) Şubat 124 (mm/ay) aylarıdır (Çizelge 1).

Bu çalışmaya konu olan ve heyelanları tetikleyen yağışların yerel alanda gerçekleşmesi nedeniyle miktarı ve tekrarlanma aralığı hakkında kayıt bulunmamaktadır. Bununla birlikte, bölge halkından edinilen bilgiye göre söz konusu yağışların alışılmadık ve aşırı şekilde meydana geldiği öğrenilmiştir.

Çizelge 1. Miliana bölgesinde uzun döneme aylık yağmur yağış ortalamaları.

Ocak	Şubat	Mart	Nisan	Mayıs	Haziran	Temmuz	Ağustos	Eylül	Ekim	Kasım	Aralık
120,5	124	112,3	71,3	47,9	16,8	5,8	7,1	29,6	68,9	103,3	119,8

Tetikleyici unsur yağış olmasına rağmen yarma şevlerindeki litolojik özellikler ve süreksizlik sistemleri heyelanların tip ve boyutlarını kontrol etmiştir. Düzlemsel ve dairesel kayma başlıca meydana gelen yenilme tiplerdir. Bunlarla birlikte kama, akma veya karmaşık tipte yenilmeler de gelişmiştir. Ancak bu tip yenilmeler göreli daha küçük boyutlarda meydana gelmiştir.

Taşlaşma evresini tamamlamamış, yer yer orta derecede çimentolanmış, belirgin tabakalanmaya sahip aşırı zayıf-çok zayıf dayanıma sahip kumtaşı, çakıltaşı ve marn birimleri heyelanları kontrol eden esas unsurdur. Bununla birlikte güncel çökeller, ezilme, günlenme ve güncel toprak zonu içinde de bazı heyelan tiplerinin geliştiği gözlenmiştir.

Heyelanların etkilediği 15 farklı yarma şevinde yüzeylenen esas birimlerin (kiltaşı, marn, kumtaşı ve çakıltaşı) fiziksel ve jeomekanik özellikleri belirlenmiştir. Çizelge 2'de sunulan bu parametrelere göre drenajsız kayma dayanımı (c_u) en yüksek 200 kPa değerine ulaşmaktadır. Bu verileri göre incelene yarma şevlerinin kaya-toprak sınırı aralığında yer alan birimler olarak değerlendirilebilmektedir.

Süreksizlik sistemlerinden tabakalanma ve bunların yarma şevine göre olan konum ve eğimleri de diğer önemli unsurlardır. İnce-çok kalın, düz ve kaba dalgalı yüzeylere sahip tabakalanma uzun mesafeler boyunca izlenmektedir. Tabakalanma bölgede hüküm süren sıkışma tektoniği etkisi altında deformasyona uğramış ve eğim kazanmıştır.

Bu deformasyon havzanın en üst kesimlerini oluşturan kesimlerde sıkı bir kıvrımlanma oluşturmamıştır. Ancak, söz konusu birimler yayvan kanatları olan antiklinal ve senklinaller şeklinde yaygın olarak kıvrımlanmıştır. Hatta yer yer devrik veya yatık kıvrımlanma da gelişmiştir. Kıvrım eksenleri ana sıkışma yönüne uygun havzanın uzun ekseninin izlemektedir. Dolaysıyla, otoyol gidişi ve kıvrım eksenleri biri birine koşut konumdadır. Bu durum otoyol yarma şevlerinde kıvrım veya deformasyon etkisinin çok olmadığı şeklinde görünmesine neden olmaktadır. Ancak, eksen ve otoyol gidişinin koşut durumdan çıktığı kesimlerde kıvrım kanatlarının veya eksen dalım yönlerinin yarma şevlerine dışarı konumda olması heyelanların oluşmasında uygun koşulu ve esas yapısal kontrolü oluşturmaktadır.

Dokanaklar, özellikle geçirimli geçirimsiz litolojiler arasındaki sınırlar her durumda farklı boyut ve mekanizmada heyelan oluşmasına neden olmuştur. Şev su toplama alanında geçirimli geçirimsiz dokanaklar boyunca şev yüzeyinden kısa süreli boşalımlara neden olmuştur.

Çizelge 2. Heyelanların meydana geldiği yarma şevlerini oluşturan birimlere ait dayanım parametreleri.

Litolojik birim	Birim hacim ağırlık, γ (kN/m^3)	Drenajsız kayma dayanımı, c_u (kPa)	Efektif kohezyon, c' (kPa)	Efektif içsel sürtünme açısı, ϕ' (°)
Katı – çok katı kil	18	65 – 100	6 – 10	20 – 28
Çok katı – sert kil	19	130 – 150	15 – 17	27 – 28
Sert kil	19	175 – 200	15 – 20	27 – 30
Kum – kumtaşı	22	-	65 –70	15
Kil – siltli kumlu çakıl	19	-	10 – 15	32 – 33

Bu boşalımlar şev yüzeylerinde selcik yarıntılarının oluşmasına neden olmuştur. Diğer taraftan geçirimli-geçirimsiz dokanağının yamaç dışarı eğimli olmaması su boşalımların gerçekleşmemesine ve şev yüzeyinde su basıncının artmasına dolaysıyla şev yüzeyinde farklı tipte yenilmelere neden olmuştur.

Sonuçta incelenen heyelanların yağışla tetiklenmesine rağmen kontrol eden faktörlerin litoloji yapısal unsurla olduğu açıca izlenmiştir. Güncel örtü, ezik zonlar veya kalın toprak olan kesimlerde akma tipi heyelanların yaygın geliştiği gözlenmiştir. Yamaç-dışarı konumlu geçirimli-geçirimsiz tabaka dokanakları boyunca düşük eğimlerde düzlemsel ve gerileyen tipte kaymalar meydana gelmiştir. Yamaç-dışarı eğimli süreksizlik düzlemleri boyunca yine düzlemsel veya kama tipi kaymalar oluşmuştur (Şekil 1).

Çalışma alanında farklı uzunluk ve yükseklikteki 15 yaram şevleri üzerinde meydana gelen heyelanlar ayrıntılı haritalanarak alansal dağılımları belirlenmiştir. Boyutları göreli büyük olanların derinlikleri inklinometre ölçümleriyle, kayma mekanizmaları açık daha küçük olanların ise kesitlerden belirlenmiştir. Bu bilgiler ışığında 2017 Nisan-Mayıs döneminde meydana gelen heyelanların derinlikleri 4-20 m, uzunlukları ise 30-90 m arasında değiştiği belirlenmiştir.

3.2. İyileştirme önerileri

Heyelan nedeniyle duraylılığı bozulan 15 yarma şevinin iyileştirilmesi için çözüm önerileri araştırılmıştır. Bu amaçla tip, mekanizma, boyut ve derinliklerine göre kamulaştırma sınırları da göz önünde bulundurularak her bir şevde meydana gelen heyelanlı alanlar için destek sistemleri önerilmiştir.

Laboratuvar ve yerinde yapılan deneylerin yanı sıra her bir heyelan için limit denge analiz yöntemiyle geri analizler yapılarak kayma yüzeyine ait parametreler belirlenmiştir. Bu bilgiler sayesinde; maliyet, güvenlik ve kamulaştırma sınırları içerinde uygun çözümler önerilmiştir.

Derinliği ve boyutu göreli daha az olan heyelanlı alanlarda heyelan malzemesi kaldırılarak topukta hafif bir kaya topuk veya taş kaplama yapılmış ve üst kesimlerde geri kalan yarma şev eğimleri azaltılmıştır.

Orta derinlikte olan heyelanlar için öncellikle malzemenin kaldırılması ve bununla birlikte şev açısının düşürülmesi ve topukta etkili bir kaya dolgu yapılmıştır.

Derin kaymalarda ise duvar / fore kazık desteği ile birlikte kamulaştırma sınırının elverdiği ölçüde şev yatırma ve topuk dolgusu desteğiyle çözümler bulunmuştur.

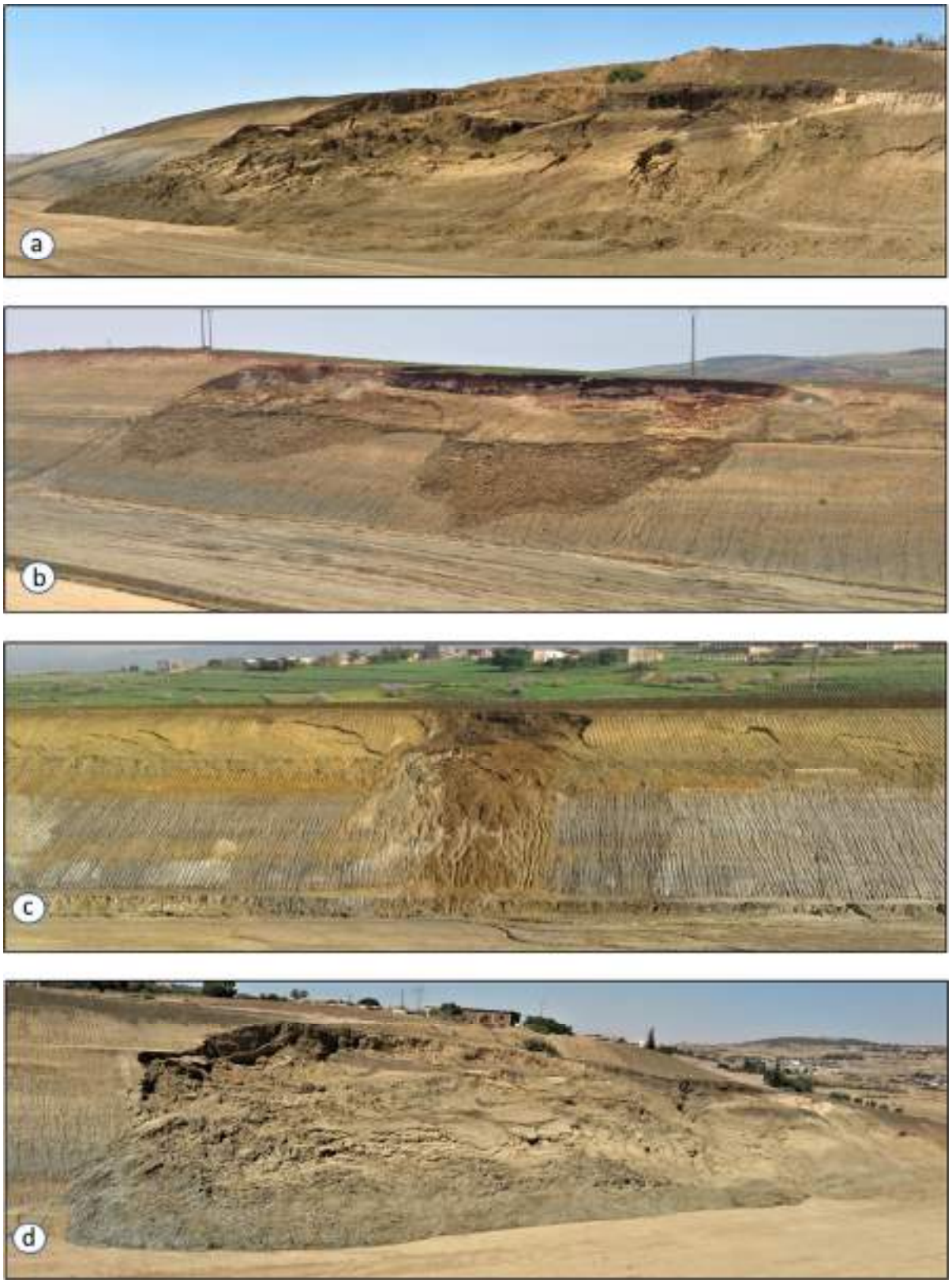
Sonuçta 15 farklı şev alanının her biri ayrı ayrı ele alınarak kamulaştırma sınırları çerisinde yeniden şev düzenlenmesi, fore kazıklı destek, kaya topuk ve duvarlar kullanılarak her yarmaya her heyelana özgü çözümler üretilmiştir. Bunlar içerisinden seçilmiş iyileştirme örnekleri Şekil 2'de sunulmuştur.

4. SONUÇLAR

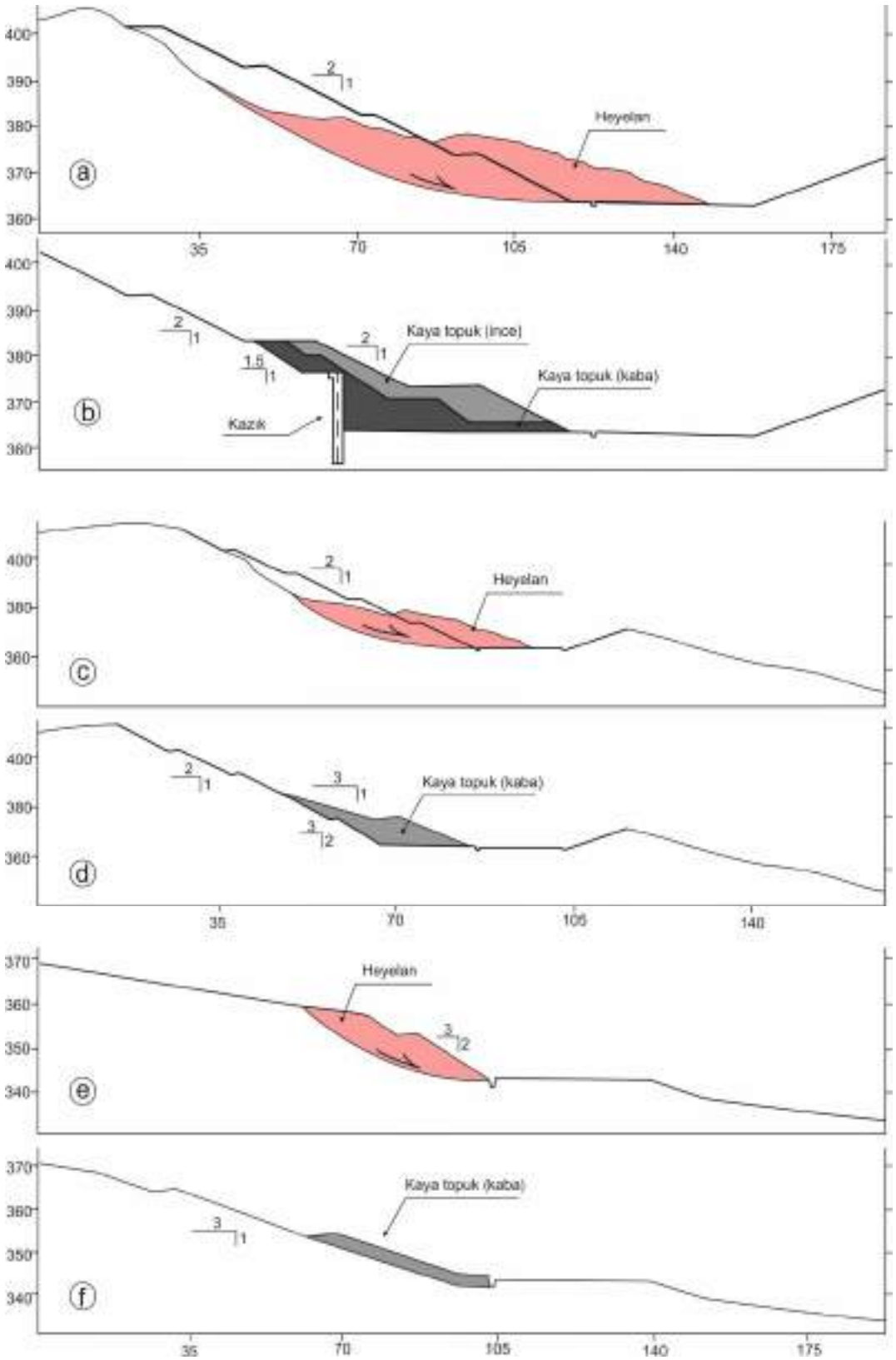
Kuzey Cezayir'de 33-km uzunlukta Chlef Havza'sını geçen Khemis Miliana - Hanacha otoyolunda kazı işlerine başlandıktan sonra, 2017 yılı baharında yaklaşık bir ay boyunca meydana gelen sürekli ve zaman zaman aşırı yağışlar farklı yükseklik ve uzunluklardaki 15 yarma şevinde heyelanlara neden olmuştur. Bu heyelanlar düşük eğimli (3Y:2D; 33°) şevler üzerinde benzer jeolojik-jeoteknik koşullarda meydana gelmiştir.

Heyelanlar yağışlarla tetiklenen ancak litolojik ve süreksizlik sistemleriyle kontrol edilen başlıca düzlemsel ve dairesel kayma mekanizmalarında oluşmuşlardır. Yer yer akma veya karmaşık tipte yenilmeler de gözlenmiştir. Heyelan derinlikleri 20 m, uzunlukları ise 90 m'ye ulaşmıştır.

Tip, mekanizma, boyut ve derinlikleri belirlenen 15 yarma şevindeki heyelanlı alanlar için kazık, kaya topuk, duvar ve yeniden şev düzenlenmesi gibi iyileştirme önlemleri ve desteklerle otoyol inşaatına güvenle devam edilmesi sağlanmıştır.



Şekil 1. a, Km 7+640'da 2Y:1D oranında açılan yarma şevlerinde meydana gelen derin kaymayı; b, Km:27+200 – 25+650'de 2Y:1D şev oranında açılan yarma şevinde oluşan kaymayı; c, Km 7+640'da 2Y:1D oranında açılan yarmada gelişen kaymayı; d, KM:27+500 – Km:27+700'de 3Y:2D şev oranında açılan yarma şevlerinde meydana gelen derin dairesel kaymayı göstermektedir.



Şekil 2. Çalışma alanında meydana gelen heyelanların iyileştirilmesi için önerilmiş farklı çözüm önerileri. a, Km 7+640 2Y:1D oranında açılan yarma şevlerinde oluşan heyelanı; b, bu heyelan için önerilen kazıklı destek sistemini; c, Km 7+600 da 2Y:1D açılan şev üzerinde meydana gelen heyelanı; d, bu heyelan için önerilen kaya topuk destek sistemini; e, Km 12+780 de 3Y:2D oranında açılan şev üzerinde gelişen heyelanı; f, bu heyelan için önerilen şev yatırma ve taş kaplamayı göstermektedir.

Khemis Miliana - Hanacha otoyolunda sürekli veya ani yağışlar nedeniyle meydana gelen heyelanlar yağış etkisinin şev tasarımlarında dikkate alınmasının önemini bir kez daha göstermiştir. Bu durumun, özellikle yoğun deformasyona uğramış veya taşlaşma evresini tamamlamamış (Geç Miyosen ve Pliyosen) kırıntılı çökeller için öne çıktığı anlaşılmıştır.

5. KATKI BELİRTME

Yazarlar, bu çalışmanın gerçekleştirilmesinde destek ve izinlerinden dolayı Algerienne des Autoroutes, Mapa İnşaat ve Fugro Sial kurumlarına teşekkür ederler.

6. KAYNAKLAR

Anderson, R.V.V., 1936. Geology in the coastal Atlas of Western Algeria. Geol. Soc. Am. Mem. 4, 450.
Hsü, K.J., 1971. Origin of the Alps and western mediterranean. Nature 233, 44-48.
Kieken, M., 1974. Etude geologique du Hodna, du Titteri et de la partie occidentale des Biban. Publication du Service de la Carte geologique de l'Algerie, p. 498, 46, Tome I et II.
Rouchy, J.M., 1982. La genese des evaporites messiniennes de Mediterranee. In: Memoires du Museum National de l'Histoire Naturelle, L, p. 267.
Ryan, W.B.F., 2011. Geodynamic responses to a two-step model of the Messinian salinity crisis. Bull. la Soc. Geologique Fr. 2, 73e78.

Kaya Dolgu Bir Barajda Şev Duraylılığı Analizleri: Kurşun-Çinko-Bakır Flotasyon Projesi, Gümüşhane

Analysis of Slope Stability at a Rock Fill Dam: Lead-Zinc-Copper Flotation Project, Gümüşhane

Mustafa KANIK[1,*], Selçuk ALEMDAĞ[2], Zülfü GÜROCAK[1]

[1]*Fırat Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Elazığ*
[2]*Gümüşhane Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Gümüşhane*
*(*mkanik@firat.edu.tr)*

ÖZ: Kazı veya dolgu yapılarak oluşturulacak şevlerin tasarımında en önemli çalışmalardan birisi duraylılık analizleridir. Bu analizlerin temel amacı, güvenli ve ekonomik şev tasarımı yapmaktır. Bu nedenle, şev tasarımında duraylılık analizleri önemli bir yere sahiptir. Günümüzde en yaygın olarak tercih edilen duraylılık analizi tipi, analiz prensipleri ile parametrelerinin farklı araştırmacılar tarafından ortaya konulduğu Limit Denge Yöntemi (LDY)'dir. Bu çalışmada, Gümüşhane kurşun-çinko-bakır flotasyon tesisinin sıvı atık depolama sahasında yapımı planlanan baraj gövdesinin duraylılığı LDY kullanılarak incelenmiştir. Analiz sonuçları memba tarafında birikecek olan atığın baraj gövdesinin duraylılığı üzerinde olumsuz bir etkiye sahip olmayacağını göstermiştir. Duraylılık analizlerinden elde edilen sonuçlar, baraj gövdesi memba şevinin 1.5 yatay /1.0 düşey olmak üzere 5 adet palyeden, mansap şevini ise 1.7 yatay/ 1 düşey tek şevden oluşması durumunda herhangi bir duraysızlık probleminin yaşanmayacağını göstermektedir.

Anahtar Kelimeler: Baraj dolgusu, şev duraylılığı, deprem yükü, limit denge analizi

ABSTRACT: *One of the most important studies in the design of slopes or filling is stability analysis. The main purpose of these analyses is to design a safe slope economically. Therefore, stability analysis in slope design has a significant role. Today, the most commonly used type of stability analysis is the Limit Equilibrium Method (LEM) which has principles and parameters of different researchers. In this study, the stability of the dam body planned to be constructed in the liquid waste storage area of Gümüşhane lead-zinc-copper flotation plant was investigated using LEM. The results of the analysis showed that the waste that will accumulate on the upstream side will not have a negative effect on the stability of the dam body. The results obtained from the stability analysis showed, when the upstream slope of the dam body consists of 5 benches with 1.5H /1.0V and, a 1.7H/1V single downstream slope formed, there will be no problem of stability.*

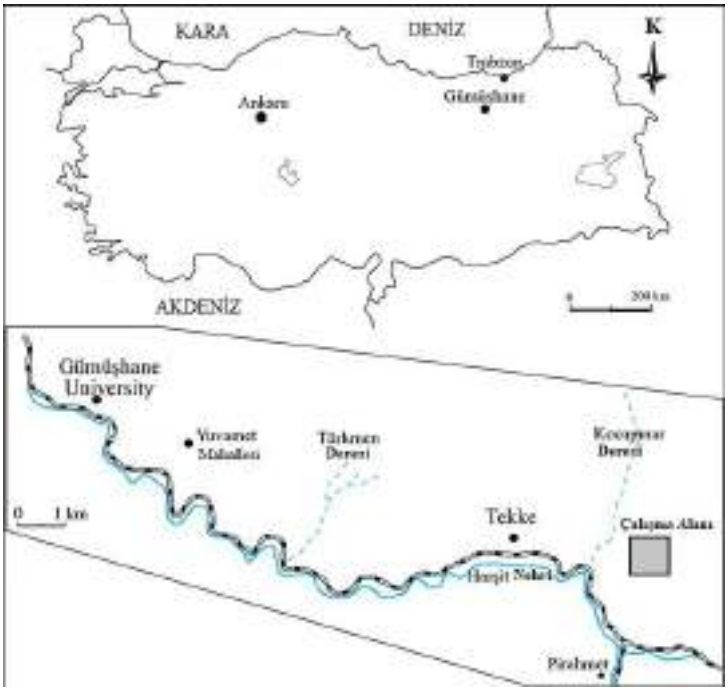
Keywords: *Dam embankment, slope stability, seismic load, limit equilibrium method*

1. GİRİŞ

Enerji üretimi, içme ve tarımsal amaçlı su depolama, taşkın ve atık depolama gibi farklı amaçlarla inşa edilen dolgu barajlar güvenlik açısından riskli mühendislik yapılarıdır. Bu nedenle hem statik hem de dinamik şartlar dikkate alınarak tasarlanmaları güvenlik açısından büyük öneme sahiptir. Dolgu barajların tasarımındaki en önemli çalışmalardan birisi şev duraylılık analizleridir. Bu analizlerin temel amacı, güvenli ve ekonomik şev tasarımı yapmaktır. Kazı veya dolgu yapılarak oluşturulacak şevin güvenli bir şev olması kadar ekonomik olması da önemlidir. Bu nedenle, şev tasarımında duraylılık analizleri önemli bir yere sahiptir. Günümüzde en yaygın duraylılık analizi tipi, analiz prensipleri ile parametrelerinin farklı araştırmacılar (Bishop, 1955; Morgenstern ve Price, 1965; Janbu, 1973; Sarma, 1973; Spencer, 1973) tarafından ortaya konulduğu ve genel olarak Limit Denge Yöntemi (LDY) 'dir. Bu yöntemde, kayma yüzeyi boyunca etkin olan kuvvetler ile kaymaya karşı direnç gösteren kuvvetlerin dengesi dikkate alınmaktadır. Ayrıca, son yıllarda Sonlu Elemanlar Yöntemi (FEM), Sonlu Hacimler Yöntemi (FVM) ve Sonlu Farklar Yöntemi (FDM) gibi yöntemleri esas alan ve birçok araştırmacı (Griffiths Lane ve Griffiths, 1999; Cai ve Ugai, 2000; Savage vd., 2000; Hammah vd., 2006; Li, 2007;

Gürocak vd., 2008; Alemdağ vd., 2015; Kaya vd., 2016) tarafından kullanılan sayısal analizler de bulunmaktadır.

Bu çalışmada, Gümüşhane Organize Sanayi Bölgesi'nde yer alan (Şekil 1) kurşun-çinko-bakır flotasyon tesisi için sıvı atık depolama amaçlı olarak tasarlanan ön yüzü membran kaplamalı kaya dolgu tipindeki baraj gövdesinin duraylılığı limit denge analizi yöntemi ile incelenmiştir. Yapılan laboratuvar çalışmaları ile elde edilen veriler kullanılarak memba ve mansap şevleri için statik ve pseudo-statik durumlar ve menbanın atıkla tamamen dolu olduğu durumlar için GeoStudio (2008) programı kullanılarak duraylılık analizleri gerçekleştirilmiştir.



Şekil 5. İnceleme alanına ait yer belirleme haritası.

2. ÇALIŞMA ALANI VE YAKIN ÇEVRESİNİN JEOLOJİSİ

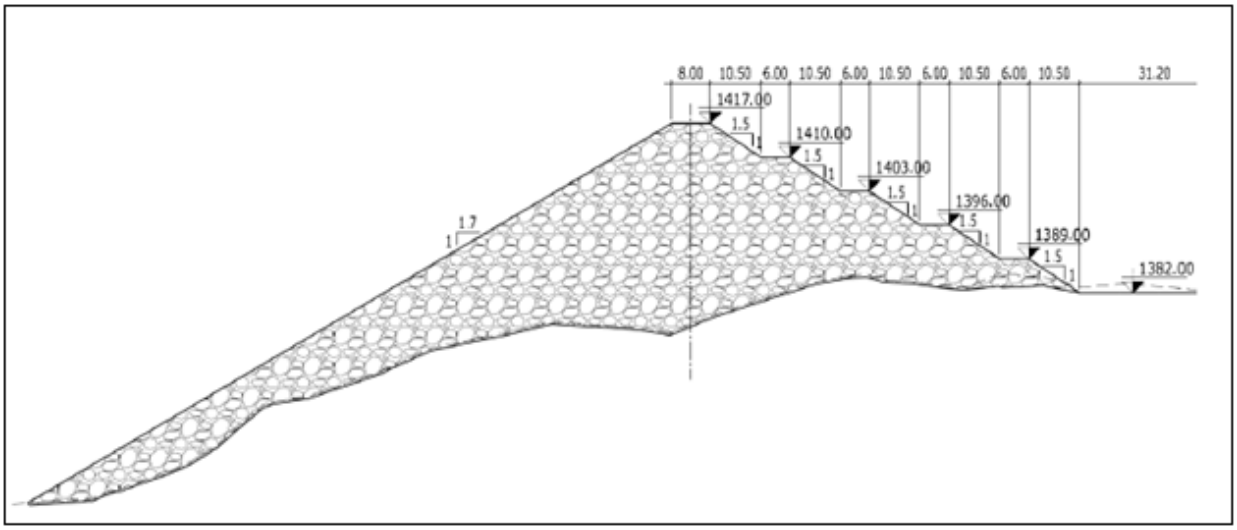
İnceleme alanı, Anadolu'nun tektonik birliklerinden Pontid Tektonik Birliği (Ketin,1966) içinde ve bu birliğin Güney Zonu'nda yer almaktadır. Doğu Pontid Tektonik Kuşağı, batıda Bafra-Kızılırmak vadisinden başlayarak Gürcistan sınırına kadar Doğu-Batı istikametinde uzanan yaklaşık 500 km uzunluğundadır. Birliğin kuzey sınırını Karadeniz, güney sınırını ise Kuzey Anadolu Fay Zonuna kadar 100-150 km genişliğine sahip bir alan oluşturmaktadır. İnceleme alanı ve yakın yöresi Doğu Pontid tektonik birliğinin içerisinde, Erken Alpin dönemine Austirik, Orta Alpin döneminde Anadolu ve Geç Alpin döneminde ise Attik tektonik fazlarının etkisinde kalmıştır. Kuvaterner döneminde epirojenik hareketlere bağlı olarak gelişen regresif hareketlerle denizel sekiler oluşmuştur. İnceleme alanı boyunca yüzeylenen kayaçlarda Alp orojenezinin etkisi ile kırık tektoniği etkin olmuştur. İnceleme alanı dışındaki alanlarda az olmakla beraber kıvrımlı yapılarda gözlenir. Doğu Pontid'ler ve bölgeyi etkileyen bu fazlar sonucu magmatik kayaçlarda kırılmalar, tortul kayaçlarda ise kırıklı ve kıvrımlı yapılar olmuştur. Kırıklı yapılar, çatlaklar ve faylar şeklinde gelişmiştir. Çatlaklar hem tortul hem de magmatik kayaçlar içinde değişen oranlarda ve farklı doğrultularda gelişmiştir. Faylar ise genellikle normal fay tipinde olup, normal fayların yanı sıra doğrultu atımlı ve ters faylara da rastlamak mümkündür. Fayların doğrultuları çoğunlukla KD-GB ve KB-GD olarak gelişmiştir. Tüm bu veriler dikkate alındığında, bölgeyi etkileyen kuvvetlerin K-KB yönlü sıkışma olduğu söylenebilir.
Gümüşhane ve yakın çevresinde yüzeyleme veren formasyonları yaşlıdan gence doğru aşağıdaki şekilde sıralamak mümkündür;

1. Gümüşhane Granitoyiti (Erken Karbonifer)
2. Şenköy Formasyonu (Erken-Orta Jura)
3. Berdiga Formasyonu (Geç Jura- Erken Kretase)
4. Alibaba Formasyonu (Eosen)
5. Yamaç Molozu (Kuvaterner)
6. Alüvyon (Kuvaterner)

Baraj, Alibaba Formasyonu üzerinde inşa edilecektir. Bu formasyon, esas olarak andezit, bazalt ve piroklastlardan oluşturmaktadır. Formasyon taban konglomerasıyla başlamakta ve bu kongolmeralar Nummulites fosilleri içeren kumlu kireçtaşı ve kireçtaşları ile devam etmektedir (Tokel, 1972). Formasyonun üst seviyelerini ise siyahımsı-koyu gri renkli andezitler ve bazaltlar oluşturmaktadır. Bu volkanik kayaçlar, esas olarak plaijoklas ve ferromagnezyen minarelerinden oluşmuştur. Taze/az bozunmuş olan andezit ve bazaltlar iyi gelişmiş eklem setleri içermektedir. Formasyonun en üst seviyelerini ise bazaltik aglomeralar oluşturmaktadır. Bu aglomeralar, koyu gri-siyahımsı renklidir ve volkanik kayaçlara göre daha az gelişmiş eklemler içermektedir.

3. JEOTEKNİK ÇALIŞMALAR

Gümüşhane Organize Sanayi Bölgesi'ndeki kurşun-çinko-bakır flotasyon tesisinde sıvı atık depolamak amacıyla tasarlanan baraj gövdesi ön yüzü membran kaplamalı kaya dolgu tipinde, temelden 42 m yüksekliğe, 1700 m kret uzunluğuna ve 8 m kret genişliğinde olacaktır. Tasarlanan baraj gövdesinin memba yüzeyi temel kotundan itibaren düşeyde 7m'de bir palye verilerek, toplam 5 ara palye ve palyeler arası şevler 1.5 yatay/1 düşey olacak şekilde tasarlanmıştır. Baraj gövdesinin mansap yüzeyi ise 1.7 yatay/1 düşey olacak şekilde tek şev olarak tasarlanmıştır (Şekil 2)



Şekil 2. Tasarlanan gövdeye ait tip kesit.

3.1. Arazi ve Laboratuvar Çalışmaları

Baraj gövdesinin yer aldığı alanda temel kayayı Eosen yaşlı, özellikle andezit, bazalt ve piroklastiklerle temsil edilen Alibaba Formasyonu oluşturmaktadır. Temel kayanın mühendislik özelliklerini belirlemek amacıyla arazi ve laboratuvar çalışmaları yapılmıştır. Arazi çalışmaları kapsamında baraj eksen yerinde toplam 140 m derinliğinde 3 adet araştırma sondajı yapılmıştır. Kaya kütlesinin içerdiği süreksizliklerin mühendislik özellikleri ISRM (2007) tanımlama ölçütleri dikkate alınarak ve hat etüdü yöntemi kullanılarak belirlenmiştir (Çizelge 1). Ayrıca laboratuvarda kaya malzeme dayanımını belirlemek için yapılmış olan temel sondajlarından karot örnekler derlenmiş ve laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Kaya kütlesini Jeolojik Dayanım İndeksi (GSI) Sönmez ve Ulusay (2002) tarafından önerilen sayısal sınıflama abağı kullanılarak, kaya kütlesine ait dayanım parametreleri ise Hoek-Brown (Hoek vd., 2002) yenilme kriteri esas alınarak ve RocLab 1.0 programı kullanılarak hesaplanmıştır. Dolguda kullanılacak

malzemenin dayanım parametrelerinin belirlenmesi konusunda herhangi bir laboratuvar çalışması gerçekleştirilmemiş, bu parametreler, kaya malzemenin dolgu olarak kullanıldığı çalışmalar (Leps 1970; Marsal 1973; Varadarajan et al., 2006; Barton 2008; Kartal et al., 2012) dikkate alınarak belirlenmiştir. Atık malzemesinin özellikleri ise atıktan tüp ile alınan örselenmemiş numuneler üzerinde yapılan kesme kutusu deneyi sonuçlarına göre elde edilmiştir. Tüm veriler Çizelge 1'de verilmiştir.

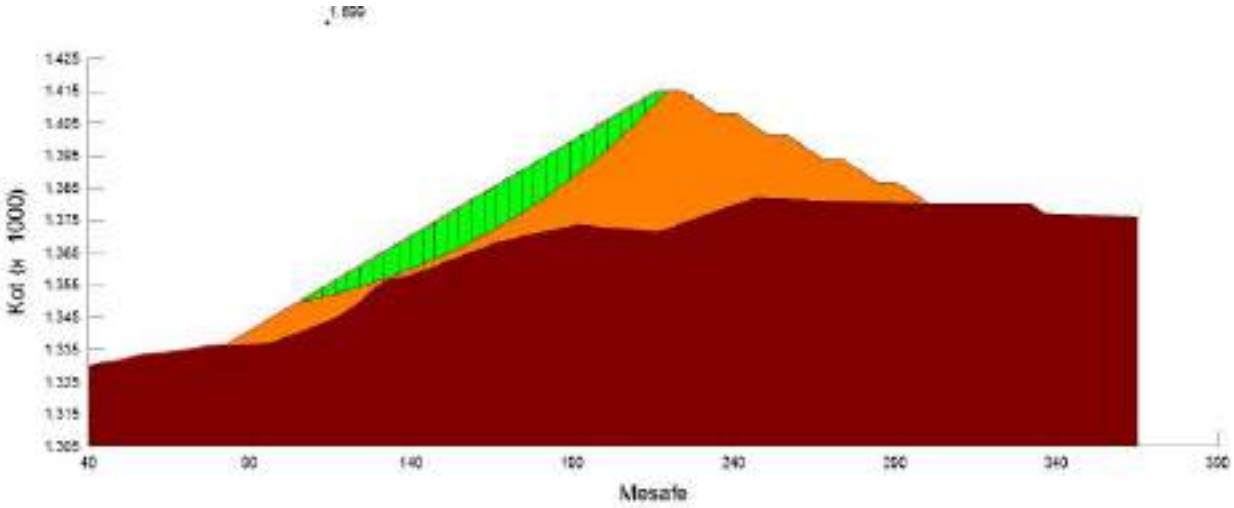
Çizelge 1. Arazi, laboratuvar ve büro çalışmalarından elde edilen sonuçlar.

Kaya Kütlesi		
Pürüzlülük (Rr)	Pürüzlü	5
Bozunma (Rw)	Az bozunmuş	5
Dolgu (Rf)	Kalsit dolgu kalınlığı 2-4 mm	4
Kaya Kalite Göstergesi (RQD)	80.10	
Süreksizlik Yüzey Koşulu Puanı (SCR)	14.00	
Hacimsel Eklem Sayısı (J_v)	11.60	
Yapısal Özellik Puanı (SR)	36.91	
Jeolojik Dayanım İndeksi (GSI)	53.00	
Tek Eksenli Sıkışma Dayanımı (σ_c)	53.74 MPa	
Birim Hacim Ağırlığı (γ)	26.87 kN/m^3	
Kohezyon (c)	0.182 MPa	
İçsel Sürtünme Açısı (ϕ)	65.49^o	
Kaya Dolgu Malzemesi		
Birim Hacim Ağırlığı (γ)	20.00 kN/m^3	
Kohezyon (c)	0.00 MPa	
İçsel Sürtünme Açısı (ϕ)	43.00^o	
Atık Malzemesi		
Birim Hacim Ağırlığı (γ)	15.00 kN/m^3	
Kohezyon (c)	0.00 MPa	
İçsel Sürtünme Açısı (ϕ)	10.00^o	

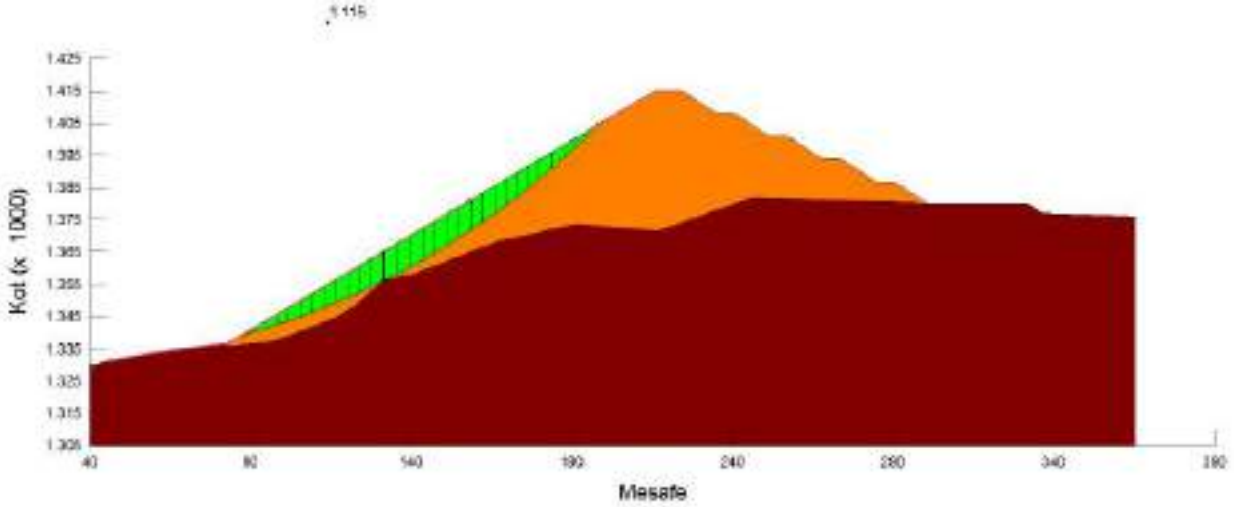
3.2. Duraylılık Analizleri

Kaya dolgu olarak planlanan ve kesiti Şekil 2'de verilmiş olan baraj gövdesinde statik ve pseudo-statik durumlar ve menbanın atıkla tamamen dolu olduğu durumlar için GeoStudio (2008) programı kullanılarak duraylılık analizleri gerçekleştirilmiştir. Yapılan duraylılık analizlerinde girdi parametresi olarak Çizelge 1'de verilen değerler kullanılmıştır. Ayrıca, çalışma alanının 3. Derece Deprem Bölgesinde olması nedeniyle Maksimum Yer İvmesi 0.2g olarak alınmıştır.

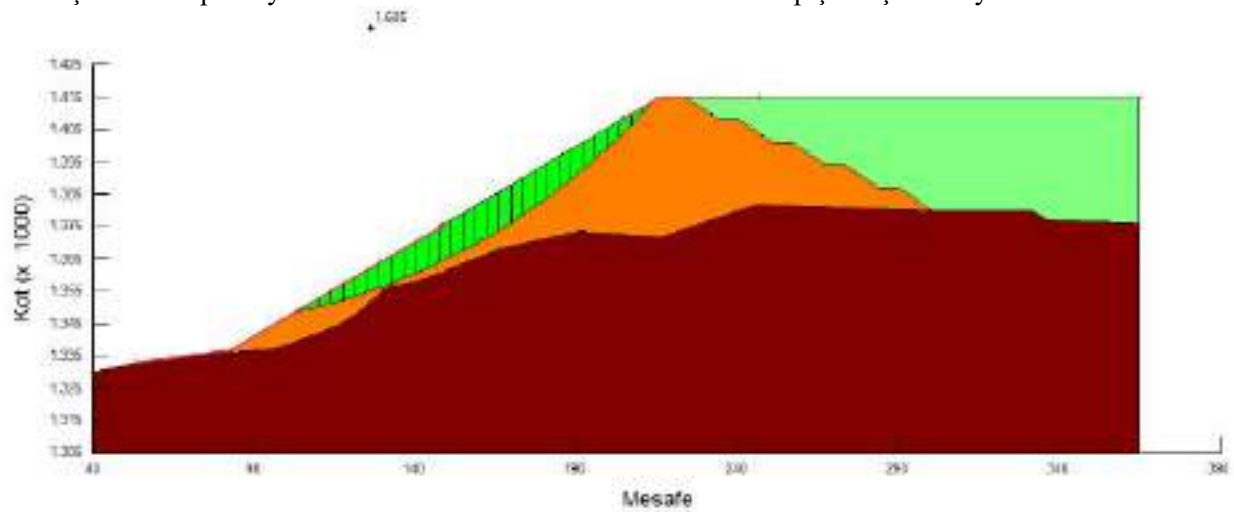
Baraj gövdesinin mansap ve memba şevleri için duraylılık analizleri, deprem yükünün dikkate alınmadığı (a), deprem yükünün dikkate alındığı (b), membanın atıkla tamamen dolu olduğu (c), membanın tamamen atıkla dolu olduğu ve deprem yükünü dikkate alındığı (d) durumlar için ayrı ayrı 4 aşamada gerçekleştirilmiştir (Şekil 3-8).



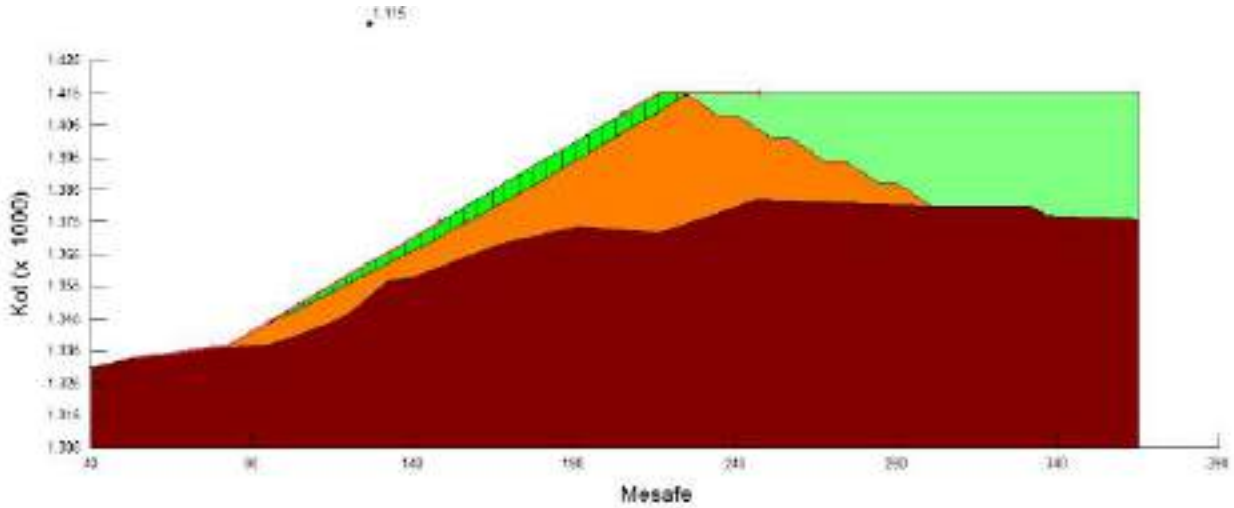
Şekil 3. Deprem yükünün dikkate alınmadığı durumda mansap şevi için duraylılık analizi.



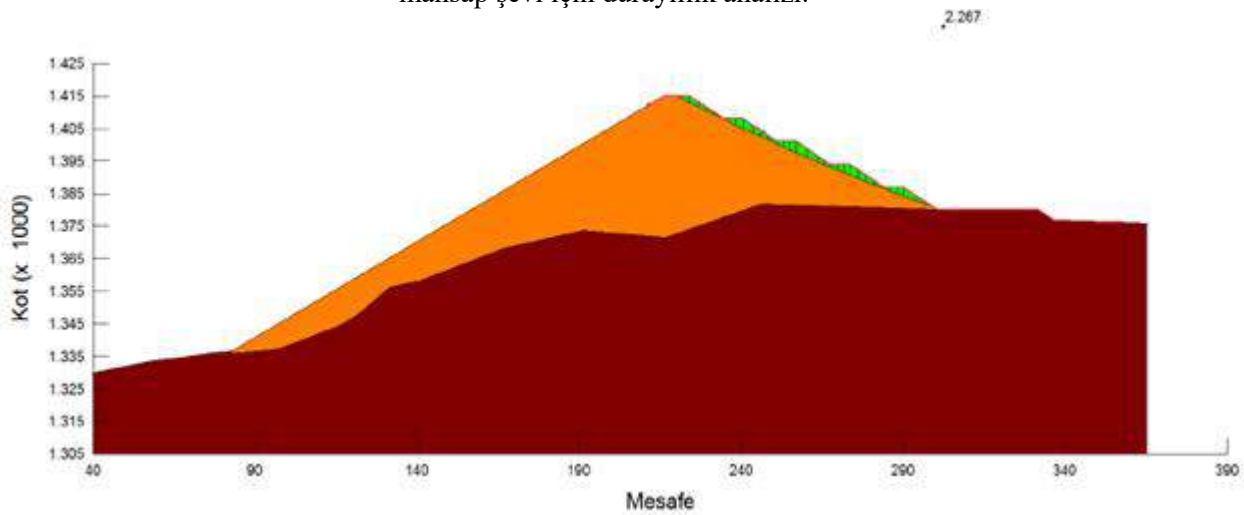
Şekil 4. Deprem yükünün dikkate alınması durumunda mansap şevi için duraylılık analizi.



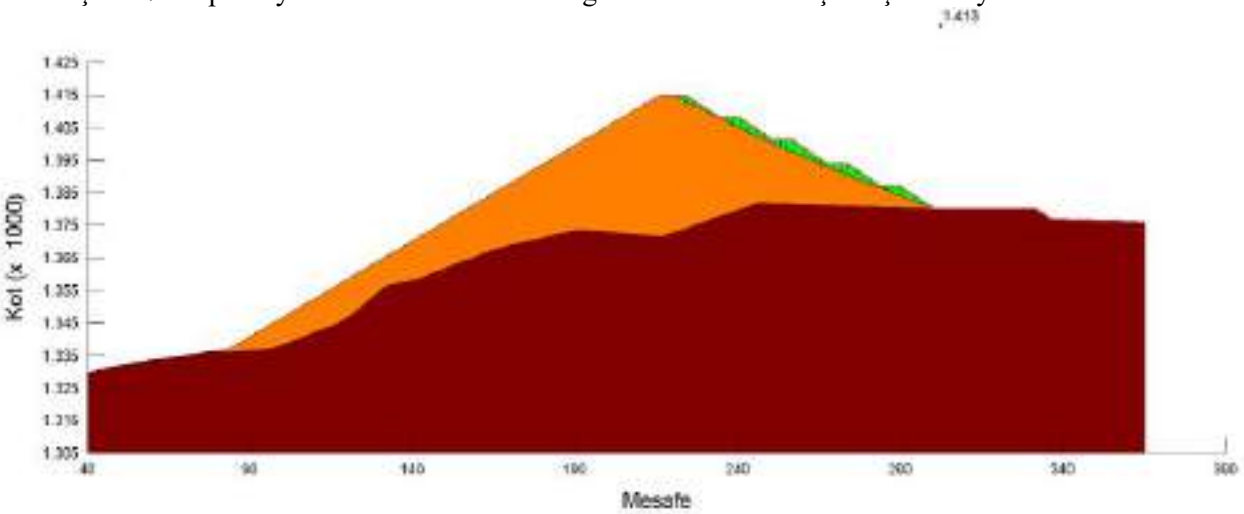
Şekil 5. Membanın tamamen atıkla dolu olması durumunda mansap şevi için duraylılık analizi.



Şekil 6. Membanın tamamen atıkla dolu olması ve deprem yükünün dikkate alınması durumunda mansap şevi için duraylılık analizi.



Şekil 7. Deprem yükünün dikkate alınmadığı durumda memba şevi için duraylılık analizi.



Şekil 8. Deprem yükünün dikkate alınması durumunda memba şevi için duraylılık analizi.

Tasarlanan baraj gövdesi için gerçekleştirilen duraylılık analizleri sonucunda elde edilen Güvenlik Katsayıları (GK) Çizelge 2'de verilmiştir.

Çizelge 2. Duraylılık analizlerinden elde edilen güvenlik katsayıları.

Duraylılık Analizleri	Güvenlik Katsayısı (GK)	
	Mansap	Memba
Deprem Yükünün dikkate alınmadığı durum (a)	1.699	2.267
Deprem yükünün dikkate alındığı durum (b)	1.115	1.413
Membanın atıkla dolu olduğu durum (c)	1.685	-
Membanın atıkla dolu olduğu ve deprem yükünün dikkate alındığı durum (d)	1.115	-

Çizelge 2 incelendiğinde; en küçük güvenlik katsayısı mansap şevi için psödo-statik durum için yapılan etkin yer ivmesinin 0.2g olarak alındığı duraylılık analizinden elde edilmiştir ve 1.115 olarak belirlenmiştir. Deprem yükünün uygulanmaması durumda güvenlik katsayısı değeri 1.699 iken deprem yükünün uygulanmasından sonra bu değer önemli miktarda azalmıştır. Mansap şevi için yapılan duraylılık analizlerinden ortaya çıkan diğer önemli sonuç ise, membanın tamamen atıkla dolması durumunda güvenlik katsayısında herhangi bir azalmanın meydana gelmemesidir. Bu durum, memba tarafında birikecek olan atığın baraj gövdesinin duraylılığı üzerinde olumsuz bir etkiye sahip olmadığını göstermektedir.

Memba şevi için yapılan duraylılık analizlerine ait sonuçlara göre, deprem yükünün uygulanmadığı durumda güvenlik katsayısı 2.267 iken, psödo-statik durum için yapılan ve etkin yer ivmesinin 0.2g olarak alındığı analizde güvenlik katsayısı 1.413 değerine düşmüştür.

4. SONUÇLAR

Gümüşhane ili sınırları içerisinde bulunan bir kurşun-çinko-bakır flotasyon tesisi için sıvı atık depolama amaçlı olarak tasarlanan ön yüzü membran kaplamalı kaya dolgu tipindeki baraj gövdesinin duraylılığının incelendiği bu çalışmadan elde edilen sonuçları aşağıdaki şekilde özetlemek mümkündür.

1. Tasarlanan baraj gövdesinin mansap şevi için yapılan duraylılık analizlerine göre, etkin yer ivmesini 0.2g olması durumunda en düşük güvenlik katsayısı 1.115 olarak belirlenmiştir.
2. Membanın tamamen atık ile dolu olması ve etkin yer ivmesinin 0.2g olması durumunda ise güvenlik katsayısı yine 1.115 olarak belirlenmiştir. Bu sonuç, atığın şevin güvenlik katsayısı ve kayma dairesi konumunda değişikliğe neden olduğunu, ancak herhangi bir duraysızlığa neden olmadığını göstermektedir.
3. Memba şevi için yapılan duraylılık analizlerine göre en düşük güvenlik katsayısı yer ivmesini 0.2g olması durumu için yapılan analizden 1.413 olarak belirlenmiştir.
4. Yapılan duraylılık analizleri baraj gövdesi memba şevinin 1.5 yatay/1.0 düşey olmak üzere 5 adet palyeden, mansap şevini ise 1.7 yatay/1 düşey tek şevden oluşması durumunda herhangi bir duraysızlık probleminin yaşanmayacağını göstermektedir.

5. KATKI BELİRLEME

Çalışmaya maddi olarak destek olan Gümüştaş Maden teknik ve idari personeline teşekkür ederiz.

6. KAYNAKLAR

Alemdağ, S., Kaya, A., Karadag, M., Gürocak, Z., Bulut, F., 2015. Utilization of the Limit Equilibrium and Finite Element Methods for the Stability Analysis of the Slope Debris, An Example of the Kalebasi District (NE Turkey), Journal of African Earth Sciences, 106,

Bishop, A.W., 1955. The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes, Geotechnique, 5, 7-17.

Cai, F., Ugai, K. 2000. Numerical analysis of the stability of a landslide reinforced with piles. Soils and Foundations, 40, (1), 73–84.10.3208/sandf.40.73.

GeoStudio, 2008. Stability Modelling with Slope/W 2007 Version, Geo-Slope International Ltd., Canada.

Griffiths Lane, D.V., Griffiths, P.A., 1999. LaneSlope stability analysis by finite elements. Geotechnique, 49, 387-403.

Gürocak, Z., Alemdağ, S., Zaman, M., 2008. Rock Slope Stability and Excavatability Assessment of Rocks at the Kapikaya Dam Site, Eastern Turkey, Engineering Geology, 96, 1-2, 17-27.

Hammah, R.E., Yacoub, T.E., Curran, J.H., 2006. Investigating the Performance of the Shear Strength Reduction (SSR) Method on the Analysis of Reinforced Slopes. In: Proceedings of the 59th Canadian Geotechnical Conference, Vancouver.

Hoek, E., Carranza –Torres, C. T., Corkum, B., 2002. Hoek–Brown failure criterion-2002 edition. In Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium, Toronto, Canada, vol. 1, pp. 267–273.

ISRM (International Society for Rock Mechanics), 2007. The complete ISRM suggested methods for rock characterization. In: Ulusay, R., Kazan, Hudson, J.A. (Eds.), Testing and Monitoring. Offset Press, Ankara, 628 s.

Janbu, N., 1973. Slope Stability Computations, Embankment-Dam Engineering, Casagrande, Editörler: Hirschfeld, R.C. ve Poulos, S.J., John Wiley & Sons, New York, A.B.D., 47-86.

Kandemir, R., 2004. Gümüşhane ve yakın yörelerindeki erken-orta jura yaşlı şenköy formasyonunun çökel özellikleri ve birikim koşulları (Phd. Thesis), KTU, FBE, (274 pp.)

Kaya, A., Alemdağ, S., Dağ, S., and Gürocak, Z., 2016. Stability Assessment of High-Steep Cut Slope Debris on a Landslide (Gumushane, NE Turkey), Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 75 (1), 89-99

Li, X., 2007. Finite Element Analysis of Slope Stability Using a Nonlinear Failure Criterion, Comput Geotech, 34, 127–136.

Morgenstern, N.R., Price, V.E.. 1965. The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces, Geotechnique, Cilt 15, 9-93.

Pelin, S., 1977. Alucra (Giresun) Güneydoğu Yöresinin Petrol Olanakları Bakımından Jeolojik İncelenmesi, Doçentlik Tezi, KTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.

Sarma, S.K., 1973. Stability Analysis of Embankments and Slopes. Geotechnique, 23(3), 423-433.

Savage, W.Z., Baum, R.L., Morrissey, M.M., Arndt, B.P., 2000. Finite-element analysis of the Woodway landslide, Washington. U.S. Geological Survey Bulletin 2180.

Sönmez, H., Ulusay. R., 2002. A discussion On The Hoek Brown Failure Criterion and Suggested Modification to The CriterionVerified by Slope Stability Case Studies, Yerbilimleri, 26, 77-9

Spencer, E., 1973. Thrust Line Criterion in Embankment Stability Analysis, Geotechnique, 23(1), 85-100.

Tokel, S., 1972. Stratigraphical and volcanic history of Gümüşhane region, NE Turkey: Ph.D. Thesis, Colage Univ., London.

Şam-Beyrut Otoyolundaki Heyelanların Özellikleri ve İyileştirme Önerileri; Beyrut, Lübnan

Characteristics of Landslides on Damascus-Beirut Highway and Recommendations for Mitigations; Beirut, Lebanon

Orhan ŞİMŞEK, Tamer Y. DUMAN*

Fugro Sial, Farabi sok, No 40/4, 06680 Kavaklıdere Çankaya, Ankara
*(*t.duman@fugro.com)*

ÖZ: Suriye ile Lübnan arasında, karayolu bağlantısını sağlamak / kalitesini yükseltmek amacıyla Şam-Beyrut arasında planlanan otoyolun inşaatı devem etmektedir. Otoyol Beyrut'a ulaşmak için tektonik Bekaa Vadisi'ni geçer ve kıvrımlı Lübnan Dağları'nın doğu yamaçlarını tırmanarak aşar. Geniş bir deformasyon zonu oluşturan Ölü Deniz Fay zonu bölgenin hem esas deprem kaynağını oluşturmakta hem de morfotektonik şekillenmesini denetlemektedir. Bekaa Vadisi'nden Lübnan Dağları zirvesine kadar yaklaşık 7 km mesafe boyunca hazırlanan ayrıntılı mühendislik jeolojisi haritasında, otoyolun 17 ayrı kesimini etkileyen heyelanların alansal dağılımları ortaya konulmuştur. Haritalanan heyelanlar kayma ve akma tipinde gelişmiş olup derinlikleri 35, genişlikleri 225, uzunlukları ise 530 metreye ulaşmaktadır. Heyelanların düşeydeki geometrilerini, üzerinde geliştikleri birimlerin litolojik özelliklerini ve yeraltısuyu seviyesini incelemek amacıyla sondajlı araştırmalar yapılmıştır. Laboratuvar deneyleri, yerinde test ve ölçümlerle kayma hızı/derinliği, kayma kütlesi ve altındaki ana-kayanın fiziksel ve jeomekanik özellikleri belirlenmiştir. Proje kısıtları, heyelan mekanizma, hız ve boyutlarına göre duraysız otoyol geçişlerinde güvenliği sağlamak için seçenekli çözüm önerileri araştırılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Ölü Deniz Fayı, otoyol, heyelan, heyelan iyileştirme

ABSTRACT: *The highway planned between Damascus and Beirut is under construction to ensure the quality of the connection between Syria and Lebanon. It crosses tectonic Bekaa Valley to reach Beirut and pass-over the eastern slopes of folded Lebanese Mountains. The Dead Sea fault zone controls both the main seismic source and the morphotectonic of the region. By a detailed engineering geology map prepared around 7-km long from the Bekaa Valley to the top of the Lebanese Mountains, the spatial distributions of landslides affecting 17 different sections of the highway were revealed. The landslides were occurred in deep-seated slide and flow type and reached depths of 35, widths of 225 and lengths of 530 meters. To investigate the vertical geometry of the landslides, the lithological properties on which they develop, and the level of groundwater drilling works were carried out. Velocities and depth of the slides and, physical and geomechanical properties of both slide mass and rocks under slide surface were determined by laboratory and in-situ tests. To ensure the stability of the highway crossing in the landslide areas whose mechanism, dimensions and velocities determined in detail, the solution with alternatives have been proposed.*

Keywords: *Dead Sea Fault, highway, landslide, landslide mitigation*

1. GİRİŞ

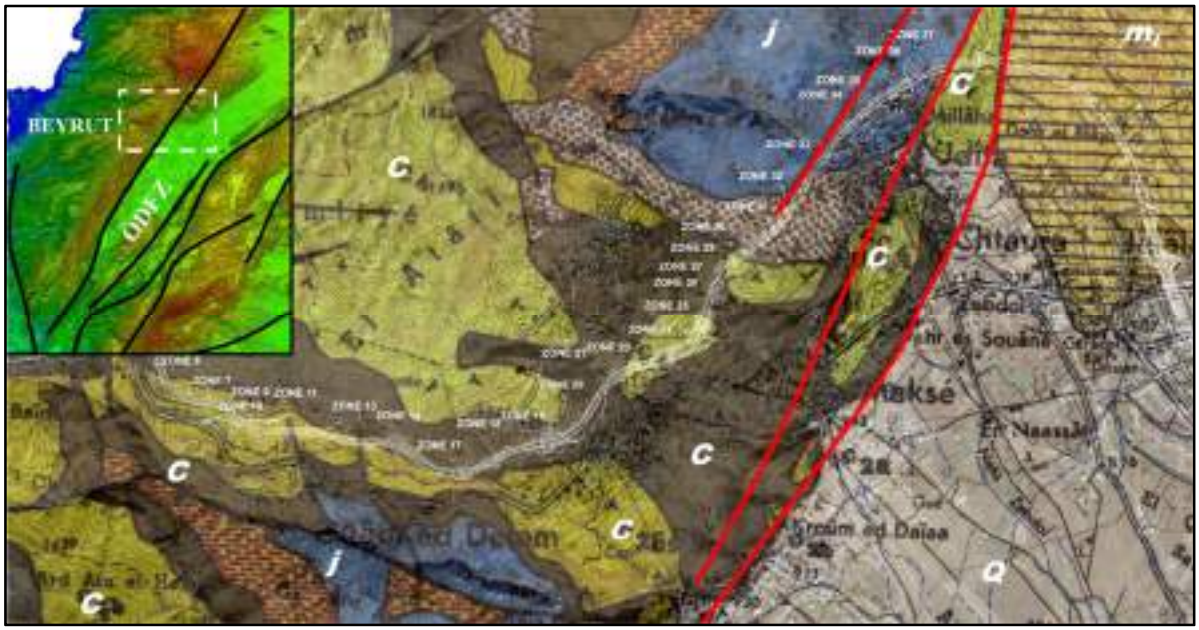
Suriye ile Lübnan arasındaki karayolu bağlantısını sağlamak / kalitesini yükseltmek amacıyla Şam-Beyrut arasında planlanan otoyolun inşaatı işleri devem etmektedir. Otoyol Lübnan sınırları içinde Bekaa Vadisi'ni geçerek Lübnan Dağları'nın doğu yamaçlarına tırmanır ve Beyrut'a ulaşır.

Genişliği 10 ile 55 km aralığında değişen Lübnan Dağları Akdeniz kıyılarına koşut Arabistan-Afrika levhaları arasında şekillenmiştir. En yüksek zirvesi 3 bin metreyi aşan bakışımsız bir antiklinal yapısı sunar. Dolaysıyla, otoyolun bulunduğu kıvrımın doğu kanatları batıya göre daha dar ve diktir. Ayrıca bu yamaçlar Ölü Deniz Fay (ÖDF) zonu tarafından kesilir. Arabistan ile Afrika levhaları arasında yılda yaklaşık 4 mm kaymayı karşılayan (Reilinger vd., 2006) ÖDF sol yanal doğrultu atımlı kıta içi bir

transform faydır. ÖDF zonu bölgede büyük bir sıkışmalı büklüm yapısıyla geniş bir deformasyon zonu oluşturur (Girdler, 1990; Garfunkel vd., 2014). Bekaa bu zon içinde aktif fay kontrollü şekillenmiş olan tektonik bir vadidir. Lübnan Dağları Erken Jura – Geç Kretase ve bunları örten Miyosen çökel kayalarla temsil edilir (Şekil 1). Jura kalın platform karbonatları, Kretase akarsu delta ortamı ve Miyosen denizel karbonat ve kırıntılılardan oluşur (Walley, 1997; Dubertret, 1945, 1955).

Bekaa Vadisi'nden Lübnan Dağları zirvesine kadar yaklaşık 7 km mesafe geçen otoyol boyunca 1:2000 ölçekli mühendislik jeolojisi haritası hazırlanmıştır. Bu haritalamada otoyol boyunca kazı işleriyle tetiklenmiş veya mevcut heyelanların alansal dağılımları ayrıntılı olarak ortaya konulmuştur. Otoyol boyunca toplam 17 ayrı kesimi etkileyen tekil veya çok sayıda heyelanın olduğu anlaşılmıştır. Söz konusu heyelanlar araştırma alanında derin kayma ve akmalarla karakteristiktir.

Alansal dağılımları ortaya çıkarılan heyelanlı alanlarda araştırma ve inklinometre sondajları yapılarak hem heyelanların meydana geldiği birimlerin jeoteknik hem de heyelanların parametrik özellikleri belirlenmiştir. Bu özellikler esas alınarak ve kamulaştırma kısıtları da gözetilerek heyelanlı alanlarda otoyol geçişinin duraylılığını sağlamak için seçenekli çözüm önerileri ortaya konulmuştur. Kamulaştırma sınırı ve heyelan boyutları nedeniyle çoğu çözüm ancak kazıklı destek sistemleriyle sağlanabilmiştir. Bunlarla birlikte bazı heyelanların viyadükle geçişi de bir seçenek olarak araştırılmıştır.



Şekil 1. Lübnan Dağları doğu yamaçlarında Şam-Beyrut otoyolu boyunca geçilecek kaya birimleri (Dubertret, 1945), heyelanlı zonlar ve Ölü Deniz Fayı (Girdler, 1990; Garfunkel vd., 2014). Beyaz çizgi otoyolu; ***C***, Kretase kırıntılı (kahverengi) ve karbonatlı (yeşil); ***J***, Jura dolomittik ve masif platform karbonatlar; $\boldsymbol{m_1}$, Miyosen kırıntılı ve karbonatları; ***Q***, Kuvaterner yelpaze çökellerini göstermektedir. Sağ üstteki küçük şekil Beyrut bölgesinde Ölü Deniz Fay zonunu ve çalışma alanını göstermektedir.

2. JEOLOJİK – JEOTEKNİK ÖZELLİKLER

Otoyol boyunca Jura – Kretase kırıntılı ve karbonatlı, Miyosen kırıntılı ve Pliyo – Kuvaterner yelpaze çökelleri gözlenir. Jura kalın platform karbonat çökelleriyle, Kretase ise akarsu delta ortamı kumtaşı ve denizel kireçtaşlarıyla temsil edilir (Şekil 1). Bu birimler Miyosen marn ve linyit ara seviyeli kireçtaşı ve kırıntılı birimleriyle örtülür (Walley, 1997).

Jura karbonatları incelenen otoyolun başlangıç ve bitiş kesimlerinde yüzeylenir. Diğer kesimler genelde Kretase karbonat ve kırıntılı seviyelerinden oluşmaktadır. Dolaysıyla, otoyol boyunca karşılaşılacak

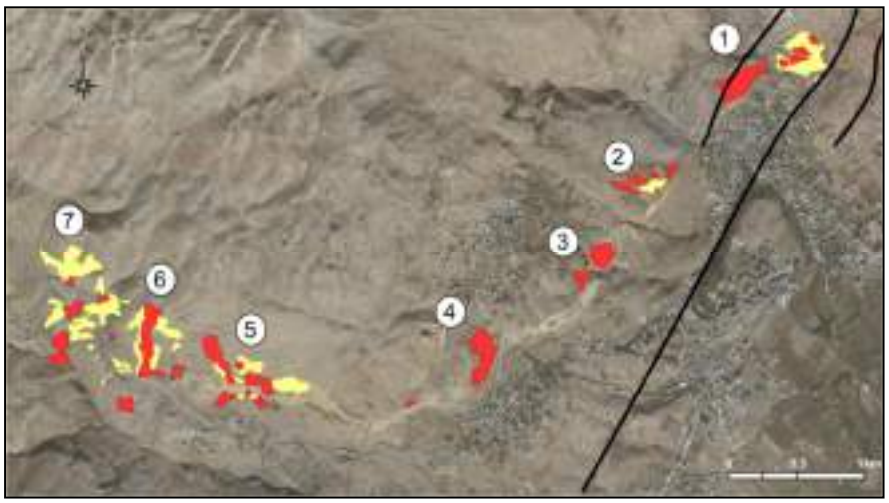
olan kaya birimleri kiltaşı, çamurtaşı, kumtaşı marn ve kireçtaşıdır. Bu kayalardan türemiş güncel yamaç molozu çökelleri de yer yer izlenmektedir (Şekil 1).
Kırıntılı birimlerde tabakalanma kalınlığı ince – orta iken kireçtaşlarında orta – kalındır. Tabakalanma genelde kaba basamaklı – yayvan, dalgalı yüzeyli ve uzun mesafelerde izlenmektedir. Marn ve çamurtaşları çok zayıf – zayıf, kumtaşı ve kireçtaşları ise zayıf – orta, yer yer yüksek dayanımlıdır. Tabakalanma güneydoğuya 5 – 25 derece eğimlidir.

Otoyolun incelenen kesimi boyunca 7 ayrı bölgede yoğunlaşmış heyelanlar ayrıntılı haritalanarak alansal dağılımları belirlenmiştir (Şekil 2). Otoyol yapıları bu heyelanlardan 17 ayrı noktada etkilenmektedir. Dolayısıyla, heyelan alanlarında kayma derinliği ve altındaki ana kayanın fiziksel ve jeomekanik özellikleri belirlemek amacıyla araştırma sondajları gerçekleştirilmiştir. Bu sondajlar sırasında yerinde, sondajlardan alınan örneklerden de laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Ayrıca, piyezometre ve inklinometre ölçümleri için ek sondajlar da açılarak ölçümler yapılmıştır.

Otoyol boyunca heyelan alanı ve yakın çevresinde yüzeylenen ana kayalar için ayrıntılı arazi gözlem ve sondaj verilerine dayalı olarak Jeolojik Dayanım İndeks değeri, GSI 20 – 25 aralığında atanmıştır. Yukarıda açıklanan bu bilgiler ve laboratuvar test değerleri birlikte değerlendirilerek 17 farklı zonda heyelan, heyelan altında veya çevresinde yer alan toprak ve kaya birimleri için jeoteknik tasarım parametreleri belirlenmiştir (Çizelge 2).

Çizelge 2. Heyelanların meydana geldiği yarma şevlerini oluşturan birimler için seçilen dayanım parametreleri

Litolojik birim	Birim ağırlık, γ (kN/m^3)	Kohezyon (kPa)	İçsel sürtünme açısı, ϕ' (°)	Young modülü (MPa)	Poisson oranı
Toprak	17,5	5 – 25	25 – 32	20 – 60	0,3
Heyelan malzemesi	17,5 – 18	2 – 20	10 – 29	20 – 50	0,3
Yelpaze çökelleri	17,5	5 – 10	29 – 30	50	0,3
Kireçtaşı	21	136 – 1400	37	1600 – 4000	0,3
Marn	19 – 20	60 – 160	20 – 30	60 – 1000	0,3
Kumtaşı	18,5	1	32	50	0,3
Kiltaşı	20	480 – 550	19 – 20	200 – 1600	0,3
Marn, kumtaşı	18 – 20	40 – 550	20 – 30	80 – 200	0,3
Alüvyon	18	15	20	200	0,3
Kaya dolgu	21	5	35	60	0,3



Şekil 2. Şam-Beyrut otoyolu boyunca haritalanan heyelanlar. Siyah kalın devamlı çizgi Ölü Deniz fayını, sarı ve kırmız renkler heyelanların göreceli aktivitesini göstermektedir.

3. HEYELANLAR

3.1. Tip, boyut ve özellikleri

Otoyol boyunca iki belirgin tipte heyelan izlenmektedir. Bunlar derin kayma ve akmalardır. Kaymalar kaya ve güncel çökel ortamlarında meydana gelmiştir. Kaymaların bazıları otoyol kazı çalışmaları sırasında yeniden tetiklenmiştir.

Güncel (Kuvaterner) çökeller içindeki kaymalar otoyolun başlangıç kesimlerinde, ÖDF zonu içerinde bulunmaktadır (Şekil 2'de 1 ve 2 numaralı alanlar). ÖDF zonu boyunca kalın yamaç molozu birikmiştir. Bunlar fay dikliği önünde biriken ve kalınlığı 20 – 50m'ye ulaşan, büyük bloklar (~3m) içeren genelde köşeli kum – kaba çakıl boyut aralığındaki malzemedir. Aynı zamanda bu çökeller ÖDF zonu tarafından kesilmiş ve dilimlenmiştir. ÖDF zonunun batı bloğunu oluşturan Jura karbonat seviyelerinden türeyen bu malzeme, fayın doğu bloğunu oluşturan Kretase kırıntılı çökelleri (çoğunlukla marn) üzerinde birikmiştir. Kuvaterner yelpaze çökelleri içinde gelişen bu heyelanlar bir tarafı aktif fay kontrollü dairesel tipte oluşmuş derin kaymalardır (Şekil 3a). Bunların derinliği 16 – 34 m arasında, uzunlukları 35 – 180m, genişlikleri 150 – 200m arasında değişmekledir.

Kaya birimleri içinde de kaymalar yaygın olarak gözlenir. Bunlarda çoğunlukla derin düzlemsel kaymalar tipinde meydana gelmişlerdir (Şekil 2'de 3, 4, 5 ve 7 numaralı alanlar). Kayma düzlemi genellikle tabaka yüzeyini izlemektedir. Geometrik özellikleri nedeniyle, bu kaymalardan bazılarının tabaka yüzeyini izleyen ancak basamaklı düzlemsel kayma tipinde geliştiği de düşünülmektedir.

Zayıf dayanımlı kumtaşı ve marn seviyeleri içinde meydana gelen heyelanlar dairesel kaymalarla karakteristiktir (Şekil 3b ve d). Kretase birimleri içinde zayıf çimentolu kumtaşı düzeyleri bulunmaktadır. Bu seviyelerin marn üzerinde bulundukları kesimlerde iki birim arasındaki dokanak düzlemsel kaymaların geliştiği de gözlenmiştir. Hatta bazı kesimlerde dairesel kaymaları işaret eden geriye tiltlenme gibi yüzey deformasyonlarının geliştiği açıkça izlenmiştir.

Dairesel tipte gelişen heyelanların derinliği 16 – 15m, uzunlukları 30 – 150m, genişlikleri 35 – 175m arasında değişmektedir.

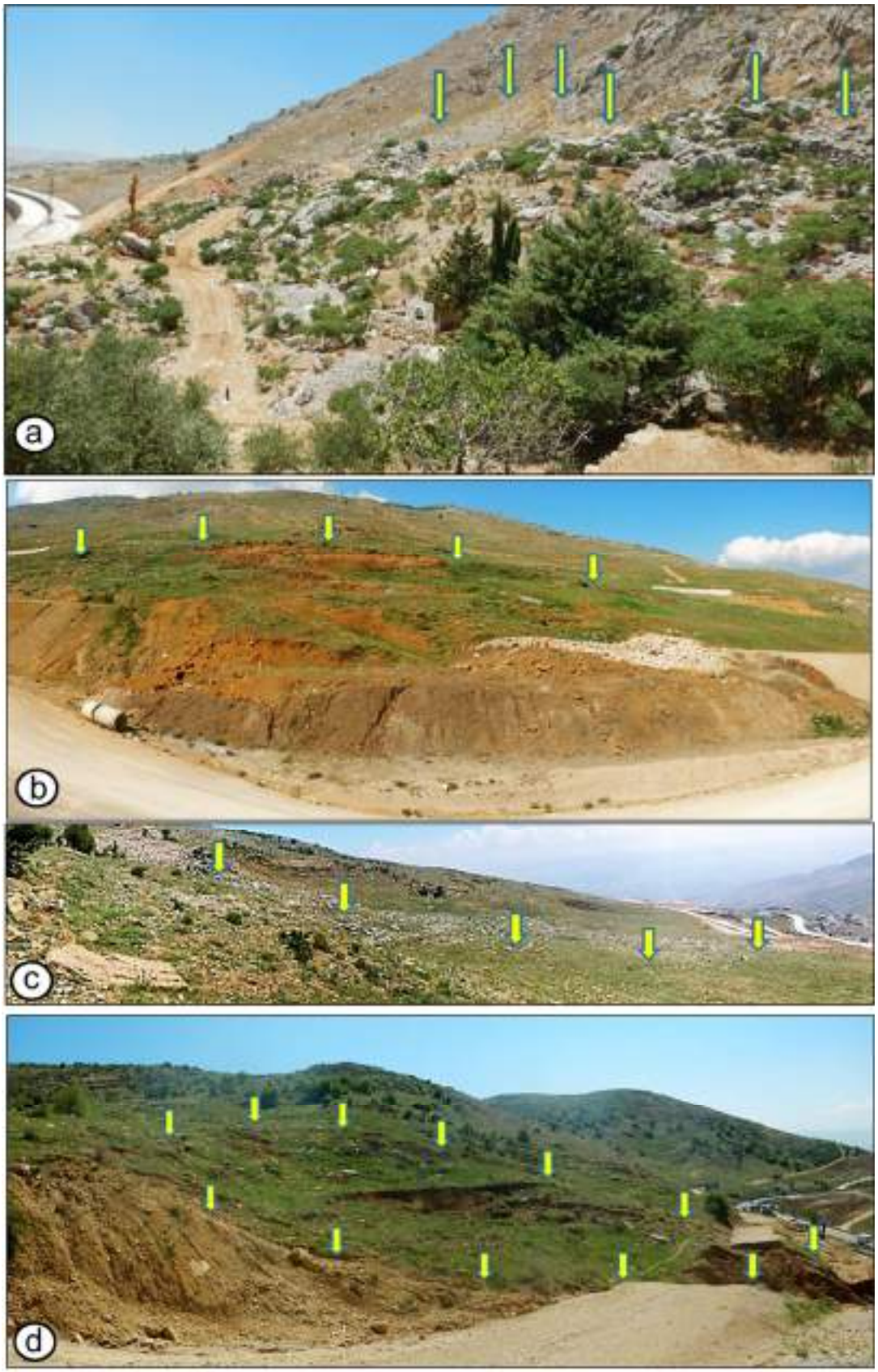
Çalışma alanında sadece bir alanda derin aktif akma bulunmaktadır (Şekil 3c). Bu akma 522m uzunlukta, 75m genişlikte ve 15m derinliktedir. Otoyolun üst kesimlerinde kireçtaşı kuesta diklikleri önünde biriken yamaç molozunun Kretase kumtaşı ve marn seviyeleri üzerinde akmasıyla oluşmuştur. Akma, hem yağış hem de malzeme bakımından dağın yukarı kesimlerinden beslenmektedir.

3.2. İyileştirme önerileri

Otoyol boyunca heyelan nedeniyle duraylılık sorunu olan 17 farklı alan için çözümler önerilmiştir. Bu amaçla i-) heyelanların tip, mekanizma, boyut ve derinlikleri, ii-) litolojik özellikler ve iii-) proje kısıtları (kamulaştırma ve yerel olanaklar) göz önünde bulundurularak uygun maliyette ve en güvenli olan heyelan iyileştirme / önleme çözümleri araştırılmıştır.

Heyelan malzemesi ve altında yer alan birimlerin fiziksel ve jeomekanik özellikleri laboratuvar ve yerinde yapılan deneylerle belirlenmiştir. Bunların yanı sıra her bir heyelanı temsil eden kritik kesitte limit denge yöntemiyle geri analizler yapılarak kayma yüzeyine ait parametreler araştırılmıştır. Bu bilgilere dayalı olarak her bir heyelanın duraylılığını sağlamak için uygun destek sistemleri belirlenmiştir. Belirlenen bu sistemlerin uygunlukları analizlerle test edilmiştir. Analizler her bir kritik kesit için atanan tasarım parametreleri kullanılarak limit denge ve sonlu elemanlar yöntemleriyle (Blake vd., 2002; Bringkgreve vd., 2015) gerçekleştirilmiştir.

Çözüm önerileri topuk oluşturma, kazıklı destek sistemleri ve viyadükle geçiş olmak üzere üç ana sistemden oluşmaktadır.

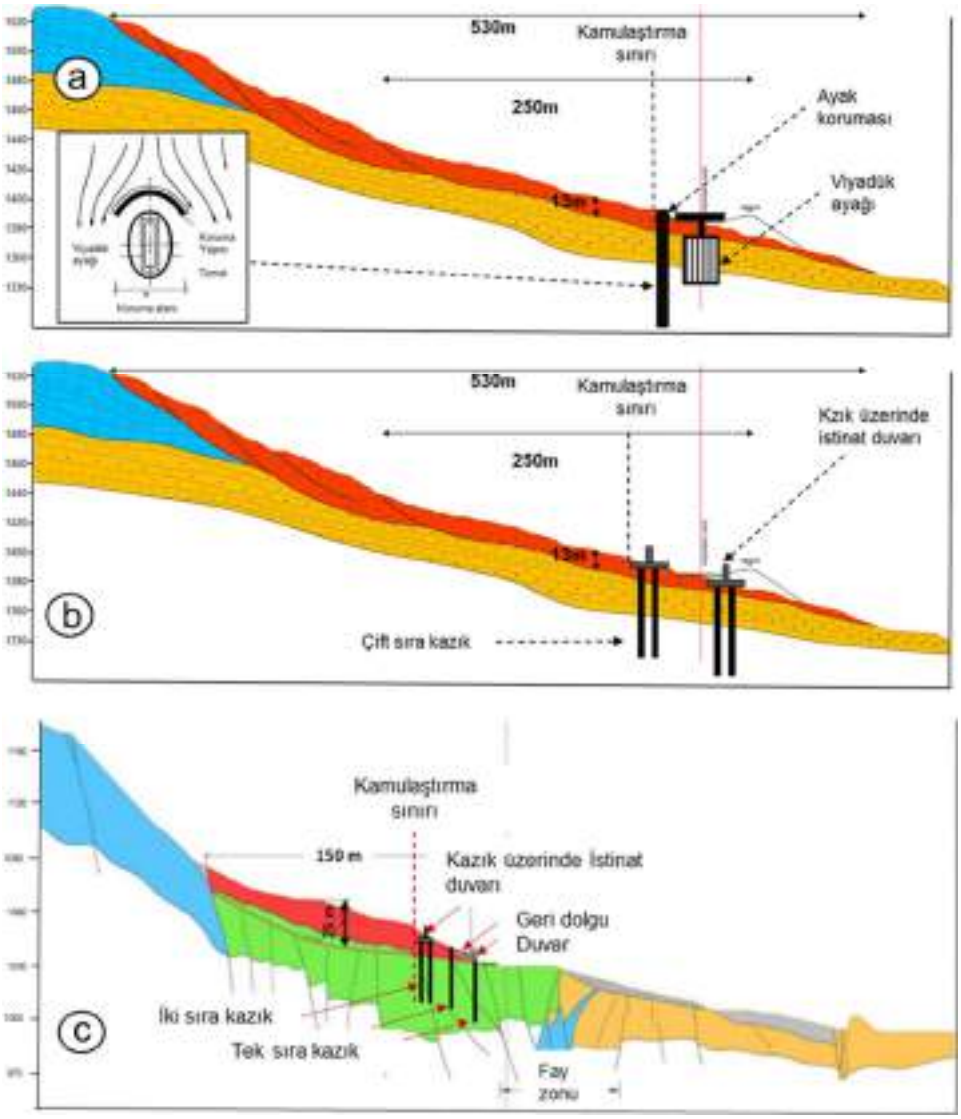


Şekil 3. a, Ölü Deniz fay zonunda biriken Kuvaterner yelpaze çökelleri içinde meydana gelen derin dairesel kayma; b, Kretase kırıntılı ve marn birimleri dokanağında oluşan dairesel kayma; c, uzunluğu 500m üzerinde olan devasa akma; d, kumtaşı marn kesiminde toprak yolu da kesen dairesel kaymayı göstermektedir.

Bunlardan topuk oluşturma veya yüzeyi destekleme sadece yamaç molozu içinde gelişmiş sığ kayma alanı için önerilmiştir. Bu alanda kaymaların derinlikleri 5m'den az, genişlik ve uzunluklar ise 10 – 15 ve 20 – 70m arasındadır. Otoyolun tek yarma şevi ile kestiği bu heyelanların topukları boyunca 2 – 3 sıra sepet duvar (gabion) uygulanarak duraylılık sağlanmıştır.

Kazıklı destek sistemleri heyelan tip, boyut ve proje kısıtları nedeniyle önerilen başlıca destek sistemleridir. Bu kapsamda önerilen sistemler; i-) farklı çap (1,5 – 2,0 m) ve sırada (1 – 3) kazıklar, ii) ankraj destekli kazıklar ve iii-) kazık destekli istinat duvarıdır. Bunlarla birlikte Şekil 2'de 6 nolu bölgede derin akmanın olduğu kesimde viyadük ile geçiş seçenek çözüm olarak önerilmiştir. Bu çözümde viyadüğün bir ayağı akma içinde olacak şekilde tasarlanmıştır. Bu ayak etrafı kazıklarla korunarak ayak etrafında akmanın oluşmasına izin verilmiştir.

Sonuçta otoyol boyunca 17 farklı alanda duraylılık sorununa neden olan heyelanlı alanlar ayrı ayrı ele alınarak kamulaştırma sınırları çerisinde sepet duvar topuk, kazıklı destek sistemleri ve viyadükle geçiş şeklinde seçenekli çözümler üretilmiştir. Bunlar çözüm önerileri içerisinden seçilmiş örnekler Şekil 4'de sunulmuştur.



Şekil 4. a, devasa boyutta ve derin aktif akma alanı için önerilen viyadük geçişini; b, aynı akma alanının iki aşamalı çift kazık destekli istinat duvarı çözümünü; c, Ölü Deniz Fayı zonunda yamaç molozu çökellerindeki derin dairesel kayma alanında önerilen kazıklı destek sistemlerini göstermektedir.

4. SONUÇLAR

Suriye – Lübnan arasındaki inşaat işleri devem eden otoyol boyunca 17 farklı yerde morfolojik ve litolojik unsurlar kontrolünde heyelan nedeniyle duraylılık sorunu olduğu belirlenmiştir. Bu heyelanların ayrıntılı haritalanarak alansal dağılımları, inklinometre araştırmalarıyla derinlik ve hızları ortaya konulmuştur. Heyelanlar başlıca derin kayma ve akma tipinde gelişmişlerdir.

Heyelan malzemesi ve altındaki kaya birimlerinin fiziksel ve jeomekanik özellikleri laboratuvar ve saha araştırmalarına dayalı olarak belirlenmiştir. Tüm bu bilgi ve bulgular birlikte değerlendirilerek destek tasarım parametreleri atanmıştır.

Otoyol boyunca heyelan nedeniyle duraylılık sorunu olan 17 farklı alanda topuk oluşturma, kazıklı destek sistemleri ve viyadükle geçiş şeklindeki çözümler önerilmiştir. Kazıklı destek sistemleri heyelanların boyut ve özellikleri ve proje kısıtları nedeniyle önerilen başlıca destek sistemleridir. Bunlar farklı çap ve sırada, ankraj destekli veya kazık destekli istinat duvarından oluşmaktadır.

5. KAYNAKLAR

Blake T.F., Hollingsworth R.A., Stewart J.P., 2002. Recommended Procedures for Implementation of DMG Special Publication 117 Guidelines for Analyzing and Mitigating Landslide Hazards in California. Southern California Earthquake Center, USC.

Bringkgreve R.B.J., Kumarswamy S., Swolfs W.M., 2015. Plaxis 2015 Manual, Plaxis bv, the Netherlands.

Dubertret, L., 1945. Carte Géologique du Liban au 1:50,000e. Feuille de Zahle.

Dubertret, L., 1955. Carte Géologique du Liban au 1:200,000e. Beirut.

Garfunkel. Z,, Ben-Avraham. Z,, Kagan. E., 2014. Dead Sea Transform Fault System-Reviews. Springer Book.

Girdler, R,W., 1990. The Dead-Sea Transform-Fault System. Tectonophysics 180:1-13. doi:10.1016/0040-1951(90)90367-H.

Reilinger R et al., 2006. GPS constraints on continental deformation in the Africa-Arabia-Eurasia continental collision zone and implications for the dynamics of plate interactions. Journal of Geophysical Research 111. doi:10.1029/2005jb004051.

Rocscience Inc, 2007. Roclab, Rock Mass Strength Analysis Using the Hoek-Brown Failure Criterion, User's Guide.

Walley, C.D., 1997. The lithostratigraphy of Lebanon: a Review: Lebanese Scientific. Bulletin, v. 10, p. 81-108.

Volkanik Sahalarda Oluşan Karmaşık Kütle Hareketlerine Bir Örnek; Yenidoğan (Fatsa, Ordu) Kütle Hareketi

An Example Of Complex Mass Movements In Volcanic Fields; Yenidoğan (Fatsa, Ordu) Mass movement

Dursun ERİK[1,*], Naci SÖNMEZ[2]

[1]KGM 16. BL. Md., Sivas
[2]Sönmez Jeoteknik A.Ş.
*(*derik@kgm.gov.tr)*

ÖZ: Yenidoğan Kütle Hareketi, Fatsanın 20 km güneyinde yer alan Yenidoğan köyünün güneybatı sınırında bulunur. Volkanikler içinde gelişmiş olan hareket kaya ve zemin birimlerini birlikte kapsamaktadır. Kayma hareketi, Varnes sınıflamasına göre karmaşık heyelan grubuna girmektedir. Heyelan kütlesinin içinde bulunduğu saha ve yakın çevresi Çağlayan Formasyonuna ait volkanik birimlerden oluşmaktadır. Heyelan sahasında hassas topoğrafik ölçüler alınmış, 18 adet temel sondaj yapılmış, inklinometre deneyleri ile heyelan geometrisi üç boyutlu olarak ortaya çıkarılmaya çalışılmıştır. Sondajlar ile alınan laboratuvar örnekleri ve yerinde deneyler yardımı ile hareket eden birimlerin mühendislik özellikleri de belirlenmeye çalışılmıştır. Hareket alanı 190 m eninde, 510 m boyutlarında, kayma derinliği 22 ve 8 m olan heyelan kütlesinin geri analizler yardımı ile hareket mekanizması belirlenmeye çalışılmış, çözüme yönelik öneriler geliştirilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Karmaşık heyelan, geri analiz, Fatsa

ABSTRACT: *The Yenidoğan Mass Movement is located on the southwestern border of the Yenidoğan village, 20 km south of Fatsa. The movement developed within the volcanics, together with the rock and soil units. Mass movement is classified as complex landslide according to Varnes classification. The area in which the landslide mass is located and its close surroundings are composed of volcanic units belonging to Çağlayan Formation. In the landslide field, precise topographic measurements were taken and 18 basic drillings were made and the landslide geometry was tried to be revealed in three dimensions with inclinometer experiments. The laboratory samples taken by drilling and the engineering properties of the moving units with the help of on-site experiments were also tried to be determined. Moving area 190m width, 510m in dimensions, the depth of the sliding depth of 22 and 8 m with the help of the backlash of the landslide mass motion mechanism was tried to determine, suggestions for solutions have been developed.*

Keywords: *Complex landslides, back analysis, Fatsa*

1. GİRİŞ

Yamaç duraylılığının çeşitli etkilerle bozulması sonucu oluşan kütle hareketlerinin oluşum mekanizmalarını ve oluşum modellerinin detaylı bir şekilde ortaya konulması, daha sonra oluşacak duraysızlıkların belirlenmesinde önemli rol oynar. Varnes (1978), kütle hareketlerini oluşum mekanizmalarına ve kaya-zemin ortamlarına göre sınıflamıştır. Günümüzde yaygın olarak kullanılan bu sınıflamada yer alan ve birden fazla yenilmenin bir arada gözlendiği hareketler olan karmaşık türde kütle hareketlerinin yüzey de belirlenmesi oldukça zordur. Bu çalışma kapsamında da karmaşık türde bir kütle hareketi olan Yenidoğan heyelanı incelenmiş, oluşum mekanizması ve modeli ortaya konulmuştur. İnceleme alanı Ordu'ya bağlı Fatsa ilçesinin yaklaşık 20 km güneyinde Yenidoğan köyü yakınlarında yer alır (Şekil 1).

Şekil 1. İnceleme alanı yerbulduru haritası.

2. JEOLOJİ

2.1. Bölgesel Jeoloji

İnceleme alanı ve yakın çevresinde Çağlayan Formasyonu (Kç) yüzlek vermektedir. Bu formasyon, Aybastı, Korgan, Kumru ilçeleri, Tekkiraz beldesi ile Karadeniz arasında oldukça geniş bir alanda, volkano-sedimanter istif özelliğindedir. Terlemez ve Yılmaz (1980) birimi Mesudiye formasyonu olarak tanımlamıştır. Aynı birim Çınar vd., (1987) tarafından 'Andezit-Bazalt Lav ve Piroklastları', Güven (1993) tarafından Çağlayan formasyonu olarak adlandırılmıştır. Çağlayan formasyonu aglomera, tüfit, bazaltik-andezitik lav, kumtaşı, silttaşı, çakıltaşı, kiltaşı, killi kireçtaşı, kireçtaşından oluşur. Bu seviyeler çoğu yerde ardalanmalı, yanal ve düşey yönde birbiri ile geçişlidir. Formasyon içinde yer yer andezit, trakiandezit ve dasitik bileşimli dayklar (ayırtlanmamış) izlenir. Bu kaya türlerinden haritalanabilecek boyutta yayılım sunan pelajik kireçtaşı, killi kireçtaşı, kumtaşı, kiltaşı ve aglomera seviyelerinden oluşan Yazıcı üyesi, (Kçy), Gökçebel üyesi (Kçg) ayırtlanmıştır. Formasyonun içinde daha yaygın izlenen aglomeralar koyu gri, kahve renkli, kırmızı, yeşilimsi gri renkli, tabakalanmasız, yer yer kalın tabakalı, çoğunlukla andezit, bazalt, seyrek olarak çört, volkanik kumtaşı çakıllı ve blokludur. Tüfitler sarımsı gri, sarımsı yeşil renkli, ayrışmış seviyeleri mor, pembe renkli, yer yer andezit, bazalt çakıl serpintili, ince-orta-kalın tabakalı, bazen masif görünümlü, çoğunlukla gevşek tutturulmuştur. Aglomera ve tüfler yer yer çok ayrışmış olarak izlenir.

Çakıltaşı, kumtaşı, silttaşı; sarı, sarımsı gri, yeşil, koyu yeşil renkli, eklemli, orta-kalın tabakalı, kumtaşı-silttaşı seviyeleri düzgün, paralel devamlı tabakalıdır. Taneleri volkanik kökenli, orta yuvarlak, kötü-orta boylanmalı, kumtaşı seviyeleri yer yer küresel ayrışmalıdır.

Andezitik-bazaltik lavlar, formasyonun değişik düzeylerinde gözlenir. Andezitler koyu gri, gri, kahverenkli, sık eklemli, çatlaklı, sert, sağlam dayanımlı, bazen ışınsal, sütunsal soğuma yapılıdır. Bazaltlar koyu gri, siyah, kahve renkli, sık eklemli, çatlaklı, sert, sağlam dayanımlı, yer yer sütunsal soğuma yapılı, bazen gaz boşlukludur. Keskin vd.,(1998)'ne göre formasyon Santoniyen-Kampaniyen yaşındadır.

2.2. Mühendislik Jeolojisi

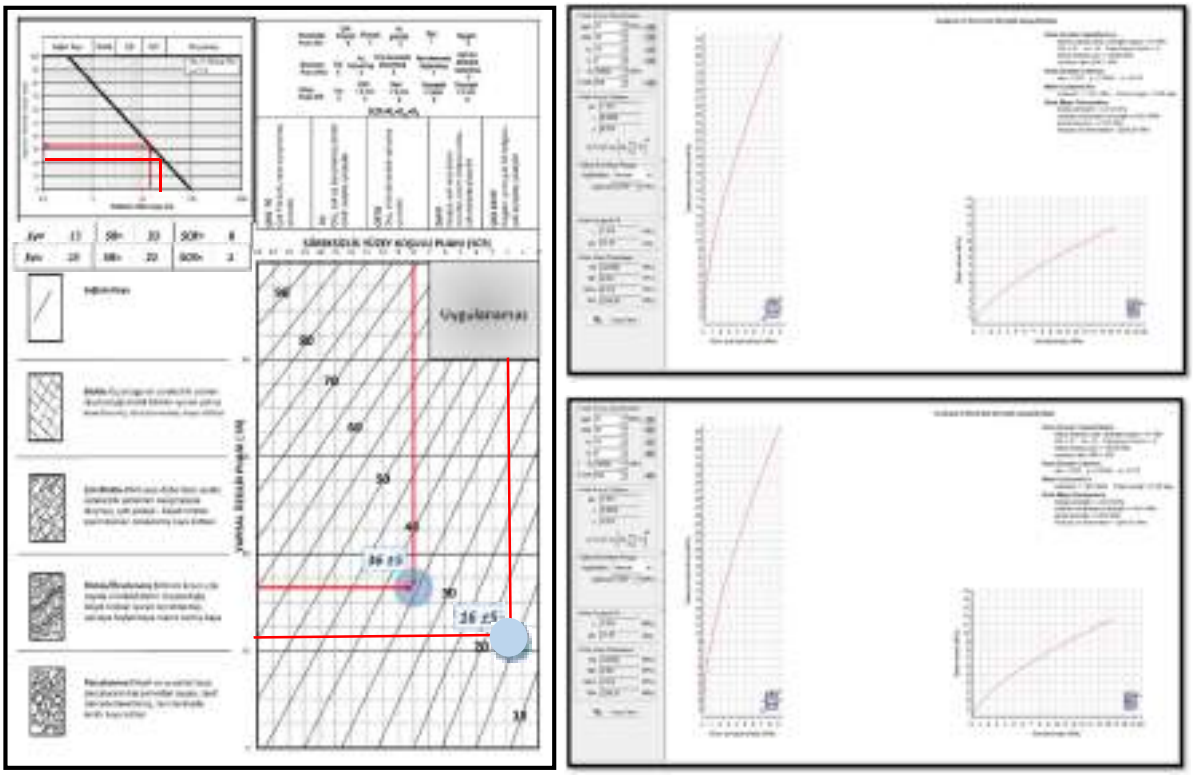
İnceleme alanında yapılan detay mühendislik jeolojisi çalışmasında iki adet birim ayırtlanmıştır. Bunlar; temelde Çağlayan formasyonuna ait volkano-tortul birimler ve bunların ayrışması ile oluşmuş yamaç molozlarıdır (Qym). Çağlayan formasyonunun üst seviyelerinde ayrışma fazla olması nedeni ile kendi içerisinde ayrışmış Çağlayan formasyonu ve Çağlayan formasyonu şeklindedir. Birimlerin yanal ve düşey ilişkilerini belirlemek, kütle hareketinin oluşum şeklinin ve boyutlarının belirlenmesi amacı ile toplam uzunluğu 436 m olan 18 adet zemin sondajı yapılmıştır. Bu kuyuların bazılarında inklinometre

ile hareketin kayma derinliği saptanmıştır. Sondaj karot ve örselenmemiş örneklerden elde edilen numuneler üzerinde laboratuvar deneyleri yapılmıştır (Çizelge 1.).

Çizelge 1. Birimlerin ortalama mühendislik özellikleri.

Birim	SPT	LL (%)	PL (%)	PI (%)	γ_n (kN/m^3)	γd (kN/m^3)	c (kPa)	ø (°)	RQD (%)	Is_{50} (kPa)	UCS (MPa)
Qym	39	65	20	44	19.4	1,483	40.75	5.25	-	-	-
Ayrışmış Çağlayan F.	-	-	-	-	22.9	-	-	-	67.11	1041	37.18
Çağlayan F.	-	-	-	-	23.7	-	-	-	21.06	710	38.15

Kaya kütlesi alan Çağlayan Formasyonu ve üst seviyelerindeki ayrışmış kısımların dayanım parametrelerinin belirlenmesi amacı ile Modifiye Jeolojik dayanım indeksi (Sönmez and Ulusay, 2002) ve Hoek-Brown görgül yenilme ölçütü (Hoek ve Brown.,1997) kullanılmıştır (Şekil 2). Modifiye GSI için kullanılan Jv değeri, Palmstörm (1982) tarafından Jv ve RQD arasındaki eşitlik kullanılmıştır



Şekil 2. Çağlayan Formasyonu ve Ayrışmış Çağlayan Formasyonuna ait GSI değerleri ve Hoek-Brown görgül yenilme ölçütü değerlendirmeleri.

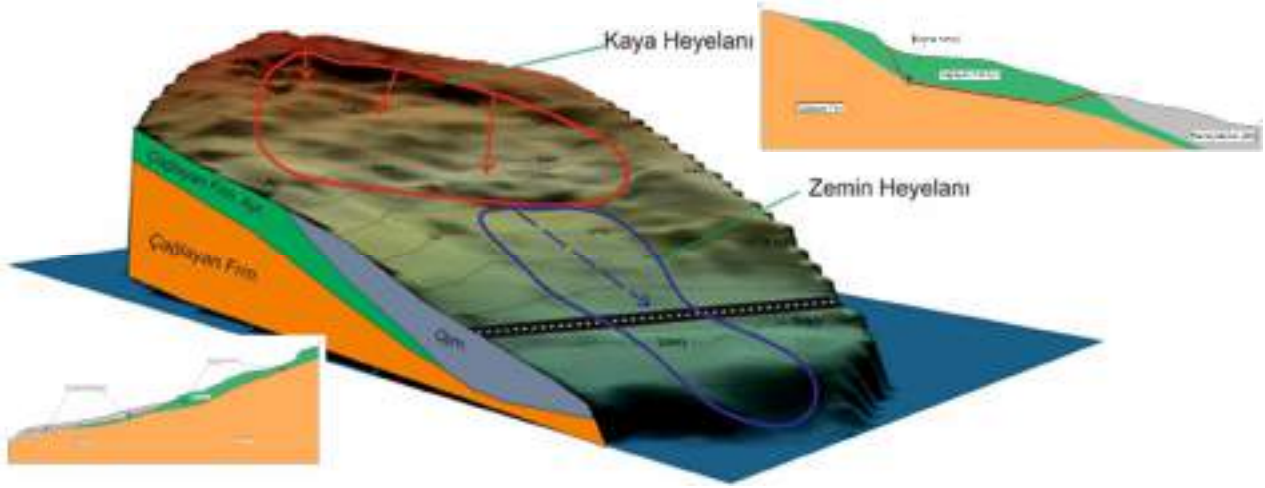
3. HEYELANIN OLŞUM MEKANİZMASI

3.1. Heyelanın Morfolojisi

Heyelanda, yapılan saha çalışmaları ve inklinometre ölçümleri sonucu iki ayrı hareket düzlemi tanımlanmıştır. Bu düzlemlerden morfolojik olarak üst kesimlerinde oluşan Çağlayan formasyonu içerisinde kaya kütlesi gelişen düzlemsel-kamalı bir heyelandır ve kaya heyelanı olarak adlandırılmıştır. Topografik olarak alt seviyelerde oluşan ve alt kısımlarda bulunun yolu doğrudan etkileyen hareket ise zemin heyelanı olarak adlandırılmıştır. Zemin heyelanı Yamaç molozları ve Çağlayan formasyonun ayrışmış seviyeleri içerisinde gelişmiştir. Göreli olarak sığ derinliklerde oluşan akma türü bir harekettir.

Tüm saha eski bir heyelan kütlesi içerisinde yer almaktadır (Şekil 3). Yapılan detaylı harita ölçümü ile her iki heyelanın morfoljik özellikleri ve yapısal bölgeleri ayrıntılı olarak belirlenmiştir. Elde edilen yükseklik modeli ile oluşturulan 3B haritada hareket yönleri ve heyelanın sınırları ayrıntılı olarak görülebilmektedir (Şekil 4).

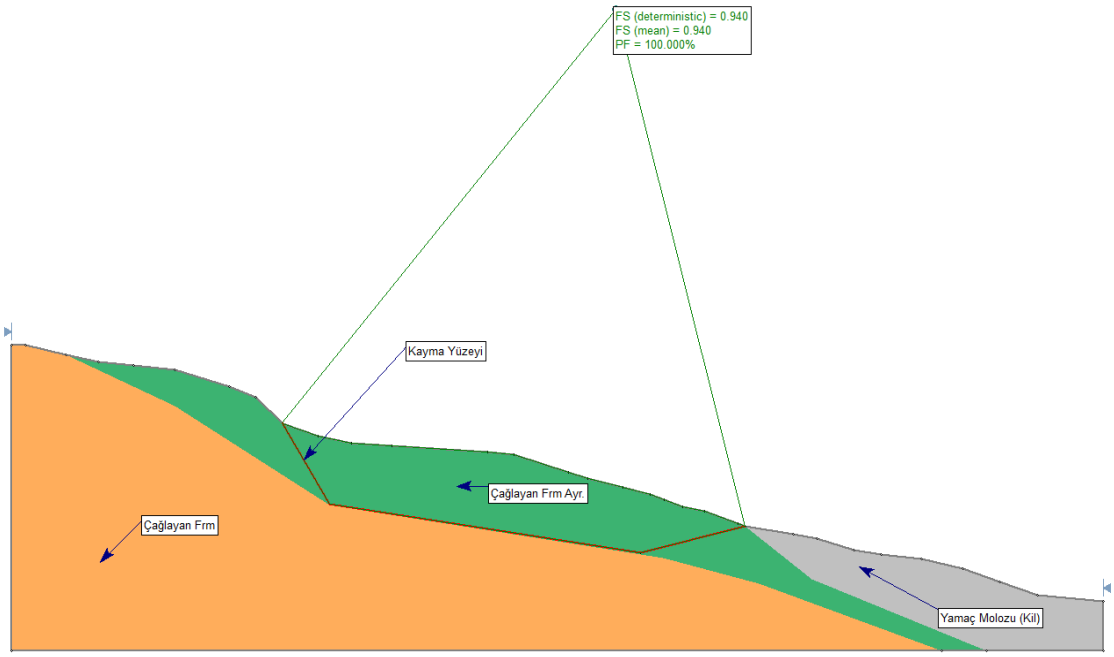
Şekil 3. Yenidoğan kütle hareketi genel görünümü.



Şekil 4. Yenidoğan heyelanın 3B modellenmesi.

3.2. Heyelanın Oluşum Mekanizması

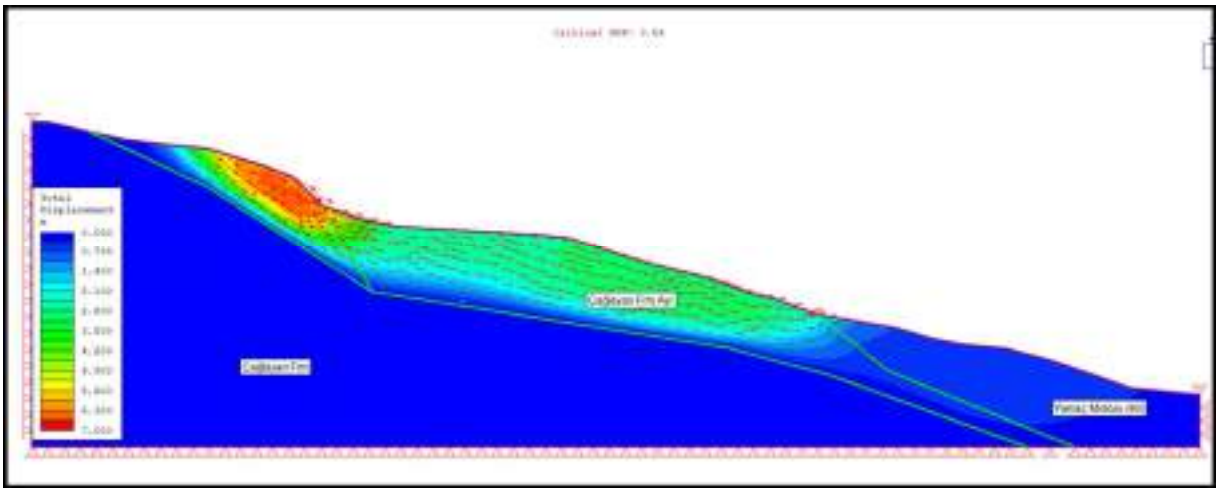
Yenidoğan kütle hareketi kaya heyelanı ve zemin heyelanı şeklinde iki heyelanın birlikte oluştuğu kompleks bir kütle hareketidir. Üst seviyelerdeki kaya heyelanın baskısı sonucu alt kesimdeki zemin heyelanın oluştuğu düşünülmektedir. Kaya heyelanın hareket yönü vektörel bileşeni 150º -160º, zemin heyelanın hareket yönünün vektörel bileşeni ise 100º -110º aralığındadır. Slide programı kullanılarak yapılan geri analizleri ile kaya heyelanın içinde geliştiği ayrışmış Çağlayan formasyonu biriminin makaslama dayanımı parametreleri belirlenmiştir (Şekil 5).



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	UCS (kPa)	m	s	a	Ru
Çağlayan Frm Ayr.		23.1	Mohr-Coulomb	25	8					0.5
Çağlayan Frm		25.6	Generalised Hoek-Brown			37000	1.93233	0.000815988	0.514908	0.3

Şekil 5. Kaya heyelanı geri analizi.

Aynı kesim için geri analizden elde edilen zemin parametreler kullanılarak sonlu elemanlar yöntemi ile kaymadan önceki kesitlerde yapılan yenilme analizinde ise oluşan harekete yakın yenilmelerin hesaplandığı görülmektedir (Şekil 6). Bu analiz sonucunda maksimum yer değiştirmenin heyelanın taç kısmında olacağı ve düşey yönde 8.5 m deformasyon olacağı hesaplanırken, heyelanda analizde belirtilen kesimde taç kısmında yaklaşık 7m civarında bir oturma oluşmuştur (Şekil 7).



Şekil 6. Çağlayan Formasyonu ve Ayrışmış Çağlayan Formasyonu birimlerinin içinde gelişen kaya heyelanının gerilme-deformasyon analizi.

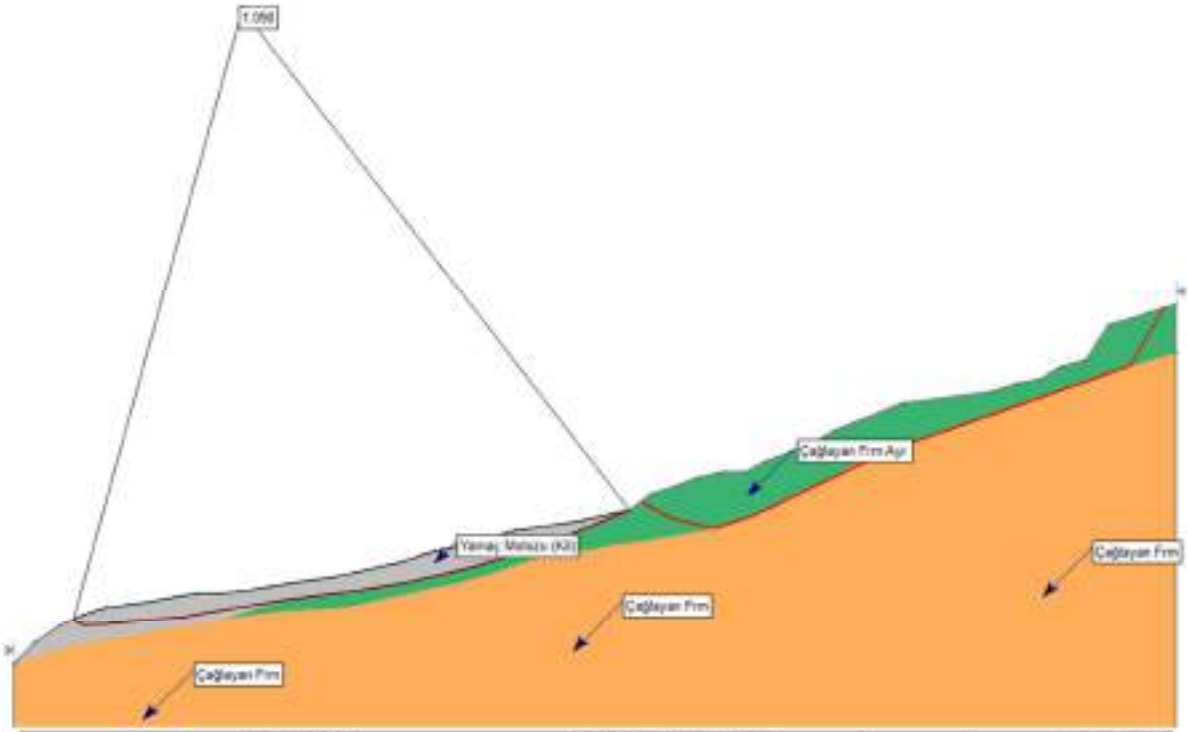
Şekil 7. Kaya heyelanı taç kısmından görünümü.

İnceleme alanındaki ulaşım yolunu etkileyen zemin heyelanı, eski bir heyelan sahası içerisinde bu heyelanın topuk kısmı civarında gerçekleşmiştir. Göreli olarak sığ derinliklerde, yamaç molozu birimi içerisinde gelişen bu hareket, akma türü bir heyelandır. Heyelanı tetikleyen önemli faktörlerden en önemlisi üst seviyelerde yer alan kaya heyelanın topuk kısmından yapılan baskıdır (Şekil 8). Yapılan geri analiz ile heyelanın içinde geliştiği çoğunlukla killerden oluşan yamaç molozu biriminin rezidüel makaslama dayanımı parametreleri belirlenmiştir (Şekil 9).

Şekil 8. Kaya heyelanı topuk kısmındaki kabarma ve zemin heyelanına yapılan baskı bölgesi.

4. SONUÇLAR

Yenidoğan kütle hareketi etkilediği tarım alanı ve karayolu açısından oldukça önemlidir. Yüzeyde tek bir heyelan gibi görülen bu hareket, birden fazla (iki) hareket türünün birlikteliğini ifade eder. Bu nedenle karmaşık kütle hareketi olarak tanımlanmıştır.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	UCS (kPa)	m	s	a	Water Surface	Ru
Yamaç Molozu (Kil)		20.5	Mohr-Coulomb	20	5					None	0.5
Çağlayan Frm Ayr.		23.1	Mohr-Coulomb	25	8					None	0.5
Çağlayan Frm		25.6	Generalised Hoek-Brown			37000	1.93233	0.000815988	0.514908	None	0.3

Şekil 9. Zemin heyelanı geri analizi.

Son yıllarda heyelan etütlerinde inklinometre deneyi yaygın olarak kullanılmaktadır. Çoğunlukla kayma yüzeyi inklinometre okumalarına dayalı olarak belirlenmektedir. Bu şekilde birden fazla kütle hareketinin bir arada görüldüğü kompleks kütle hareketlerinin belirlenmesi mümkün olmamaktadır. Oluşturulan hatalı modele göre geliştirilen çözümlemeler uygulamada daha büyük sorunların yaşanmasına neden olmaktadır. Yenidoğan kompleks kütle hareketi, tam da bu noktada mühendislik jeolojisi haritalarının ve saha çalışmalarının ne kadar önemli olduğunun oldukça güzel bir örneğini oluşturmaktadır.

Bu çalışmada her iki kütle hareketinin oluşum şekli, geometrisi ve zeminin rezidüel makaslama dayanımı parametreleri ortaya konularak çözüme yönelik zemin profili oluşturulmuştur. Kütle hareketinin çözümünün iki heyelan için ayrı ayrı düşünülmesi gerektiği ortaya konulmuştur. Bunun yanı sıra benzer şekilde, kompleks hareketlerin görüldüğü farklı alanlardaki heyelanların çözümlemesinin doğru olarak yapılması, ekonomik çözümün de uygun bir şekilde gerçekleşmesine katkı sağlayacaktır.

5. KATKI BELİRTME

Yazarlar bildirinin tam metnini oluşturulmasında yardımlarını gördükleri Prof. Dr. Mahmut MUTLUTÜRK'e teşekkür ederler.

6. KAYNAKLAR

Çınar, S., Yazıcı, E. N., Doksanbir, T., Boğuşlu, M., Genç, T., Yağcı, A., Yıldırım, K., 1987. Ordu Ulubey-Perşembe-Fatsa Yörelerinin Jeolojisi ile ilgili Maden Zuhurlarına İlişkin Rapor, M,T,A, Genel Müdürlüğü, Ankara (Yayınlanmamış)

Güven, İ. H., 1993. Doğu Pontidlerin 1/250,000 Ölçekli Kompilasyonu, M.T.A. Genel Müdürlüğü, Ankara (Yayınlanmamış).

Hoek, E. and Brown, E.T. (1997) Practical Estimates of Rock Mass Strength. International Journal Rock Mechanics Mining Science, 34, 1165-1186.

Keskin, İ., Yergök, F.A., Kara, H., Dönmez, M., Arslan, M., 1998. Ünye-Fatsa-Kumru Korgan (Ordu) Dolayının Jeolojisi, M.T.A. Raporu Rap no: 10182, Ankara.

Palmstrom A., 1982. The volumetric joint count - A useful and simple measure of the degree of rockmass jointing. IAEG Congress, New Delhi, 1982. pp. V.221 – V.228.

Sönmez, H., Ulusay, R., 2002. A discussion on the Hoek-Brown failure criterion and suggested modification to the criterion verified by slope stability case studies. Yerbilimleri Dergisi, 26, 77-9.

Terlemez, İ., Yılmaz, A., 1980. Ünye-Ordu-Koyulhisar-Reşadiye Arasında Kalan Yörenin Stratigrafisi, Türkiye Jeoloji Kurumu Bülteni, 23/2, 179-191.

Varnes, D.J., 1978. Slope Movement Types and Processes. Landslides: Analysis and Control, R.L. Schuster and R.J. Krizek (Eds.), TRB, National Research Council, Washington D.C. pp 11-33.

Divriği-Arapgir Karayolu Heyelanı, Oluşum Mekanizması ve Alternatif Çözümler

Divriği-Arapgir Highway Landslide Formation Mechanism and Alternative Solutions

Karaca KARAKAŞ[1], Dursun ERİK[2,*]

[1] *Limit Teknik A.Ş.*
[2]*KGM 16. BL. Md., Sivas*
*(*derik@kgm.gov.tr)*

ÖZ: Divriği-Arapgir arasında mevcut karayolu üzerinde 10. km'sinde de meydana gelen heyelan ulaşımın aksamasına neden olmuştur. Heyelan Divriği formasyonunun ayrışmış kesimlerinde meydana gelmiş olup, 80 m eninde ve 100 m uzunluğundadır. Heyelanın kayma dairesinin derinliğinin belirlenmesi ve zemin profilinin ortaya konulması amacıyla iki adet sondaj yapılmıştır. Bu kuyularda yapılan inklinometre ölçümleri ile heyelanın kayma derinliği 10.5-11 m olarak belirlenmiştir. Kayma öncesine ait en kesitler üzerinde geri analiz yapılarak kayma anındaki makaslama dayanımı parametreleri belirlenmiştir. Heyelanın çözümlenmesine yönelik olarak ise topukta yapılacak kaya dolgu ve fore kazık yöntemleri karşılaştırılmış ve uygun çözüm yöntemi belirlenmeye çalışılmıştır.

Anahtar kelimeler: Heyelan, geri analiz, Divriği-Arapgir

Abstract: *A 80 m wide and 100 m long landslide that occurred in the decomposed sections of the Divriği formation caused disruption of transportation on the 10th Km. of the Divriği-Arapgir highway. In order to determine the depth of the sliding circle of the landslide and to reveal the ground profile, two borings were made. The shear depth of the landslide was determined as 10.5-11 m with inclinometer measurements in these borings. The shear strength parameters of the landslide were determined by the back analysis method. In order to remediate the landslide, rockfill and bored pile methods on the heel were compared and an appropriate solution was tried to be determined.*

Keywords: *Landslide, back analysis, Divriği-Arapgir*

1. GİRİŞ

Yol gibi bilinmeyenlerin oldukça fazla olduğu çizgisel mühendislik yapılarında çeşitli nedenlerle, şev duraylılığı analizlerinin yerinde, zamanında ve yeterli miktarda yapılmamasından dolayı oluşan kütle hareketlerinin iyileştirilmesi büyük zaman ve ekonomik kayıplara neden olmaktadır (Erik ve Şireli, 2006).

Bu çalışmanın konusu çevresindeki yüzey ve yeraltı sularının tetiklediği Divriği – Arapgir Ayrımı - 8. Bl. Hd. Devlet Yolu Divriği - 8. Bölge Hududu Arası Km: 10+200.00 heyelanıdır. Bu heyelan Sivas ili, Divriği ilçesinin güney doğusunda bulunmaktadır (Şekil 1). Çalışmada heyelanın, kayma ve çözüm mekanizmaları tartışılarak uygun çözüm yöntemi belirlenmeye çalışılmıştır.

2. GENEL JEOLOJİ

İnceleme alanı ve Divriği formasyonu içerisinde yer alır. Divriği formasyonu Yılmaz ve Yılmaz (2006) tarafından adlandırılmıştır. Birim çoğunlukla, Divriği güneyinde yüzlek verir. Tabanda sarımsı, açık yeşilimsi ince ve orta tabakalı marn - kiltaşı ardalanmasıyla başlamaktadır. Bu ardalanmanın üzerinde ince tabakalı, sarımsı bej renkli kireçtaşı ve biraz daha koyu bej renkli marn ardalanması gözlenmektedir. Bunların üzerinde 4 m kalınlığında beyaz şeffaf ve yer yer çubuksu jips düzeyi ve jipslerin de üzerinde sarımsı yeşilimsi kahverengi kumtaşı ve yeşilimsi sarımsı kahverengi marn ardalanması görülmektedir. Bu ardalanmayı sırasıyla sarımsı açık yeşil renkli, ince taneli, iyi derecelenmeli, orta tabakalı kumtaşı ve açık yeşilimsi gri renkli kiltaşı düzeyleri izlemektedir. Kiltaşı düzeyinden sonra tabandan tavana doğru sırasıyla, haki renkli orta tabakalı kumtaşı, koyu haki renkli kolaylıkla dağılan kumtaşı ve koyu

yeşilmsi gri renkli orta tabakalı killi kireçtaşı düzeyleri gözlenmektedir. Formasyonun üst kesimlerine doğru, koyu yeşilimsi gri renkli orta tabakalı silttaşı, sırasıyla haki renkli çakıllı kumtaşı; açık kahverengi kalın tabakalı çakıllı kumtaşı ve sarımsı bej renkli, orta tabakalı, elemanları iyi yuvarlaklaşmış ve iyi pekişmiş kumtaşı ile ardalanmaktadır. Silttaşının egemen kayatürü olduğu bu bölümü sarımsı gri renkli, kalın tabakalı çakıllı kumtaşı ve koyu grimsi yeşil renkli fosilli marn ardalanması izlemektedir. Divriği güneyinde ve Günbahçe yakınlarında Divriği formasyonu içinde açık mavimsi, grimsi beyaz rengiyle belirgin andezitik tüf düzeyleri görülmektedir. Bu volkanik ara düzeyler Günbahçe yakınlarında 30-40 m kalınlığa ulaşmaktadır. İnceleme alanının daha güneyinde birim içinde işletilebilen kömür düzeyleri de bulunmaktadır (Şekil 2).

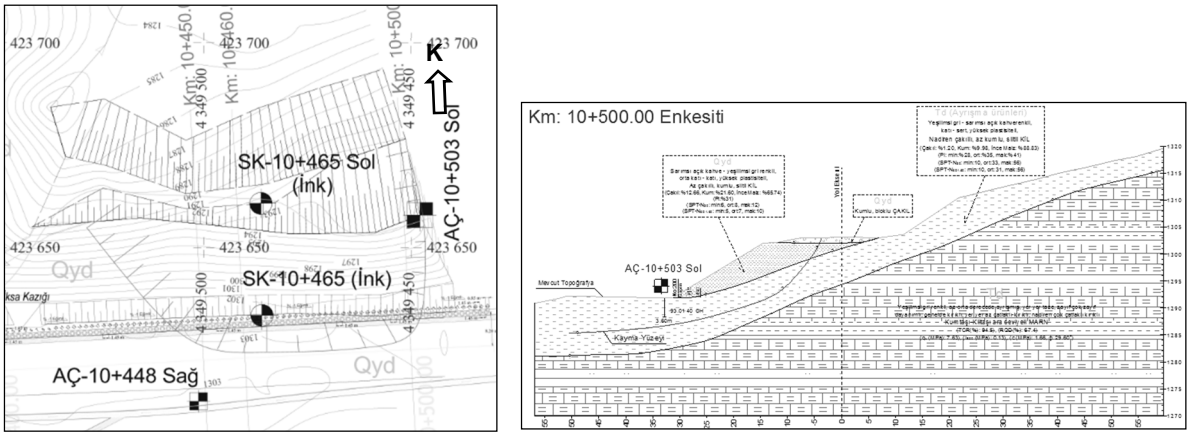
Şekil 1. İnceleme alanı yerbulduru haritası.

Şekil 2. İnceleme alanında Divriği Formasyonu genel görünümü.

3. MÜHENDİSLİK JEOLOJİSİ

Divriği-Arapgir arasındaki mevcut yolun Km:10+200.00 de eksenin sol tarafından itibaren başlamakta ve alt kotları kapsayarak meydana gelen heyelan, Varnes (1978) sınıflamasına göre dairesel kayma yüzeyine sahiptir (Şekil 5). Heyelanın oluştuğu bölgedeki yüzey ve yeraltı sularının hızlı bir şekilde tahliye edilememesi sonucunda yapay dolgu ve Divriği formasyonu içerisinde hidrostatik basıncın oluşması ve dengenin bozulması buna ek olarak tamamen ayrışmış, yoğun olarak killeşmiş seviyelerin su ile etkileşimi yamaç duraylılığını önemli ölçüde etkilemektedir. Heyelan oluşumundan sonra geriye doğru ilerleyerek büyümesi ve progresif bir karakter kazanacak olması öngörülmüştür. Heyelan kütlesinin büyümesi bu kesimler için yolu önemli ölçüde etkiyecek bir unsurdur.

Heyelan alanında, üst seviyelerde; mevcut yol dolgusu / yapay dolgu malzemeleri ile, Divriği formasyonuna ait ayrışma ürünleri, daha alt kotlarda ise; bu formasyona ait kiltaşı - silttaşı ile kumtaşı - kiltaşı ara seviyeli marn birimleri yer almaktadır. Heyelan kütlesinin farklı kesimlerinden alınan örneklerde yapılan laboratuvar deneylerinin sonuçları Çizelge 1 de görülmektedir (Limit, 2018). Buna göre heyelan kütlesi zemin sınıflarının CH aralığında değiştiği, LL değerlerinin % 55-65 arası, plastik limit değerlerinin %21-28 Arası, doğal birim hacim ağırlık değerlerinin (γn) 17.9-19.7 kN/m^3 arası ve arasında değiştiği saptanmıştır. Heyelan kütlesine ait örneklerde yapılan direk kesme deneyi sonrasında elde edilen makaslama dayanımı parametrelerinden C= 116-257 kPa ve Φ= 3-16° aralığında olduğu saptanmıştır.



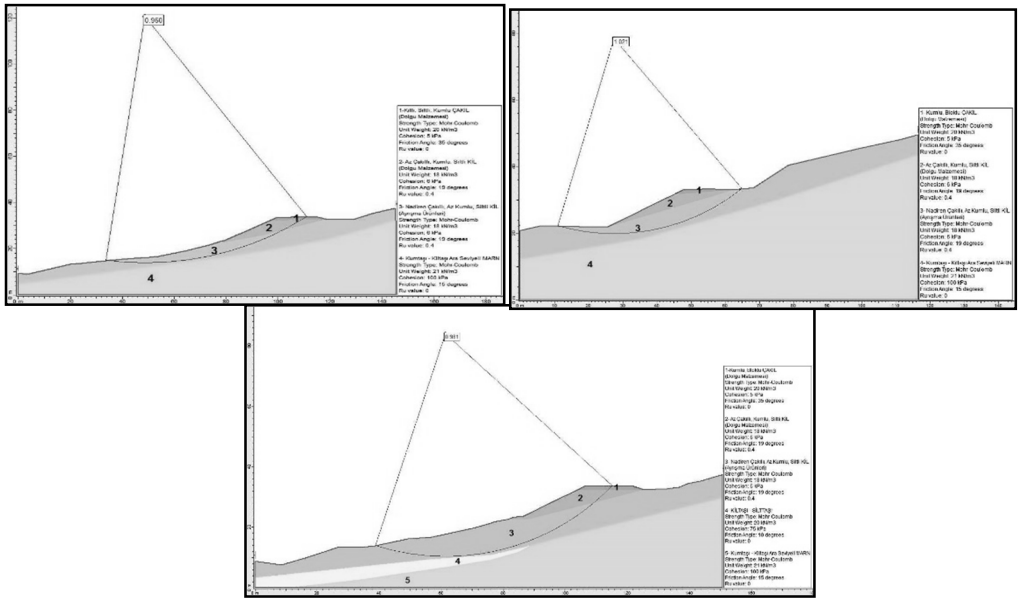
Şekil 5. Divriği-Arapgir heyelanı haritası (a) ve en kesit Km 10+500 (b).

Çizelge 1. Heyelana ait örneklere ait deney sonuçları.

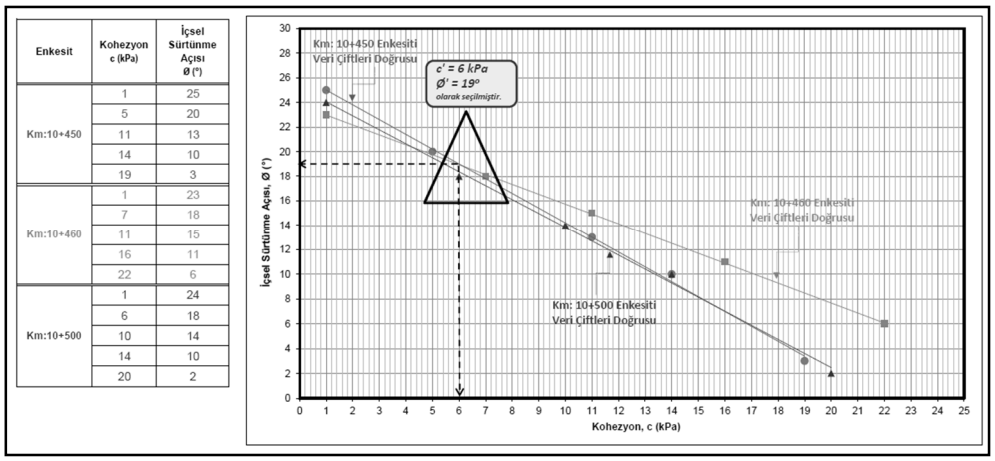
	BZS	Wn	(kN/m^3)	LL	PL	PI	c	ø
Min.	CH	17.48	17.98	55	21	28	116	3
Mak.	CH	34.86	19.68	65	28	41	257	16
Ortalama	CH	26.17	18.83	60	24.5	34.5	186.5	9.5

4. JEOTEKNİK ÇALIŞMALAR

Divriği-Arapgir arasında mevcut yol üzerindeki heyelan oluşum mekanizmasının belirlenmesi ve kayma anındaki kalık makaslama dayanımı parametrelerinin belirlenmesi için heyelana ait 3 enkesit üzerinde geri anali yapılmıştır. Analizlerde kayma öncesine ait en kesitler kullanılmıştır. Öncelikle mevcut kayma kütlesinin oluşturduğu kayma daireleri için 3 farklı kritik en kesit üzerinde, GS≤1 değerini sağlayan farklı veri çiftleri elde edilmiştir. Geri analiz için kritik görülen; Km: 10+450.00, Km: 10+460.00 ve Km: 10+500.00 en kesitleri kullanılmıştır (Şekil 6). Stabilite analizlerinde yeraltı suyu şartları, boşluk suyu basıncı oranı r_u ile kullanılmıştır. Geri analizlerde, inceleme alanı ve çevresinin genel olarak yeraltı ve yüzey suları bakımından oldukça zengin olması dikkate alınarak, boşluk suyu basıncı oranı (R_u) değeri olarak 0.40 kullanılmıştır Geri analizlerden, her bir kesit için elde edilen c-ø veri çiftleri grafik üzerine yerleştirilerek kesişim noktası belirlenmiştir (Şekil 7).



Şekil 6. İnceleme alanı Km: 10+450 (a), Km: 10+460 (b), Km: 10+500 (c) kesitlerinde yapılan geri analiz.



Enkesit	Kohezyon c (kPa)	İçsel Sürtünme Açısı Ø (°)
Km:10+450	1	25
	5	20
	11	13
	14	10
	19	3
Km:10+460	1	23
	7	18
	11	15
	16	11
	22	6
Km:10+500	1	24
	6	18
	10	14
	14	10
	20	2

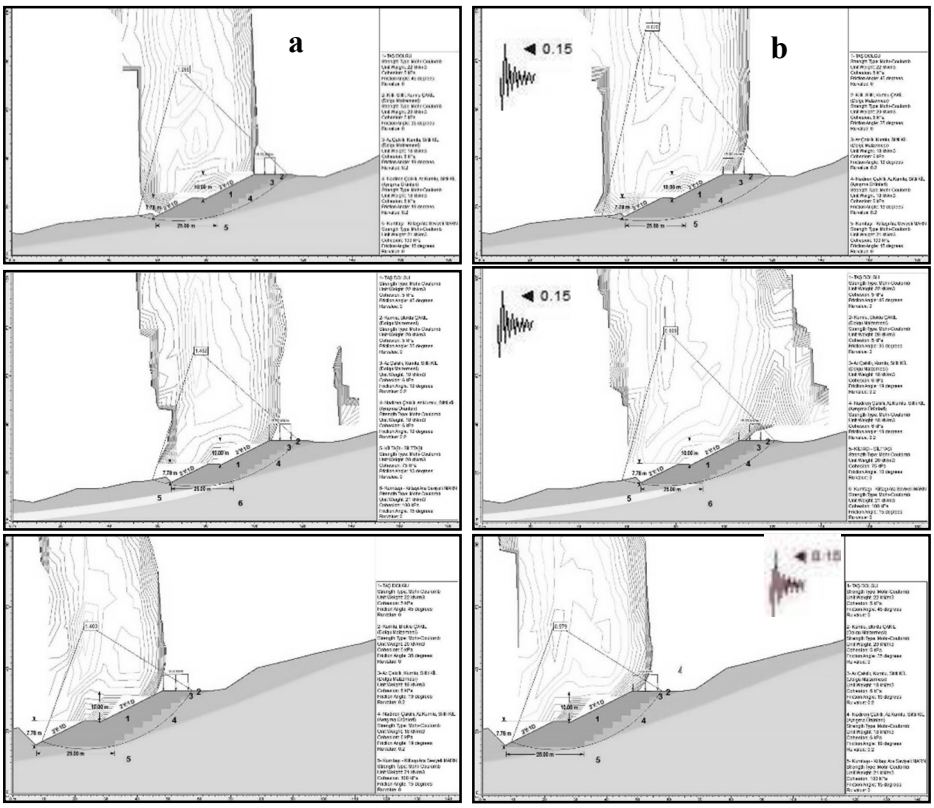
Şekil 7. Geri analiz sonuçlarına göre elde edilen c-Φ çifleri.

6.1. İyileştirme Yöntemlerinin Değerlendirilmesi

Divriği-Arapgir karayolu heyelanı, mevcut karayolunu tehdit etmesi nedeniyle oldukça önemlidir. Heyelanı içerisinde geliştiği zeminin dayanım parametreleri belirlenmiştir. Yapılan sondajlar ile zemin profili ortaya konulmuş ve uygun çözüm yöntemi araştırılmıştır. Buna göre alternatif yöntemler;

Taş dolgu: Kazı çalışmalarına yukarıdan başlamak koşulu ile yol ekseninden itibaren, 3.00 m yüksekliğinde ve 2.00 m genişliğinde kademeler halinde toplamda 18.00 m yüksekliğinde dişli kazı yapılması ve sonrasında, yatay olarak kazıya devam edilmesi ve 25.00 m genişliğinde düz bir platform oluşturulması, kalan topoğrafyanın ise 1Y:1D şev eğimi ile traşlanması. Kazı çalışmaları tamamlandıktan sonra ise; tabandan başlayarak yukarıya doğru, yeni yol dolgusunun dizayn edilmesi amacı ile 2Y:1D şev oranında, üst sev yüksekliği 10.00 m, palye genişliği 5.00 m, alt şev yüksekliği ise yaklaşık 7.78 m olacak şekilde taş dolgu imalatının yapılması ve drenaj önerileri olarak; yüzey ve yeraltı sularının hızlı bir şekilde tahliye edilmesi için palye diplerinde beton kaplamalı palye hendeği, sağ tarafta üst kotlarda ise, standart yeraltı drenajı imalatının yapılması öngörülmüştür.

Heyelanın meydana gelmesindeki en önemli etkenlerden birisi olan, heyelan kütlesi ve çevresindeki yüzey ve yeraltı sularının, önerilen tasarım ve drenaj tedbirleri ile uzaklaştırılacağı göz önünde bulundurulmuştur. Bu doğrultuda, yapılan stabilite analizleri, heyelan kütlesi içerisindeki, boşluk suyu basıncı oranının (R_u) 0.20 mertebesine düşeceği dikkate alınarak yapılmıştır. Yapılan stabilite analizleri sonucunda, özellikle depremli durumda şartname kriterinden (Gs>1.10) oldukça düşük güvenlik katsayıları (Gs:0.820, Gs:0.969, Gs:0.979) elde edilmiştir (Şekil 8.)

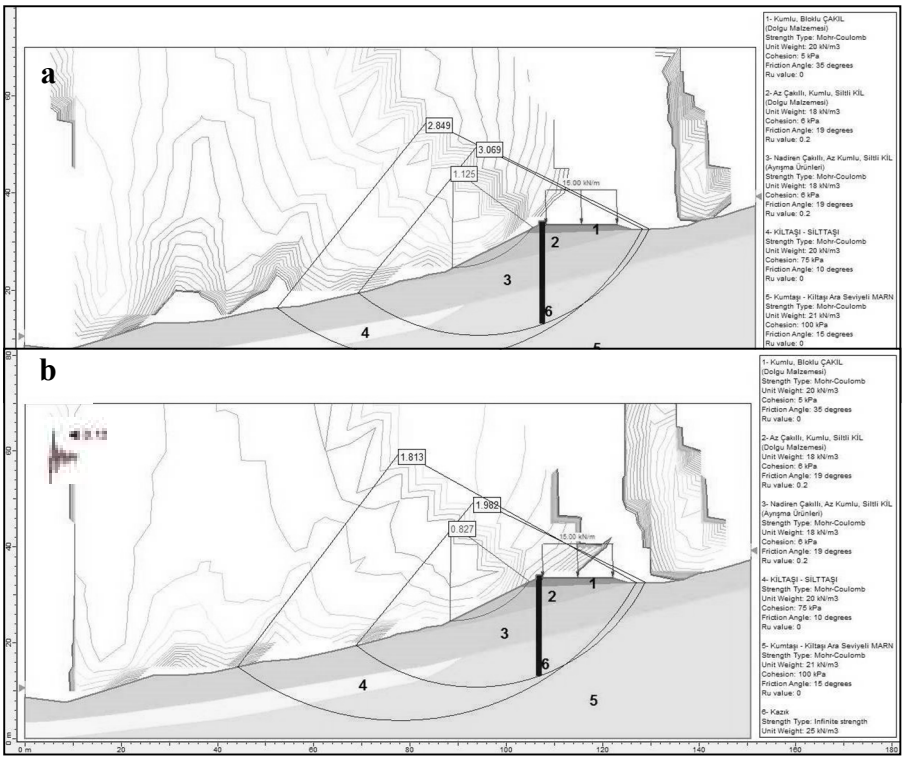


Şekil 7. Divriği-Arapgir heyelanı Km: 10+450.00, Km: 10+460.00, Km: 10+500.00 kesitlerinde tasarım durumu için stabilize analizileri statik (a) ve dinamik (b).

Fore kazık ile iyileştirme: Bu alt bölümde ortaya konan jeoteknik tasarımın esası, arazideki mevcut şevler korunarak; heyelan kütlesinin fore kazıklar ile tutulmasına dayanmaktadır. Heyelan için yapılan analizlerde, şevin topoğrafik özellikleri ve inklinometre deneylerinin yapıldığı sondaj kuyularına en yakın olması açısından seçilen Km: 10+460.00 enkesiti üzerinde, sonlu elemanlar yöntemi (FEM) analizleri yapılmıştır.

FEM ile yapılan analizlerde, fore kazıkta oluşacak yer değiştirme (toplam, yatay ve düşey) ve tesir kuvvetleri (eksenel, kesme ve moment) belirlenmiştir. Bu veriler kullanılarak kazıkların donatılandırma hesaplarına geçilmiştir. Yapılan stabilite analizlerine göre, mevcut yol dolgu şevinin lokal bir alanında, statik ve depremli durumda şartname kriterleri (1.50, 1.10) sağlanamamıştır (1.125, 0.827).

Fore kazık ile yapılan iyileştirme sonrasında, mevcut yolun heyelan hareketinden korunduğu kayma dairelerinde ise şart (2.849, 1.813), herhangi bir stabilite problemi beklenmemektedir. Bu durumda, mevcut yol dolgu şevindeki lokal stabilite sorunu, ekonomik unsurlar da dikkate alınarak, kabul edilebilir olarak yorumlanmıştır (Şekil 9).



Şekil 9. Km: 10+460.00 enkesitinde fore kazıklı tasarım durumu için stabilite analizi statik (a), depremli (b).

Drenaj önlemleri; Km: 10+200 - 10+500 arasında meydana gelen heyelanı önlemeye yönelik olarak tasarlanmış kazık uygulaması doğrultusunda bu kesimde standart yeraltı drenajı ve beton kaplamalı palye hendeği drenajı uygulaması yapılması öngörülmüştür. Kilometre artış yönüne göre mevcut yolun sağ tarafında kalan, yarmaların tabanlarında ve yol platformunda birikecek yüzey sularını drene etmek amacı ile standart yer altı drenajı önerilmiştir. Ayrıca Kilometre artış yönüne göre mevcut yolun sol tarafında kalan, mevcut yol platformu ile kazık başlığı arasında birikecek yüzey sularını drene etmek amacı ile beton kaplamalı palye hendeği drenajı önerilmiştir.

7. SONUÇ VE ÖNERİLER

Divriği-Arapgir arasında mevcut yol üzerinde 10. km'de bulunan heyelana yönelik geriye dönük analizler ile elde edilen makaslama dayanımı parametreleri kullanılarak yapılan iyileştirme yöntemlerinin belirlenmiştir. Heyelanın iyileştirilmesinde, mühendislik ekonomisinin göz ardı edilemeyeceği düşünüldüğünde, her bir yöntemin maliyet hesapları yapıldığında ve mühendislik tecrübeleri göz önüne alınarak belirlenen güvenlik katsayılarına göre, fore kazık yapımının en ekonomik ve uygulanabilir yöntem olduğu, bununla birlikte yüzey ve temel sularının drene olabilmesi amacıyla drenaj yönteminin kullanılması ortaya konulmuştur.

8. KAYNAKLAR

Erik, D., Şireli, B., 2006. Ortaköy (İmranlı, Sivas) Heyelanının Mühendislik Jeolojisi Açısından Değerlendirilmesi. Mühendislik Jeolojisinde Çağdaş Uygulamalar Sempozyumu., Denizli.

Limit., 2018. (Keban - arapgir) ayrımı - 8. Bl. Hd. Devlet yolu divriği - 8. Bölge Hududu Arası Etüt Proje Mühendislik Hizmetleri işi Km: 10+200.00 - 10+500.00 Heyelanı Geoteknik Proje Raporu. 57 s.,(Yayınlanmamış).

Varnes D.J., 1978. Slope Movement Types and Processes. Landslides: Analysis and Control, R.L. Schuster and R.J. Krizek (Eds.), TRB, National Research Council, Washington D.C. pp 11-33.

Yılmaz, A., Yılmaz, H., 2006. Characteristic Features and Structural Evolution of a Post Collisional Basin : The Sivas Basin, Central Anatolia, Turkey. Journal of Asian Earth Sciences, 27, 164-176.

Bursa Yıldırım İlçesi Mollaarap Heyelanının Nedenleri ve İyileştirme Çalışmaları

Causes and Remediation Studies of Mollaarap Landslide in Bursa Yıldırım District

Özkan CORUK[1,*], Aydın KAVAK[2], Mehmet SÖNMEZ[3], Gürkan VARLI[4], Nesrin SELCEN TÜRKYILMAZ[5]

[1] *Kocaeli Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Kocaeli*
[2] *Kocaeli Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Kocaeli*
[3] *Yıldırım Belediyesi Fen İşleri Müdürlüğü, Bursa*
[4] *Gürkan VARLI İnşaat Limited Şirketi, Bursa*
[5] *Nesrin Erdemir Geoteknik Proje ve Danışmanlık, Bursa*
*(*ozkancoruk@gmail.com)*

ÖZ: Uludağ yükseliminin kuzey eteğindeki yüksek eğimli, plansız ve yoğun yapılaşmanın olduğu yamaçlar jeolojik olarak da kritik dengede bulunmaktadır. Bu çalışmada kritik dengedeki yamaçta gerçekleştirilen kontrolsüz kazı sonucunda yamaç dengesini bozularak, yaklaşık 10 gün süren bir heyelan olayı yaşanmıştır. Bu süreçte şevin üst kesiminde oturma ve deformasyonlar artmış, kontrolsüz kazıdan 8 dönümlük alan etkilenmiş ve bu kesimdeki yaklaşık 80 ev güvenlik amacıyla boşaltılmıştır. Heyelan sahasında yapılan araştırma ve incelemeler sonucunda mühendislik jeolojisi modeli ortaya konulmuştur. Arazi ve laboratuvar çalışmaları ile kayma yüzeyi, temel ve örtü birimlerin jeoteknik özellikleri saptanmıştır. Bu özeliklere göre önlem ve destek projeleri hazırlanmıştır. Proje kapsamında ilk önlem olarak topuk kesimde çift sıra şaşırtmalı fore kazıklardan oluşan destek yapısının imalatı daha sonra 3 kademe destek yapısı imalatı ile heyelan kontrol altına alınmıştır. Mühendislik jeolojisi ve jeoteknik koşullar dikkate alınmadan yapılan kontrolsüz kazıların ciddi maliyet ve diğer mağduriyetlere neden olduğu bu proje, tipik bir örnek teşkil etmektedir. Benzer kontrolsüz girişimler ne yazık ki ülkemizde son dönemde artan bir oranda gündemi oluşturmaktadır.

Anahtar Kelimeler: Heyelan, kontrolsüz kazılar, heyelan önleme yöntemleri

ABSTRACT: *The slopes at the north of Uludağ, where there is an unplanned and dense settlement, are also in a geologically critical stability. In this study, as a result of uncontrolled excavation on the slope in critical stability, a landslide event that lasted for approximately 10 days caused damageto its proximity. During this process, 8 acres of land were affected by uncontrolled excavation in the upper part of the slope and the deformations were increased and approximately 80 households were evacuated for security purposes. As a result of the researches and investigations made in the landslide field, the engineering geology model had been put forward. Geotechnical properties of geological units and the depth of slip surface were determined by field and laboratory studies. Prevention and support projects had been prepared according to these characteristics. As a first measure within the scope of the project, the construction of the support structure consisting of double rows of bored piles in the heel cut was then controlled by the production of a three levelled support structure. This project is a typical example where uncontrolled excavations without consideration of engineering geology and geotechnical conditions cause serious costs and other grievances. Similarly, uncontrolled initiatives have recently been increasing in our country.*

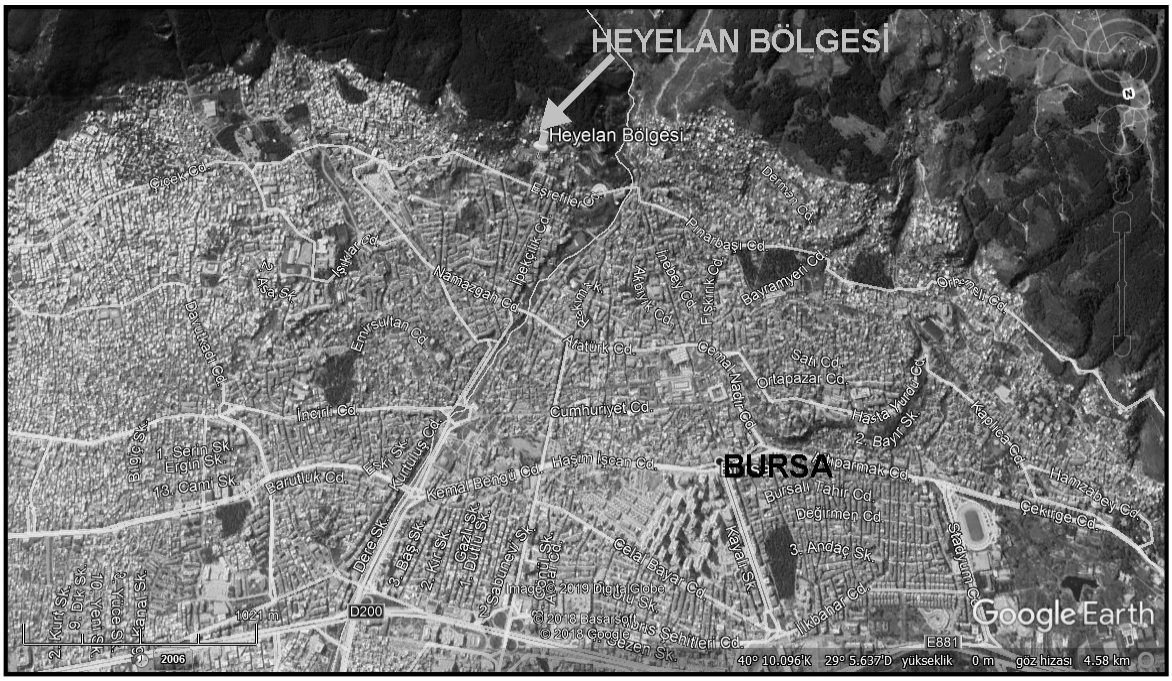
Keywords: *Landslide, uncontrolled excavations, landslide control methods*

1. GİRİŞ

Heyelan sahası, Uludağ yükseliminin kuzey eteğinde topoğrafik eğimi ortalama %40 dolayındaki kuzey-kuzeydoğu yönüne bakan yamaçta yer alır. Yamaçta temel jeolojik birim Uludağ masifinin metamorfik kayalarıdır. Bu temel birim üzerinde kalınlığı yer yer 10 ila 15 metreye ulaşan yamaç molozu ve/veya yamaç birikintileri vardır. Gevşek tutturulmuş killi ve siltli çakıl boyutundaki kırıntılılardan oluşan bu örtü birim genelde temel kayalardan türemiş, az yuvarlaklaşmış ve kısa

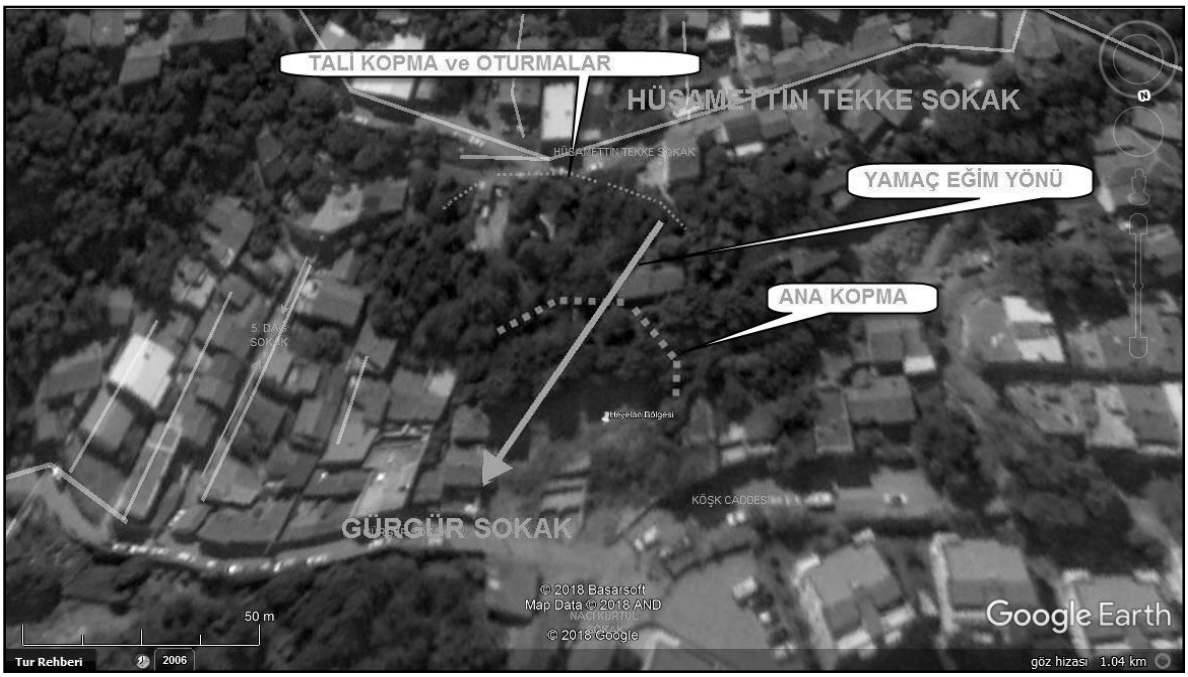
mesafeden taşınmıştır. Kolüvyal çökel olarak adlandırılan bu örtü birikintiler, yerçekimi etkisi ile yamaç aşağı hareket ederek yakın jeolojik dönemde yamaçta doğal dengesini sağlamıştır. Ancak %40-45 eğimli yamaçta atmosferik koşullar ve doğal dinamik etkiler denetiminde kayma ve akma türü kütle hareketleri için potansiyel bir örtü malzemesi niteliğindedir.

İnceleme sahası ve yakın çevresinde jeolojik istifi, metavolkanit, metatüf, metaserpantinit ve metaçamurtaşı litolojilerinden oluşan temel ile bu birimlerin ayrışma ürünü birikinti konisi ve yamaç molozu niteliğindeki örtü birimler oluşturur (Kenar vd. 2013). Yüzey ve yüzeyaltısuyunun etkisi ile fiziksel özelliklerini değiştirme özelliği sunan şist ve fillat niteliğindeki bu foliasyonlu litolojiler kayma ve/veya akma için diğer bir etmendir. Jeolojik istifte daha alttaki mermer ve rekristalize kireçtaşından oluşan karbonatlı kayalardaki yeraltısuyu dolaşımı ve bu karbonatlı birimler ile şist ve fillatların dokanağını oluşturan tektonik dokanaklar (Sıyrılma Fayları, Emre vd. 2011) bölgede heyelan potansiyelini arttıran diğer doğal faktörlerdir. Bölge jeomorfolojik ve jeolojik unsurlara bağlı olarak doğal stabilitesini sağlamış veya sağlama sürecindedir. Ancak kritik dengedeki bu doğal durum yapay müdahaleler ile potansiyel ve aktif kütle hareketlerine dönüşecek niteliktedir (Şekil 1).



Şekil 1. Bursa yerleşim alanı ve heyelan bölgesinin Google Earth görüntüsü.

Kontrolsüz kazılar, kontrolsüz dolgular ve yamaçtaki yük dengesini değiştirecek yapay müdahaleler, bölgede kritik dengede bulunan yamaçların bütününde stabiliteyi bozacak ve kütle hareketlerine neden olacaktır. Nitekim inceleme sahasında gerçekleştirilen kontrolsüz ve/veya yukarıda tanımlanan jeolojik ve jeomorfolojik unsurlar dikkate alınmadan yapılan kazı, yamaç dengesini bozarak heyelana sebep olmuştur. İnceleme sahasının 560 ada 50 ve 51 parselinde +311,00 m kotundaki Gürgür sokaktan güney yönüne yamaç yukarısındaki Hüsamettin Tekke sokağa doğru önlem alınmadan +322,00 m ila +325,00 m kotuna kadar hemen hemen 70-75° eğimle yapılan kontrolsüz kazı sonrası denge bozulmuştur. Yüklenici firma kazı şevini desteklemek amacıyla hazırlanan mevcut projesindeki fore kazık imalatlarını yapmadan temel derinliğine kadar kazı yapmış ve yamaçtaki örtü malzemenin hareketine neden olmuştur. Böylece kazı şevi boyunca öncelikle kuzey-kuzeydoğu yönelimli hareket gerçekleşmiş, daha sonra Hüsamettin Tekke sokağını da içine alan kesimde +340,00 ila +345,00 m kotlarına kadar ilerleyen tali kopmalar ve oturmalar meydana gelmiştir.



Şekil 2. Heyelan bölgesi ve kopma-kayma izlerinin işaretlendiği Google Earth görüntüsü.

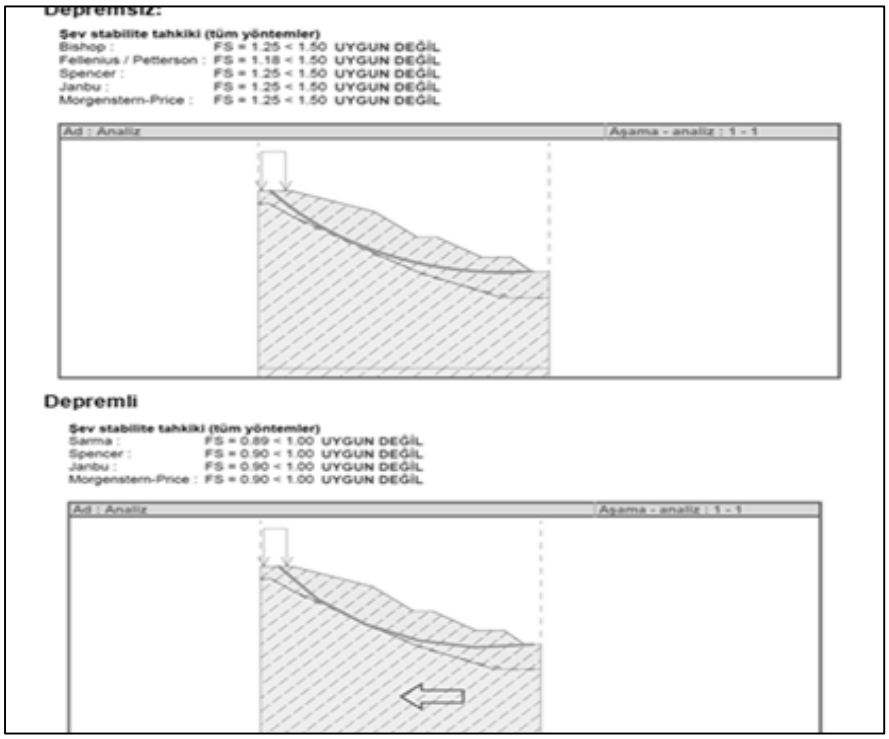
Şekil 3. Kontrolsüz kazı sonrası heyelan alanının görünümü.

Kayan veya hareket eden malzeme kalınlığı 3,00 ila 5,00 metre arasında değişmektedir. İlk hareket sonrası kazı şevi tabanına geri dolgu yığılmaya çalışılmış, ancak önlem olarak düşünülen bu müdahale başarılı olmamıştır (Şekil 3). Kütle hareketi ortalama 10,00 cm/gün düşey ve 5,00 cm/gün yatay hızla yaklaşık 10 gün devam etmiştir. Bu süreçte Hüsamettin Tekke sokakta oturma ve deformasyonlar artmış kazı sahasının hemen doğusundaki evler hasar görmüş, bu kesimdeki 84 hane güvenlik amacıyla boşaltılmıştır. Kontrolsüz kazı sonrası Şekil 2'de gösterilen yaklaşık 8 dönümlük bir alan heyelandan etkilenmiştir.

2. ARAŞTIRMA YÖNTEMLERİ

Heyelanın kontrol altına alınması ve gerekli destek sisteminin veya iyileştirme yöntemlerinin uygulanması için öncelikle zemin istifinin tanımlanması ve mühendislik jeolojisi modelinin belirlenmesi amacıyla sondaj çalışmaları gerçekleştirilmiştir. Sondaj çalışmaları, heyelan sahasının taç kısmında (29 m), heyelan sahasının orta kesiminde (31 m) ve heyelan sahasının topuk bölümünde (40 m) olmak üzere 3 noktada yaptırılmıştır. Sondajlarda sürekli karot numune alınarak zemin profili ve temel kaya derinlikleri saptanmıştır. Sondajlardan alınan örselenmemiş ve örselenmiş numuneler üzerinde istifteki jeolojik birimlerin mühendislik jeolojisi ve jeoteknik özelliklerinin belirlenmesi amacıyla laboratuvar deneyleri yaptırılmıştır. Bu veriler yardımıyla heyelan sahasının mühendislik jeolojisi modeli tanımlanmış ve mühendislik jeolojisi-jeoteknik kesitleri hazırlanmıştır.

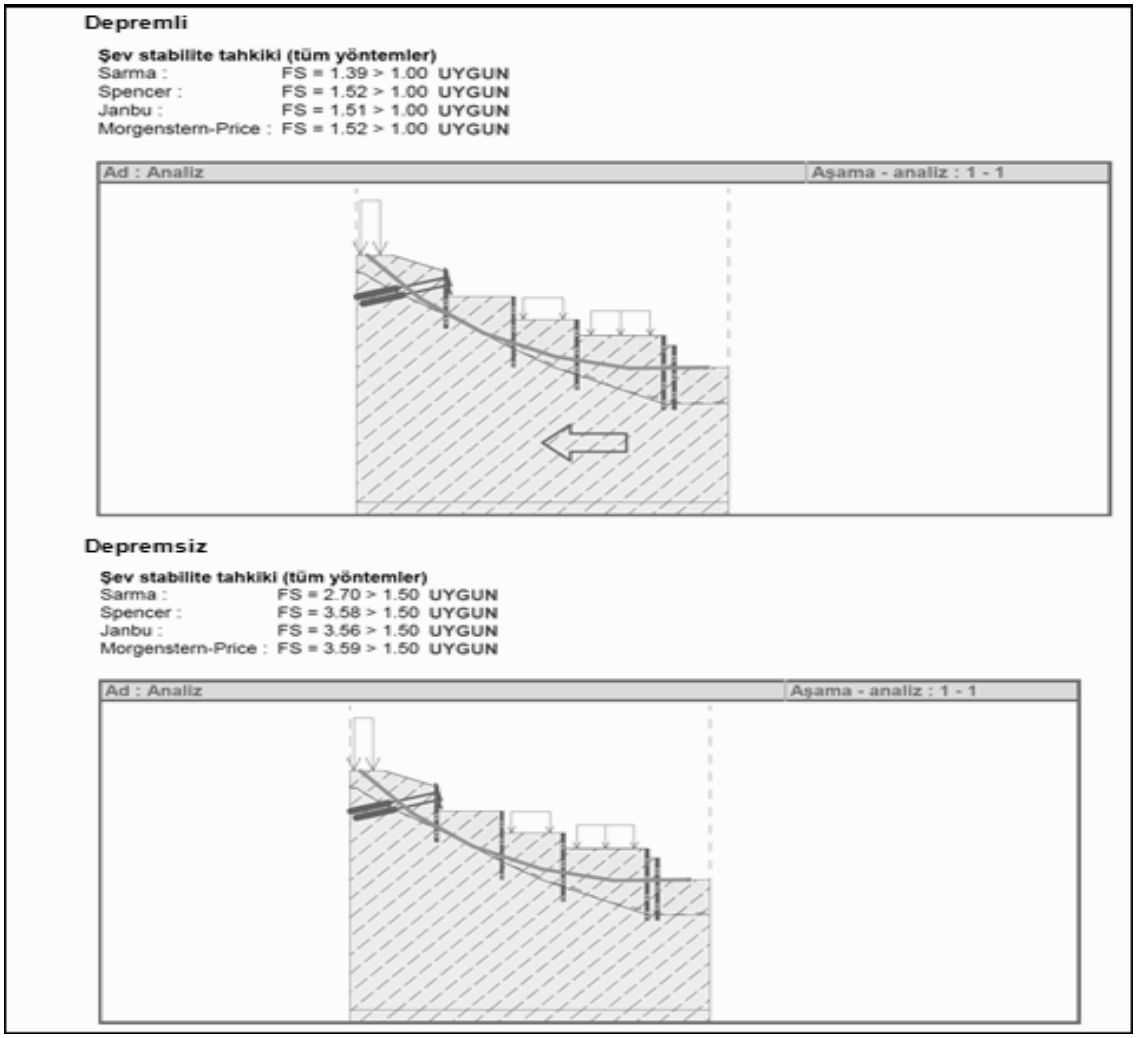
Mühendislik jeolojisi modelindeki veriler doğrultusunda öngörülen heyelan kayma yüzeyinin tespiti ve kayma hızının belirlenmesi amacıyla açılan 3 adet sondaj kuyusuna inklinometre boruları yerleştirilerek periyodik olarak deformasyon ölçümleri alınmıştır. Ölçümler referans okuma sonrası öncelikle 7 gün arayla 2 ay süreyle daha sonra ise 15 gün arayla 4 ay, daha sonraki süreçte ise 30 günlük aralıklarda Ocak-2019 tarihine kadar devam ettirilmiştir. İlk 4 ölçüm sonrası elde edilen deformasyon kayıtları ile mühendislik jeolojisi kesitleri deneştirilerek ana kayma yüzeyi ve kayma hızı ile tali kayma yüzeyleri belirlenmiştir. Kayma yüzeyi derinliği taç kısmında 12 metre, orta kesimde 16 metre ve topuk kısmında 18 metre olarak tespit edilmiştir. Mühendislik jeolojisi modelindeki birimlerin arazi ve laboratuvar deney sonuçlarına göre belirlenen jeoteknik tasarım parametreleri ve inklinometre ölçümleri ile saptanan ana kayma yüzeyi dikkate alınarak hali hazır durum için şev stabilite analizleri yaptırılmıştır. Depremsiz ve depremli durum için yapılan şev analizleri sonucunda mevcut stabil olmayan koşullar analiz sonuçlarında da ortaya konmuştur. Özellikle depremli durumda güvenlik katsayıları oldukça düşük değerlerdedir. Farklı bir ifadeyle bölge için beklenen olası bir deprem durumunda heyelan riski daha da artmaktadır (Şekil 3).



Şekil 3. Mevcut durumda kazı şevine ait stabilite analizi sonuçları.

Heyelanın kontrolü veya şev duraylılığını sağlayacak iyileştirme yöntemi olarak fore kazıklı ve ankrajlı destek sistemi öngörülmüştür. Bu öngörü doğrultusundaki tasarımda 4 sıra kazık ve en üst sırada 3 kuşak

ankraj projelendirilerek bu koşulda stabilite analizleri yapılmıştır. Bu durum için yapılan şev analizi sonucunda depremli ve depremsiz şartlarda stabilite koşulları sağlanmıştır (Şekil 4).

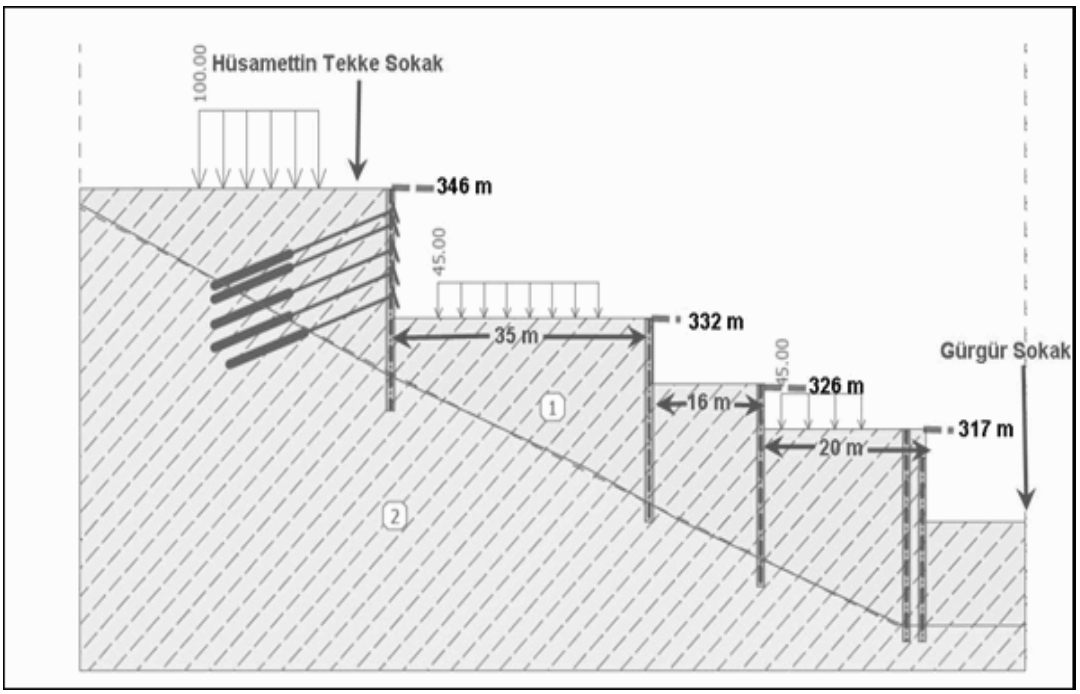


Şekil 4. Yapılan iyileştirme projesinin stabilite analizi sonuçları.

Bu analiz verilerine göre stabilite koşulunu sağlayan fore kazık ve ankrajlı destek sisteminin uygulama projesi hazırlanmıştır. Projede mühendislik jeolojisi modeline ve birimlerin jeoteknik tasarım parametrelerine göre kazık çapları, kazık boyları, kazık yerleşim planı ve ankraj uzunlukları belirlenmiştir. Yine veriler doğrultusunda destek sistemlerine gelecek yükler hesaplanmış buna göre kazık donatı ve ankraj germe yükleri tanımlanmıştır. Bu kapsamda ayrıntılı proje çözümleri hazırlanmıştır. Projenin genel bir modeli Şekil 5'de verilmiştir.

Proje kapsamındaki destek uygulamaları ve şev düzenlemeleri topuktan taç kısmına doğru kademeler halinde yürütülmüştür. İyileştirme çalışmalarına paralel olarak inklinometre ölçümlerinde de durağanlık izlenmiştir. Projede öngörülen çalışmaların büyük bir bölümü tamamlanmıştır. Değişik sebeplerden dolayı oluşan aksamalar nedeniyle günümüzde ancak 4 sıra kazık çalışması bitirilmiş ankraj çalışmaları devam etmektedir. Yapılan çalışmalar Çizelge 1'de özetlenmiştir. Kazık imalatları sonrasında en üst sıradaki sokak kotuna (+346,00 metre) ulaşmak için kazık başlık kirişi üzerinde 5.00 metre yüksekliğinde ve 67,00 metre uzunluğunda perde duvar inşaatı yapılmış ve bu duvar arkasında drenaj, geri dolgu, ankraj ve barbakan çıkışları için duvar üzerinde delgi çalışmaları devam etmektedir. Kazık destekli duvarların mevcut durumu ve bu destek yapıları arkasındaki platformların konumu Google Earth üzerine aktarılarak Şekil 6'da verilmiştir. Projede tanımlanan bu destek yapılarının imalatı ile

heyelan kontrol altına alınmıştır (Şekil 7). İnklinometre okumaları ve jeodezik ölçümlerdeki durağanlık heyelan alanındaki stabilite koşullarının sağlandığını işaret etmektedir.



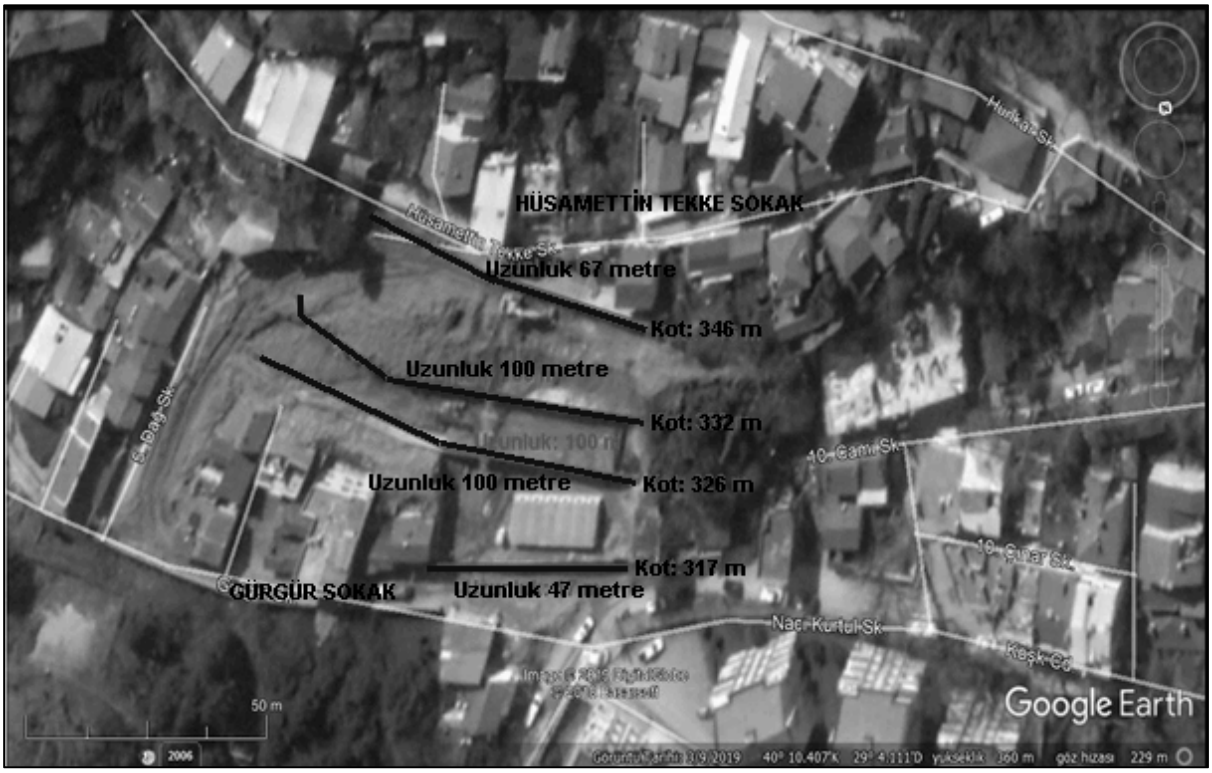
Şekil 5. Fore kazık ve ankrajlı destek sistemi ile yapılan iyileştirme proje modeli.

Çizelge 1. Kazık çalışmalarını gösteren özet tablo.

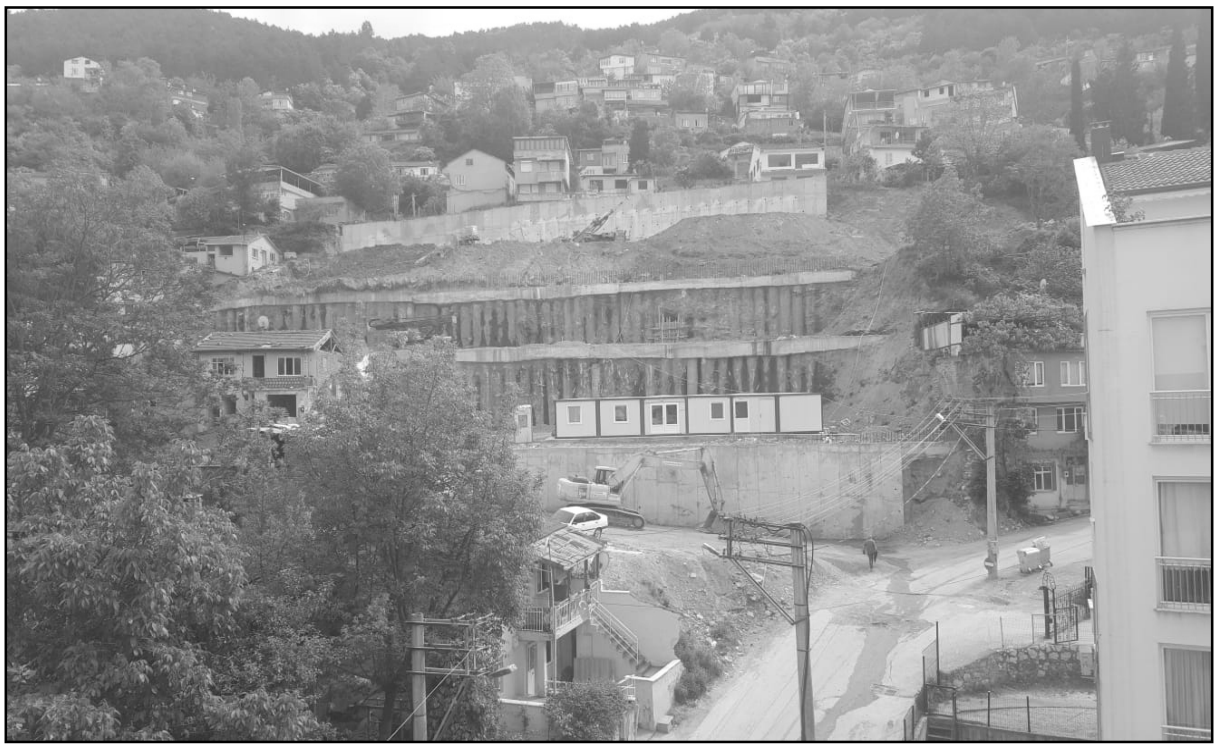
Destek Yapısı	Kazık Sayısı	Kazık Çapı (cm)	Kazık Boyu (m)	Başlık Kirişi Uzunluğu (m)	Başlık Kirişi Kotu (m)
1. Sıra	47 Adet	100	20	47.00	317
2. Sıra	89 Adet	100	22	100.00	326
3. Sıra	98 Adet	100	22	100.00	332
4. Sıra	56 Adet	100	18	67.00	341
TOPLAM:	**290 Adet**	**-**	**-**	**314.00**	**-**

3. SONUÇLAR

Bursa ili Yıldırım ilçesinde yaşanan heyelan olayı, mühendislik jeolojisi ve jeoteknik koşullar dikkate alınmadan yapılan kontrolsüz kazıların ciddi maliyet ve mağduriyetlere neden olması açısından tipik bir örnektir. Benzer kontrolsüz girişimler ne yazık ki ülkemizde son dönemde artan bir oranda gündemi oluşturmaktadır. Bu tip kazılarda, kazı şevinin stabilitesi yanında, tüm yamacın denge koşulları da mutlaka dikkate alınmalı ve analizler bu bütünlük değerlendirilerek yapılmalıdır. Yüzey ve yüzeyaltı suların mevsimsel değişimlere göre değişen akış rejimleri, olası deprem sonrası oluşacak titreşimler yamaçtaki potansiyel riskleri aktif hale getirecek önemli ve olası etkenler değerlendirilmeli drenaj sistemleri projelendirilmelidir.



Şekil 6. Günümüzde imalatı tamamlanan fore kazık destekli duvarların Google Earth görüntüsü.



Şekil 7. Günümüzde imalatı tamamlanan fore kazık destekli duvarların görünümü.

Yamacın stabilitesinin tümüyle değerlendirilmesi yük ve kazı dengesinin bu bütünlük içinde ele alınması kaçınılmaz bir zorunluluktur. Bu dikkate alınmadığı durumda yamaçta farklı kesimlerde stabilite sorunları ile karşılaşma riski artacaktır. Bu risk, bu proje kapsamında yapılan iyileştirme çalışmaları ile oluşturulan destek sistemini de olumsuz etkileyebilecektir. Nitekim bu proje sahasının hemen batısında

yine yamacın topuk kısmında yapılan okul inşaatındaki kazı, yamacın dengesini bozmuş, benzer şekilde kopmalar ve bu kesimdeki yapılarda hasarlar oluşmuştur. Bu nedenle bu bölgedeki 45 konut da oluşacak riskler dikkate alınarak can güvenliği için AFAD yetkililerinin önerisi doğrultusunda tahliye edilmiştir.

Bu olumsuz örnekte de olduğu gibi yerleşimin yoğun olduğu ve potansiyel heyelan riski taşıyan bu tür yamaçlarda gerçekleştirilecek her türlü kazı ve teknik girişim yamacın dengesini etkilemekte, öncelikle lokal hareketlere neden olmaktadır. Ancak bu tür hareketlerin yamaç dengesini tümüyle etkileyebilme riskleri vardır. Bu nedenle yamaçtaki her türlü lokal kazı ve diğer inşaat türü teknik girişimlerde yamacın tümünün dengesi dikkate alınmalı stabilite analizleri bu bütünlük içinde değerlendirmelidir. Sadece parsel bazındaki kazı ve kazı şevi analizi yeterli görülmemeli, bu tip lokal girişimlerin yamaç dengesini tümüyle etkileyeceği ve yük dengesini değiştirerek kayma ve heyelan türü hareketlere neden olacağı dikkate alınmalıdır. Sonuç olarak heyelana duyarlı bölgelerde kontrollü teknik girişim yapılmalı, yapı yükü, yapı yoğunluğu ve yerleşim planlaması bu görüş doğrultusunda değerlendirilmelidir.

4. KATKI BELİRTME

Bu proje, Bursa Yıldırım Belediyesi yükümlülüğünde, Kocaeli Üniversitesi Teknoloji Transfer Ofisi (KOÜ-TTO) AR-GE Projesi olarak gerçekleştirilmiştir. Proje bilgileri ve verilerinin bu makale kapsamında değerlendirilmesine izin veren her iki kurum yetkililerine ve Yıldırım Belediyesi önceki Belediye Başkanı Sayın İsmail EDEBALİ'ye ayrı ayrı teşekkür ederiz.

5. KAYNAKLAR

Coruk, Ö., Kavak, A., 2019. Bursa ili, Yıldırım ilçesi, Mollaarap mahallesi, Hüsamettin Tekke sokak ile Gürgür sokak arasındaki kazı şevinde oluşan heyelanın kontrolü için yapılan iyileştirme çalışmalarına ait teknik değerlendirme raporu (yayınlanmamış), KOÜ-TTO-2018-SÖZ-22, AR-GE Projesi, Kocaeli.

Emre, Ö., Doğan, A., Duman, T.Y., Özalp, 2011, 1:250.000 Ölçekli Türkiye Diri Fay Haritası Serisi, Bursa (NK 35-12) Paftası, Seri No:9, Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü, Ankara-Türkiye.

Kanar, F., Pehlivan, Ş., Kandemir, Ö., Tok, T., Korhan, Ç., 2013, 1:100 000 ölçekli Türkiye Jeoloji Haritaları, Bursa-H22 Paftası, MTA yayını No: 192, 44 s.

Tarsus-Çamlıyayla Yolu (Mersin) Km 11+600 ile 12+100 Arasındaki Kütle Hareketinin Değerlendirilmesi

Assessment of Mass Movement Between Km 11+600 and 12+100 at Tarsus-Çamlıyayla (Mersin) Road

Hidayet TAĞA[1,*], Ergun YALÇIN[2]

[1]*Mersin Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Çiftlikköy Kampusu, 33343 Mersin*
[2]*Karayolları 5. Bölge Müdürlüğü, 33220 Mersin*
*(*htaga@mersin.edu.tr)*

ÖZ: Mersin ilinin Tarsus ve Çamlıyayla ilçelerini birbirine bağlayan yaklaşık 52 km uzunluğundaki 33-01 numaralı il yolundaki yol yapım ve genişletme çalışmaları 2013 yılında başlayarak 2018 yılında tamamlanmıştır. Bölgenin en önemli yaylalık ve doğa sporları parkurlarının bulunduğu Çamlıyayla İlçesi yolunun 11+600 ile 12+100 km'leri arasında 2016 yılında yol yapım çalışmaları sırasında, 2017 yılında yol tamamlandıktan sonra ve 4 Ocak 2019 tarihinde olmak üzere üç farklı zamanda kütle hareketi gerçekleşmiştir. Bu çalışmada Ulaş Köyü civarındaki kütle hareketinin türü ve oluşumu değerlendirilmiştir. Bu değerlendirmede; 2016 yılı Mayıs ayında gerçekleşen kütle hareketinden sonra, alanda yapılmış sondajlı zemin araştırması, heyelan alanından 2018 yılı mart ayında alınmış örselenmiş ve örselenmemiş zemin örnekleri üzerinde gerçekleştirilen laboratuvar deneyleri ile 2019 yılı mart ayında yerinde yapılan gözlem ve ölçümlerden yararlanılmıştır. Oluşan kütle hareketi, Tersiyer yaşlı zayıf dayanımlı kumtaşı, silttaşı, silttaşı-marn biriminden oluşan Kuzgun formasyonunda gerçekleşmiştir. Yolun km 11+600-12+100 arasındaki kütle hareketinin oluşumunda yol kazısı, alanda yüzeyleyen litostratigrafi biriminin indeks ve mekanik özellikleri ile bölgede gerçekleşen aşırı yağışlar önemli rol oynamıştır. 4 Ocak 2019 tarihinde oluşan kütle hareketi, yaklaşık uzunluğu 400 m, genişliği 150 m ve ortalama 10 m derinliği olan dairesel olarak başlayıp, zayıf dayanımlı kiltaşı-marn birimi üzerinde düzlemsel olarak, 2016 yılında oluşmuş heyelanın ilerlemesi şeklinde gelişmiştir.

Anahtar Kelimeler: Tarsus-Çamlıyayla karayolu, kütle hareketi, aşırı yağış, dairesel kayma

ABSTRACT: *The road construction and expansion works were completed along 52 km long which connects Tarsus and Çamlıyayla districts of Mersin, which started in 2013 and completed in 2018. The landslides, occured on 3 different dates, took placed on chainage 11+600 to 12+100 kilometers of Çamlıyayla road where the most important highland and extreme sports trails of the region. In this study the type and formation of mass movement in the vicinity of Ulas Village were evaluated. In this study, after the mass movement in May 2016, drill-ground survey conducted in the field, laboratory tests carried out on the disturbed and undisturbed soil samples taken from the landslide area in March 2018 and the observations and measurements made in place in March 2019 were utilized. The mass movement was formed within the Kuzgun formation, which consists of Tertiary aged weak-strength sandstone, siltstone, claystone-marl unit.In the formation of mass movemen took placed chainege beetwen the km 11+600-12+100, steep road excavation, index and mechanical properties of the lithostratigraphic unit and accumulation of excess pore water pressure after heavy rain have played an important role. The last mass movement, which began on 4 January 2019, started in a circular direction and continued in a planar on the weak resistance silty claystone lithology on previously landslide. The mass movement is approximately 400 m long, 150 m wide and 10 m deep.*

Keywords: *Tarsus-Çamlıyayla road, mass movement, heavy rain, rotational movement*

1. GİRİŞ

Bu çalışma ile yaklaşık uzunluğu 52 km olan Mersin İlinin Tarsus ve Çamlıyayla ilçelerini birbirini bağlayan devlet yolunun 11+600 ile 12+100 km'leri arasında meydana gelen kütle hareketi değerlendirilmiştir. Çalışma alanı 1/25.000 ölçekli Mersin O 33b1 paftası içinde yer almaktadır. Mersin ilinin Çamlıyayla ilçesi kuzeyden Ulukışla–Niğde, kuzeybatıdan Ereğli-Konya, batıdan Mersin, doğu ve güneyden Tarsus ilçesi ile çevrilidir (Şekil 1). İlçe doğal güzelliklerinin yanı sıra Toros Sıradağlarına

yakın olması sebebi ile önemli bir doğa sporları ve yayla yerleşim alanı özelliği göstermektedir. Merkez nüfusu 2018 yılı itibarı ile 8800 civarında (TÜİK, 2019) olan ilçede yaz aylarında nüfus 100000 kişiye ulaşmaktadır. Tarsus ve Çamlıyayla ilçeleri arasındaki 60 km uzunluğundaki düşük standartlı devlet yolunda 2013 yılında başlayıp 2018 yılında tamamlanan yol yapım ve genişletme çalışmaları ile 52 km uzunluğunda yüksek standartlı bir il yoluna dönüşmüştür.

Şekil 1. Çalışma alanı yer bulduru haritası.

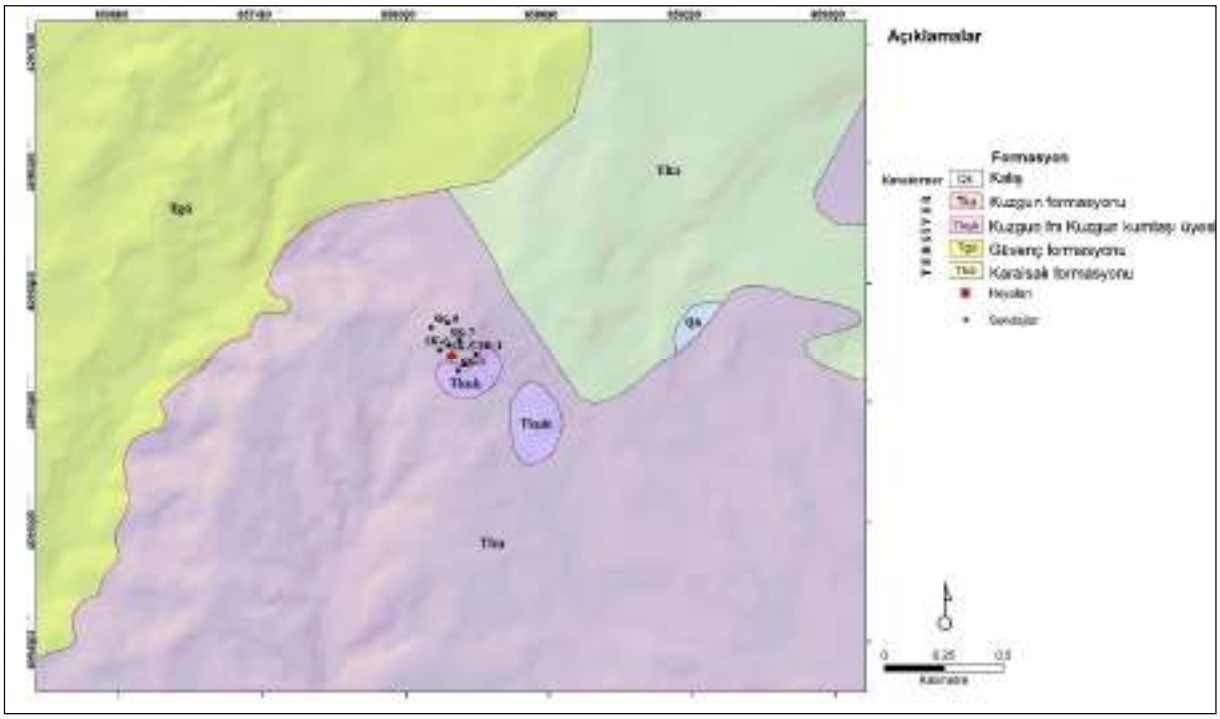
Çamlıyayla İlçesi yolunun Ulaş Köyü civarındaki 11+600 ile 12+100 km'leri arasında, ilki yol kazısı sırasında 2016 yılının Şubat ayında, ikincisi 2017 yılının Mayıs ayında yol tamamlandıktan sonra ve 4 Ocak 2019 tarihinde olmak üzere 3 farklı zamanda kütle hareketi gerçekleşmiştir. Bu kütle hareketleri, bölgede etkili olan sağanak yağışların hemen arkasından kumtaşı, silttaşı-marn ve kiltaşından oluşan litolojinin görüldüğü alanda meydana gelmiştir. Yoğun yağışların neden olduğu kütle hareketleri ülkemizde ve dünyada giderek artan bir ilgi ile çalışılmaktadır (Bishop 1955, Finlay vd., 1997; Zêzere vd., 1999; Ocakoglu vd., 2002; Lee vd., 2009; Chowdhury vd., 2010; Taga vd., 2015). İncleme alanında aşırı yağış ve jeolojik özelliklerin tetiklediği heyelan üzerinde Ataş (2017), Limit Araştırma Proje (2017) ile Ünver ve Hündal, (2018) ayrıntılı değerlendirmeler yapmışlardır.

2. ÇALIŞMA ALANININ JEOLOJİSİ

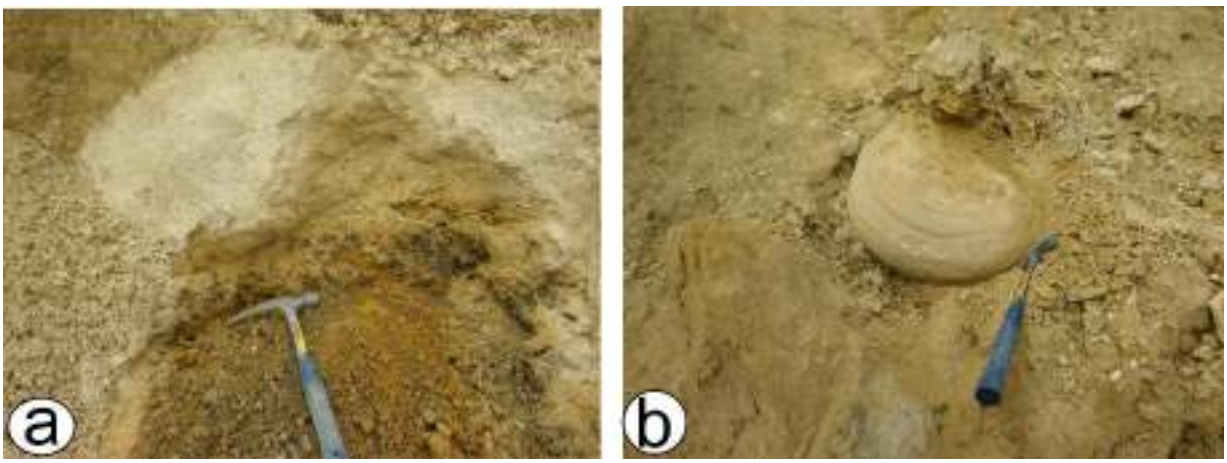
Çalışma alanı, Toros Dağlarının Doğu eteğindeki Adana Baseninin güney batısında az engebeli bir topografyaya sahiptir. Çalışma alanında Paleozoyik yaşlı Ziyarettepe formasyonu (Özgül, 1973; Tutkun, 1984), Tersiyer yaşlı resifal kireçtaşı (Karaisalı fm) , kiltaşı, marn, killi kireçtaşı (Güvenç fm), kumtaşı–kiltaşı-silttaşı-marn (Kuzgun fm) ile Kuvaterner yaşlı kaliş ve alüvyondan oluşan litostratigrafi birimleri mostra vermektedir (Schmidt, 1961; Özgül, 1973; İlker, 1975; Görür, 1979; Tutkun, 1984; Yalçın ve Görür, 1984; Yetiş ve Demirkol, 1984; Yetiş vd., 1986; Şenol vd., 1998) (Şekil 2).

Paleozoyik yaşlı yüksek dayanımlı dolomitik kireçtaşı ve mermerden oluşan Ziyaretepe formasyonun üzerine açısal uyumsuzlukla Tersiyer birimleri gelmektedir. (Özgül, 1973; Tutkun, 1984). Tarsus-

Çamlıyayla yolunun 11+600 ile 12+100 km'lerinde oluşan heyelan Tersiyer yaşlı Kuzgun formasyonunun kumtaşı-silttaşı-marn ile çamurtaşı seviyelerinin ardalanmalı olduğu alanda meydana gelmiştir. Kiltaşı-Marn birimleri sarımsı kahve –yeşilimsi gri, orta derece - çok ayrışmış, genelde zayıf – çok zayıf dayanımlı çok çatlaklı ve kırıklı bir yapıdadır. Kumtaşı birimi ise sarımsı kahve renkli, orta – çok ayrışmış, yer yer zayıf orta dayanımlı çok çatlaklı ve parçalanmış özelliktedir. Yer yer kumtaşı seviyelerinde küresel ayrışma (disk şeklinde) yapıları görülmektedir (Şekil 3).



Şekil 2. Çalışma alanı ve civarının jeoloji haritası (Şenol vd., 1998'den değiştirilerek).



Şekil 3. Heyelana alanındaki ayrışmış marn (a) ve kumtaşı (b) birimleri.

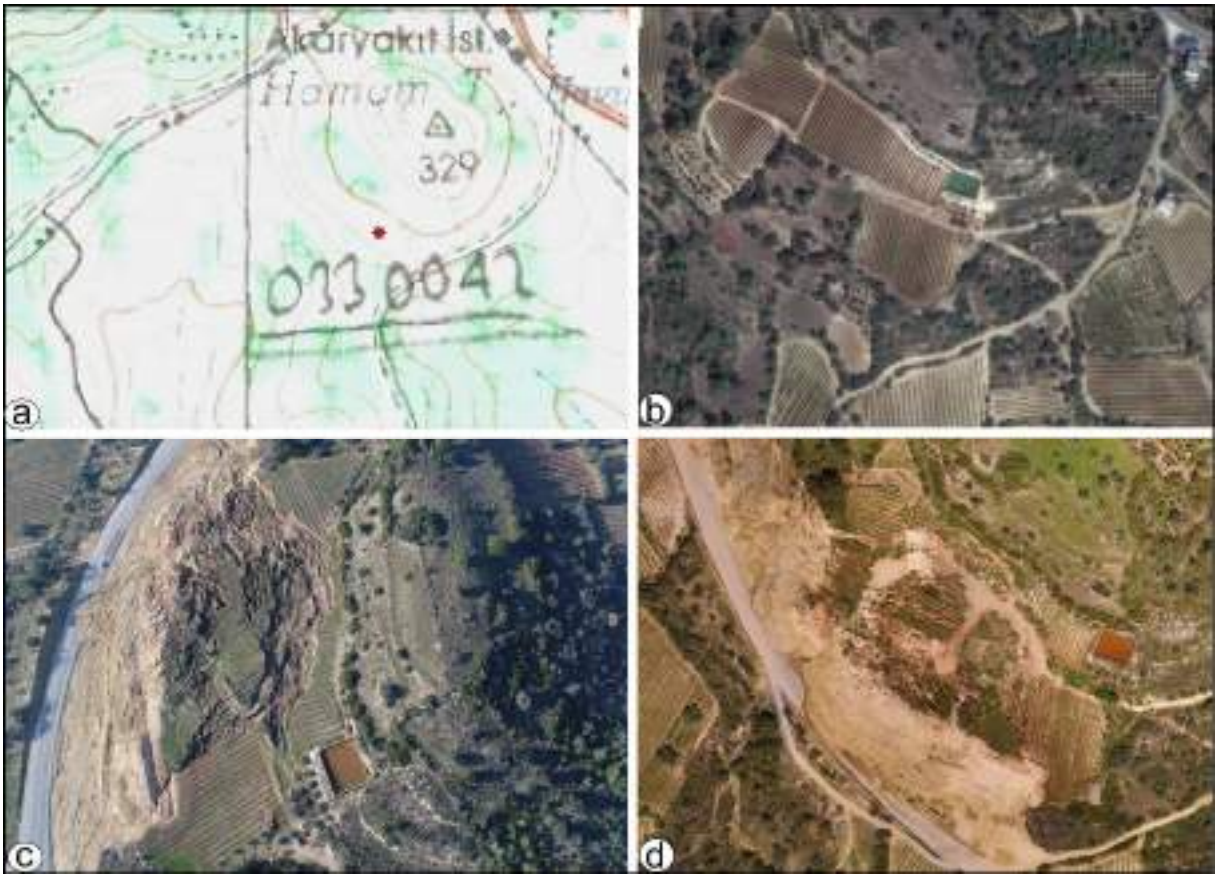
Kuzgun formasyonunun üzerine Kuvaterner yaşlı taraça, kaliş, kolüvyon ile güncel alüvyonlar gelmektedir. Taraçalar, dere kenarlarında çok büyük çakıldan siltlere varan tane boyu ile temsil edilmektedir. Kuvaterner yaşlı ikincil oluşuk olan kaliş, oluşan tüm heyelan sahalarında çalışma alanında geniş yüzlekler sunmaktadır. Kalişler; kireç tozu, yumru, tüp, laminalı kabuk ve karbonat kabuk gibi farklı görünümlere sahiptir (Esteban ve Klappa, 1983; Wright ve Tucker, 1991; Tucker, 2001) çalışma alanında 2-4 m kalınlığında yumru, tüp şeklinde yumuşak seviye ve 2-3m kalınlığında da

karbonat kabuk ile temsil edilmektedir. Bölgedeki kaliş oluşumu Kuzgun formasyonu ve taraçalar üzerinde yer almaktadır.

3. MALZEME VE YÖNTEM

3.1. Malzeme

Bu çalışmada yaklaşık 52 km uzunluğundaki Tarsus – Çamlıyayla yolunun 11+600 ile 12+100 km'lerinde oluşan duraysızlık değerlendirilmiştir. Silttaşı-çamurtaşı marn litolojisindeki Kuzgun formasyonu ile bu formasyonu şapka şeklinde örten kaliş birimi içerisinde gelişmiştir (Şekil 2). Kütle hareketleri değerlendirilirken, Brunton 5010 tipi jeolog pusulası, Magellan Explorist XL el GPS'i, 1/25.000 ölçekli Mersin O 33 b1 paftası, 1/5.000 ölçekli hâlihazır, 1/1.000 ölçekli planlar, çalışma alanını kapsayan 2016 yılına ait ortofotolar, farklı tarihlere ait uydu görüntülerinden, 15 Nisan 2019 tarihinde Phanton 3 STD ile alınmış fotoğrafların fotogrametrik yöntem kullanılarak oluşturulmuş 1 cm x 1 cm çözünürlüğündeki sayısal yükseklik modeli ve oluşan heyelandan sonra alınan fotoğraflardan yararlanılmıştır (Şekil 4).



Şekil 4. Heyelanın oluştuğu alanın topgrafik haritadaki konumu (a), yol yapım çalışmalarından önceki alanın görünümü (b), 2016 yılında oluşmuş birinci kayma görüntüsü (c) ve 2019 ocak ayında oluşan üçüncü kaymaya ait görüntü (d).

3.2. Yöntem

Tarsus – Çamlıyayla yolunun 11+600 ile 12+100 km'lerinde oluşan heyelanının yüzey haritasını ve heyelanın kayma mekanizmasını belirlemek amacıyla 1/25000 ölçekli topografik harita, farklı tarihlere ait uydu görüntüleri ile heyelan kütlesi içerisinde açılmış 6 adet araştırma sondajı (Çizelge 1), heyelan alanından alınmış fotoğraflar ile Phanton 3 STD ile alınmış fotoğrafların fotogrametrik yöntem kullanılarak oluşturulmuş sayısal yükseklik modelinden ve heyelan malzemesinden alınan zemin

örneklerinden yararlanılmıştır. Karotlu ilerleme şeklinde açılmış araştırma sondajlarında (Limit Araştırma Proje, 2017) standart penetrasyon testi (SPT) ile Louis Menard GA tipi pressiyometre ile pressiyometre deneyleri gerçekleştirilmiştir. Bu sondajlarda heyelanın derinliği ve mekanizmasının değerlendirilmesi amacıyla inklinometre düzenekleri yerleştirilerek yaklaşık 50 gün boyunca deformasyon ölçümleri gerçekleştirilmiştir (Çizelge 2). Ayrıca birimlerin indeks ve mekanik özelliklerinin belirlenmesi amacıyla da heyelan alanı ile açılan sondajlardan örselenmiş ve örselenmemiş örnekler alınarak üzerlerinde laboratuvar deneyleri gerçekleştirilmiştir (Çizelge 3).

Çizelge 1. Heyelan alanında açılmış araştırma sondajları (Limit Araştırma Proje, 2017).

Sondaj_No	X (Doğu)	Y (Kuzey)	Z (Yükseklik)	Derinlik (m)
SK-1	658293,0848	4095703,856	299,32	30
SK-2	658244,6766	4095655,157	285,02	18
SK-3	658219,1879	4095629,517	275,73	9
SK-4	658223,5019	4095763,649	301,82	30
SK-5	658178,838	4095739,915	289,55	21
SK-6	658143,7855	4095721,295	277,91	9

* Koordinatlar UTM ED1950 koordinat sistemine göredir.

Çizelge 2. Araştırma sondajlarındaki inklinometre okumaları (Limit Araştırma Proje, 2017).

Sondaj_No	İnklinometre Tesis derinliği (m)	Ölçüm Süresi (gün)	Heyelanın		
			Derinliği (m)	Deformasyon miktarı (mm)	Hızı (mm/s)
SK-1*	30	20	10	30	$1,65x10^{-5}$
SK-2*	18	20	5 ve 14,5**	30	$1,65x10^{-5}$
SK-3	9	51	0	0	0
SK-4	30	51	5	45	$1,02x10^{-5}$
SK-5	21	51	8,5	28	$6,35x10^{-5}$
SK-6	9	51	0	0	0

* İnklinometre kuyusunun kırıldığı gözlemlenmiştir ** iki farklı kayma yüzeyi

Çizelge 3. Heyelan malzemesinin mekanik ve indeks özellikleri (Ataş 2017; Limit Araştırma Proje 2017).

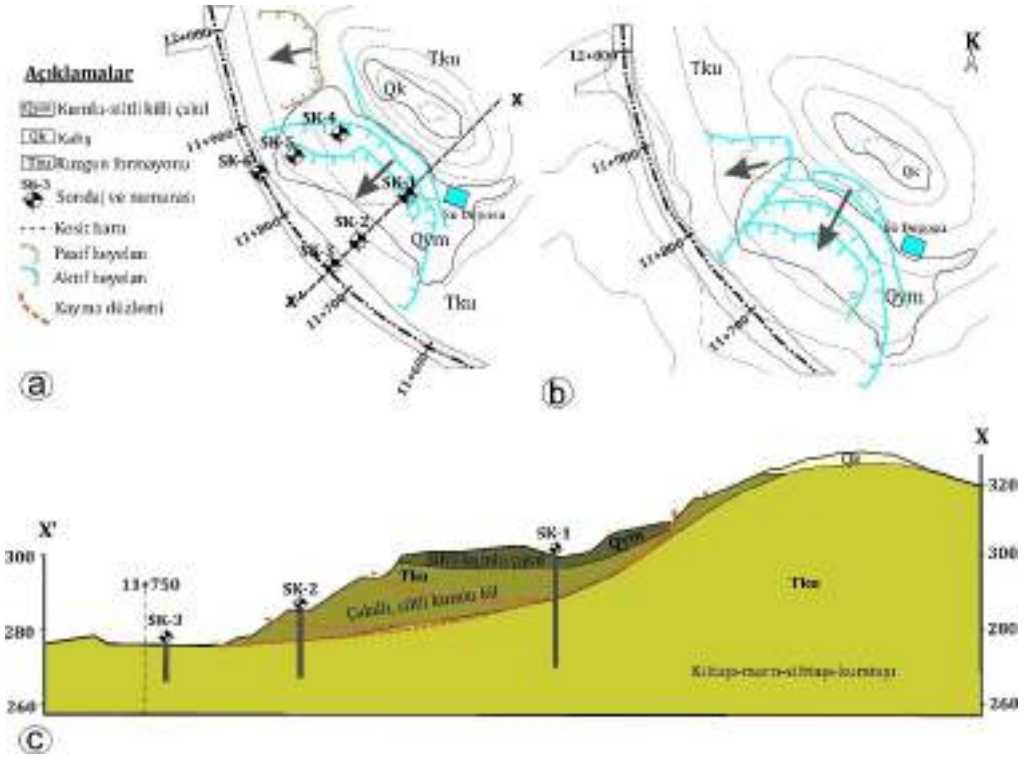
Deney Adı		İlgili Standart	Kaliçileşmiş taraca			Ayrışmış Kumtaşı-silt ve kil			Kumtaşı-silttaşı-marn		
			Min.	Ort.	Mak.	Min.	Ort.	Mak.	Min.	Ort.	Mak.
Tane Boyu Dağılımı	>2 mm	TS 1900-1	1,97	31,52	64,82	0	4,23	20,23			
	< 0,075 mm		15,07	37,11	83,71	14,86	63,60	97,08			
Su içeriği (%)		TS EN ISO 17892-1	2,12	9,74	16,29	10,12	17,13	43,46			
Kıvam Limitleri (%)	L. limit	TS 1900-1	24	31	41	24	35	44			
	P.limit		17	18	20	15	21	23			
	P. İndisi		7	13	21	6	14	21			
Birim Hacim ağırlık (kN/m^3)		ISRM 1981							19,99	22,55	25,22
Tek eksenli sıkışma (MPa)		ISRM 1981							5,89	7,6	9,31
Kaya Kalite Göstergesi (RQD)		ISRM 1981							0	26,88	100
Toplam Karot Verimi (TKV)		ISRM 1981							14	75,14	100

4. DURAYSIZLIKLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ

Yol genişletme ve yapımına 2013 yılında başlanan Tarsus – Çamlıyayla il yolunun km 11+600 ile 12+100 km arasında 3 farklı tarihte mevcut heyelanın yol ekseni boyunca ve ilk heyelanın taç kısmı tarafında ilerleyerek gelişimini devam ettirmiştir. Yol yapım ve genişletme çalışmaları kapsamında istinat duvarı yapmak amacıyla oluşturulmuş dik yarmada (Ataş, 2017) ilk kayma gelişmiştir. Kaymanın yer aldığı bölge incelendiğinde sahanın eski bir paleo heyelan alanı olduğu görülmektedir (Şekil 4).

4.1. Duraysızlığın Türü ve Mekanizması

Tarsus – Çamlıyayla il yolunun km 11+600 ile 12+100 km arasındaki kütle hareketi yüzey haritalaması ve inklinometre okumlarına göre ince taneli zeminlerde gelişmiş dairesel tipte bir kütle hareketi olarak (Varnes, 1978) değerlendirilmiştir (Şekil 5). Bu değerlendirme yapılırken, oluşan heyelanların oluşum geometrisi (Şekil 4 ve 5), gerilme çatlakları ve heyelan kütlesinin diğer özelliklerinden yararlanılmıştır (Heyelanın taç kısmının geometrisi, çökme, kabarma ve çökme bölgesine yakın kısımda dönme hareketi ile heyelan gölü). Aynı alanda 2019 yılının ocak ayında gelişen heyelan ise birinci kayma sonrası heyelan topuğunun kaldırılması ile yol geometrisine bağlı olarak iki yönlü dairesel kaymaya dönüşmüştür. Bölgedeki heyelan Zaruma ve Mencul (1969)'a göre derin-çok derin olarak değerlendirilmiştir. Heyelanların oluşumunda istinat duvarı olarak yapılmak istenen dik kazının yanında, bölgede etkili olan sağanak yağışlarda etkili olmuştur. Bölgedeki kaymalar aşırı yağışları takip eden günlerde oluşmuştur. Heyelanların oluşumundaki diğer önemli tetikleyici faktör ise heyelanların içinde geliştiği Kuzgun formasyonudur. Formasyonun üst seviyelerinde ayrışmış killi-çakıllı kumtaşı yüzeylemektedir. Ayrışmış olan bu seviyeden sızan yüzey suları geçirimli ve küresel ayrışma gösteren kumtaşı içerisinde hareket etmiş ve kumtaşlarının tabanında yer alan kiltaşı-marn seviyesinin geçirimsiz özellikte olması nedeniyle de sızan yüzey suları bu iki birim kontağında boşluk suyu basıncının artmasına neden olmuştur. Sondaj verileri ve inklinometre ölçümleri dikkate alınarak heyelanın yenilme yüzeyinin bu kontak boyunca devam ettiği ve dairesel bir şekle sahip olduğu sonucuna varılmıştır (Şekil 3 ve Şekil 6).



Şekil 5. 2016 yılında (Ataş, 2017)(a) 2019 yılında (b) oluşmuş heyelanın haritası ile 2016 yılındaki heyelanın kayma şekli (Ataş, 2017'den güncellenerek) ((c).

Şekil 6. 2019 yılı kış aylarında bölgede görülen yağışlar.

5. SONUÇLAR

Arazi ve laboratuvar çalışmaları, araştırma sondajları ve bu araştırma sondajlarında gerçekleştirilen inklinometre okumaları beraber değerlendirildiğinde, Mersin İlinin Tarsus ve Çamlıyayla ilçelerini birbirini bağlayan devlet yolunun 11+600 ile 12+100 km'leri arasında yer alan heyelanın;

1. Dairesel bir şekle sahip olduğu,
2. Yol kazısı ile oluşan heyelanın eski bir heyelan alanında yer aldığı,
3. Üç faklı tarihte oluşan heyelanın Kuzgun formasyonunun litolojik özellikleri, yol kazısı ile bölgede görülen yağışların neden olduğu,
4. Bölgede görülen aşırı yağışların Kuzgun formasyonunun ayrışmış kumtaşı seviyelerinden sızarak geçirimsiz özellikteki kiltaşı-marn seviyelerinin üst seviyesinde boşluk suyu basıncının artması sonucu bu iki birim kontağı boyunca hareketin oluştuğu belirlenmiştir.

6. KAYNAKLAR

Ataş, P., 2017. Landslide Assessment And Stabilization Study Along The Tarsus - Çamlıyayla Provincial Road At Km: 11+640 -12+080. The Middle East Technical University

Chowdhury, R., Flentje P, Bhattacharya G, et al., 2010. Geotechnical Slope Analysis. CRC Press

Esteban, M. ve Klappa, C.F., 1983. Subaerial exposure environment. In: Scholle, P.A., Bebout, D.G., Moore CH (ed) Carbonate depositional environments. Mem. Am. Ass. Petrol. Geol., pp 1–93

Finlay, P.J., Fell, R., Maguire, P.K., 1997. The relationship between the probability of landslide occurrence and rainfall. Can Geotech J 34:811–824 . doi: 10.1139/t97-047

Görür, N., 1979. Karaisalı Kireçtaşının (Miyosen) Sedimantolojisi. Türkiye Jeol Kurumu Bülteni Bülteni 22:7–26

İlker, S. 1975. Adana Baseni kuzeybatısının jeolojisi ve petrol olanakları. TPAO Arama Arşiv No:973. Ankara

Lee, L.M., Gofar, N., Rahardjo, H. 2009. A simple model for preliminary evaluation of rainfall-induced slope instability. Eng Geol 108:272–285 . doi: 10.1016/J.ENGGEO.2009.06.011

Limit Araştırma Proje, 2017. Tarsus - Çamlıyayla İl Yolu Km: 11+640 - 12+080 Heyelan Önleme Etüt Proje Mühendislik Hizmetler İşi, Km: 11+800 Heyelanı Geoteknik Proje Raporu. Ankara

Ocakoglu, F., Gokceoglu, C., Ercanoglu, M., 2002. Dynamics of a complex mass movement triggered by heavy rainfall: a case study from NW Turkey. Geomorphology 42:329–341 . doi: 10.1016/S0169-555X(01)00094-0

Özgül, N., 1973. Torosların bazı temel jeoloji özellikleri. Türkiye Jeol Kurumu Bülteni 19–1:65–78

Schmidt, G., 1961. Adana Petrol Bölgesinin Stratigrafik Nomenklatürü. Pet Der Yay 6:47–63

Şenol, M., Şahin, Ş., Duman, T.Y., Albayrak, Ş., Akça, İ. ve Taşkın Ş., 1998. Adana-Mersin Dolayının Jeoloji Etüd Raporu (1/100.000 ölçekli Mersin O33 Paftası).

Taga, H., Turkmen S., Kacka, N., 2015. Assessment of stability problems at southern engineered slopes along Mersin-Tarsus Motorway in Turkey. Bull Eng Geol Environ 74:379–391 . doi: 10.1007/s10064-014-0636-2

Tucker, M.E., 2001. Sedimentary petrology : an introduction to the origin of sedimentary rocks. Blackwell Science

TUİK, 2019. Adrese dayalı Nüfus Kayıt Sistemi Sonuçları. https://biruni.tuik.gov.tr/medas/?kn=95&locale=tr (Erişim 12 Haziran 2019).

Tutkun, S.Z., 1984. Saimbeyli (Adana) yöresinin stratigrafisi. Cumhur Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Derg 1–1:31–40

Ünver, V. ve Hündal, T., 2018. Tarsus-Çamlıyayla (Mersin) Yolu KM:11+640 - 12+080'daki Kütle Hareketinin Değerlendirilmesi. Mersin Üniversitesi

Varnes, D.J., 1978. Slope movement types and processes In: Schuster RL, Krizek RJ (eds) Landslides: analysis and control. Washington, DC

Wright, V.P. ve Tucker, M.E., 1991. Calcretes. Blackwell Scientific Publications, Oxford

Yalçın, N. M. and Görür, N., 1984. Sedimentolojical evolution of the Adana Basin. InTekeli O Göncüoğlu, C Proc Int Symp Geol Taurus Belt 165–172

Yetiş, C., Demirkol, C. ve Kerey, E. 1986. Adana Havzası Kuzgun Formasyonunun (Üst Miyosen) Fasiyes ve Ortamsal Nitelikleri. Türkiye Jeol Kurumu Bülteni 29:81–96

Yetiş, C. ve Demirkol, C. 1984. Adana Baseni Kuzey-kuzeybatı Kesiminin Temel Stratigrafisine İlişkin Nazı Gözlemler. Türkiye Jeol Kurumu Bilim ve Tek Kurult 59–61

Zaruma, Q. and Mencul, V., 1969. Landslides and their control. Elsevier, Amsterdam

Zêzere, J.L., Ferreira, A.B., Rodrigues, M.L., 1999. Landslides in the North of Lisbon Region (Portugal): Conditioning and triggering factors. Phys Chem Earth, Part A Solid Earth Geod 24:925–934 . doi: 10.1016/S1464-1895(99)00137-4

Kıbrıs-Güzelyurt Çamlıbel Formasyonu Yamaç Duraysızlığının İncelenmesi

Investigation of Slope Instabilities at Çamlıbel Formation: Kıbrıs-Güzelyurt

Mahmut MUTLUTÜRK[1,*] Halil KUMSAR[2]

[1]*Süleyman Demirel Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Isparta*
[2]*Pamukkale Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Denizli*
*(*mahmutmutluturk@sdu.edu.tr)*

ÖZ: Kıbrıs kuzeybatısında ve Kuzey Kıbrıs Türk Cumhuriyeti sınırları içinde kalan Çamlıbel bölgesi, marn, kumtaşı ve kiltaşlarından oluşan Meserya Grubu olarak adlandırılan jeolojik birim içinde kalır. Meserya grubu tabanında gözlenen kumtaşı arakatmanlı, karbonatlı siltli killer Çamlıbel Formasyonunu oluşturmaktadır. Doğu-batı uzanımlı bir faylanma nedeni ile Çamlıbel Formasyonu tabandan yükselmiş ve kuzeye eğimli yaklaşık 200 m yüksekliğinde dik yamaçlar oluşturmuştur. İçindeki karbonat içeriğine bağlı olarak marn olarak tanımlanan, su içeriğine bağlı olarak zemin davranışı gösteren bu formasyonda yamaç eğimin de bağlı olarak Lefkoşa-Çamlıbel-Girne karayolu boyunca pek çok duraysızlıklar gözlenmektedir. Bu çalışma kapsamında, Kıbrıs Güzelyurt bölgesinde, Çamlıbel Formasyonunda kayma yüzeyinin yamaç yüzeyinden 1.5-2 m derinliğe kadar geliştiği bir duraysız yamacın stabilite analizleri yapılmıştır. Bu kapsamda duraysızlaşan yamaç kütlesi SLOPAC programı kullanılarak limit denge yöntemleri ile yamaç kütlesinin farklı gözenek suyu basıncı katsayılarında değişen duraylılığı incelenmiştir. Sonuç olarak, duraysızlığın formasyonun uzun süreli, ıslanma-kuruma döngüsüne de bağlı olarak gelişen bozunma nedeni ile kohezyonunun düşmesinin yamaç duraysızlığına neden olduğu anlaşmıştır.

Anahtar Kelimeler: Çamlıbel Formasyonu, Kıbrıs-Güzelyurt, yamaç duraysızlığı

ABSTRACT: *The Çamlıbel region, which is located in the northwest of Cyprus and within the borders of the Turkish Republic of Northern Cyprus, remains in the geological unit called the Meserian group consisting of Marn, sandstone and claystones. According to an east-west faulting, the Çamlıbel formation has risen from the base and formed steep slopes of approximately 200 m high, inclined north. According to the contents of the carbonate, formation is defined as marl. Along the Nicosia-Çamlıbel-Kyrenia highway it can be seen many solope movement, depending on the water content. In this study, stability analysis of a instability slope of the Çamlıbel formation to a depth of 1.5-2 m were carried out in the Cyprus Guzelyurt region. For this purpose, the stability of the slope mass by using the SLOPAC program is examined by the limit equilibrium methods and the varying stability of the slope mass in different pore water pressure coefficient. As a result, the decrease of cohesions due to the deterioration caused by decay due to the long-term, wetting-drying cycle of the formation of instability has agreed to lead to slope instabilities.*

Keywords: *Çamlıbel Formation, Cyprus-Güzelyurt, slope instabilitiy*

1. GİRİŞ

Kuzey Kıbrıs Türk Cumhuriyeti Su Temini Projesi ile DSİ oldukça geniş kapsamlı bir proje başlatmıştır. Bu proje kapsamında KKTC Güzelyurt-Meserya Ovaları Sulaması ile ilgili inşaat çalışmaları da başlamış ve halen devam etmektedir. İnşaatı devam eden proje ile ilgili bazı verilerin de kullanıldığı inceleme alanı, Kuzey Kıbrıs Türk Cumhuriyeti kuzeybatısında, Çamlıbel yerleşim biriminin kuzeybatısında yer alır. Lefkoşa Güzelyurt bağlantısını sağlayan karayolu batısında gözlenen, çoğunluğu kil, karbonatlı kil ve marnlardan oluşan, Çamlıbel Formasyonu olarak bilinen birim yaklaşık doğu-batı yönlü bir eksen boyunca uzanmaktadır. Bu formasyonun yüksek eğimli yamaçlarında, karayolu üzerinde bazı akma ve krip benzeri hareketler yaygın bir şekilde gözlenmektedir.

Kıbrıs jeolojisi içinde Tersiyer, Değirmenlik ve Meserya Grubuna ait formasyonlarla temsil edilirler. Bu formasyonlar içinde yer alan kil ve killi birimler özellikle şişme potansiyelleri ve kütle hareketlerinin

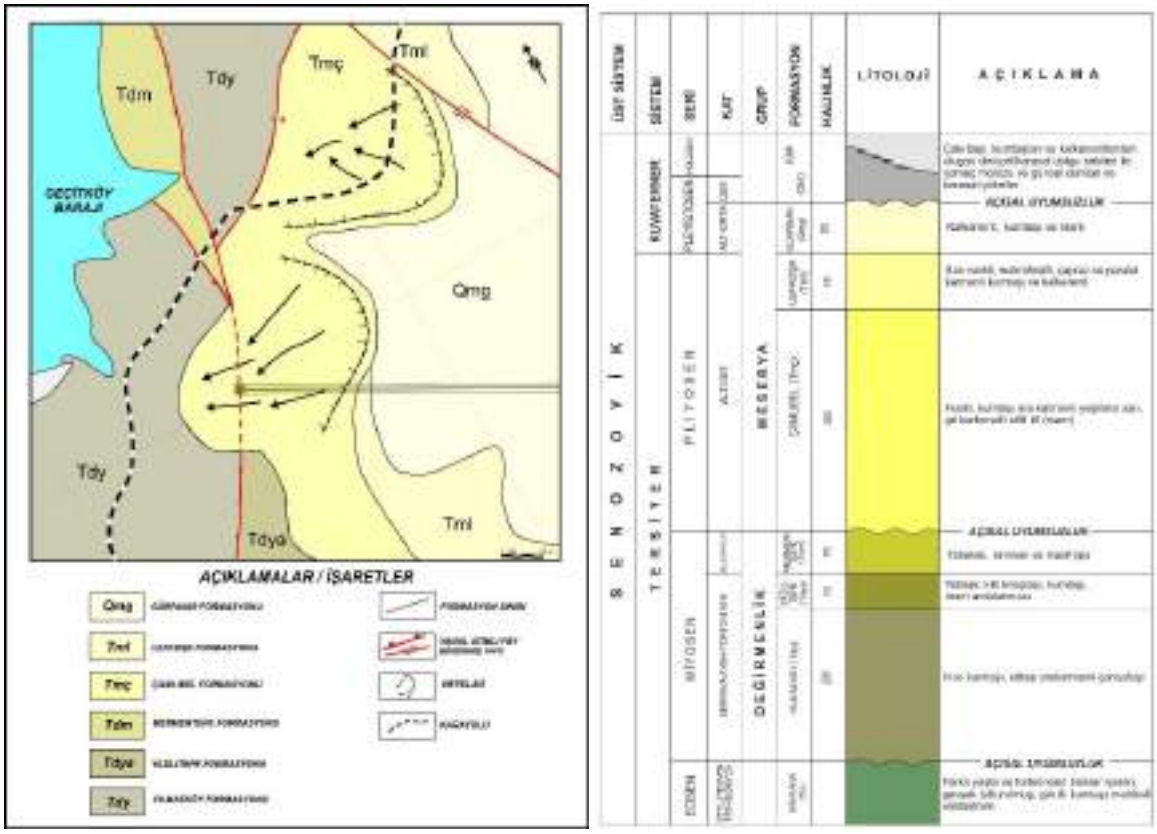
sık bir şekilde gözlenmesi nedeniyle değişik çalışmalarda ele alınmıştır. Atalar (2003), Değirmenlik Grubunun Girne dağlarının kuzey ve güney yamaçları boyunca doğu-batı yönde uzandığını, değişik plastisite özelliklerine sahip killi birimlerin bulunduğunu belirtmektedir. Atalar ve Das (2004), Çamlıbel Heyelan alanı zeminlerinin plastisite özellikleri adlı çalışmasında, birimin yüksek eğimli yamaçlarında killi zeminlerin kendi ağırlıkları ile yamaç aşağı hareket ettiklerini, hareketin yağış ve insan faaliyetleri gibi pek çok nedeni olduğunu söylemişlerdir. Özellikle 2000-2004 yılları arasında yağışların arttığını, buna bağlı olarak yamaçlarda kayma, akma ve yollarda yarılma, çatlamaların gözlendiğini, yol boyunca küçük heyelanlar meydana geldiğini belirtmişlerdir. Atalar (2013), Kıbrıs killerinin kökeni ve özellikleri adlı çalışmasında, Çamlıbel Formasyonunu içinde orta-yüksek şişme potansiyeline sahip killerin olduğunu söylemiştir.

Bu çalışma kapsamında, Çamlıbel Formasyonu içinde gelişmiş kayma yüzeyinin yamaç yüzeyinden 1.5-2m derinliğe kadar geliştiği bir yamacın duraylılık analizleri yapılmıştır. KKTC Güzelyurt-Meserya Ovaları Sulaması projesi kapsamında yapılan sondaj ve laboratuvar sonuçları ile arazi gözlemlerinin kullanılarak duraysızlaşan yamaç kütlesi incelenmiştir. Yapılan çalışmada SLOPAC programı kullanılarak limit denge yöntemleri ile yamaç kütlesinin farklı gözenek suyu basıncı katsayılarında değişen duraylılığı incelenmiştir.

Şekil 1. Çalışma alanını konumunu gösterir harita (Google Earth).

2. BÖLGESEL JEOLOJİ

Çalışma alanında temelde Kantara Formasyonu (Tk) yer alır. Formasyon, kaba kumtaşı ve kötü boylanmalı çakıltaşlarından oluşan bir matriks içinde değişik yaş ve kökende kayaçlardan oluşan bloklar içeren olistostromal bir birimdir (Hakyemez ve diğ, 2002). Kantara formasyonunu, Yılmazköy Formasyonu (Tdy), Yazılıtepe Formasyonu (Tdya) ile Mermertepe Formasyonundan (Tdm) oluşan Değirmenlik Grubu açısal uyumsuzlukla örter. Meserya Grubu, Çamlıbel Formasyonu (Tmç), Lefkoşa Formasyonu (Tml) ve Gürpınar Formasyonundan (Qmg) oluşur, Değirmenlik Grubunu açısal uyumsuzlukla örter. Alüvyon, yamaç molozu ve güncel karasal-denizel çökellerden oluşan Kuvaterner birimler bütün birimlerin üzerinde uyumsuz bir şekilde gelir (Şekil 2).



Şekil 2. İnceleme alanının Jeoloji Haritası ve Stratigrafi Sütun Kesiti (GEOMA, 2018).

3. MÜHENDİSLİK JEOLOJİSİ

İnceleme alanında, "KKTC Güzelyurt ve Maserya Ovası Sulaması İletim Yapıları İnşaatı" kapsamında araştırma çalışmaları yapılmış ve inşaat çalışmaları devam etmektedir. Proje kapsamında yamaç duraysızlığı görülen alanda 3 adet temel sondaj, 2 adet araştırma çukuru açılmış, bu çalışmalar ile alınan örselenmiş-örselenememiş numunelerden laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Bu çalışmada Çamlıbel Formasyonuna ait sondaj ve laboratuvar verileri yardımı ile, formasyonun duraylılığı SLOPAC programı kullanılarak limit denge yöntemleri ile incelenmiştir.

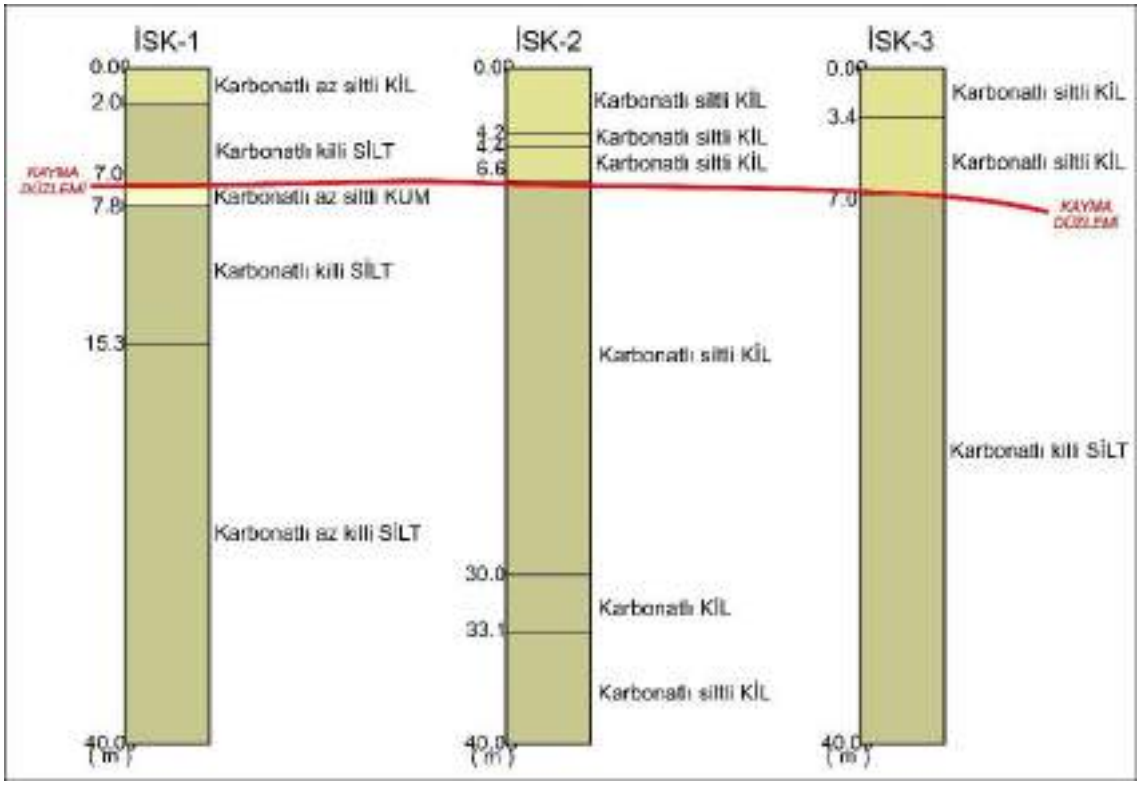
3.1. Çamlıbel Formasyonundan Yapılan Sondaj Çalışmaları

Çamlıbel Formasyonunda yüzeyde görülen duraysızlıkların incelenmesi amacı ile 3 adet temel sondaj yapılmıştır. 40'ar metre derinliğinde olan bu sondaj kuyularında zemin tanımlamaları yapılarak, muhtemel hareket yüzeyleri belirlenmiştir (Şekil 3). Sondajlarda, arazide gözle yapılan tanımlamalar ile laboratuvar tanımlamaları birlikte kullanılmıştır. Kayma düzlemi olarak tanımlanan seviyeler temel zeminde muhtemel hareket görülen seviyelerdir.

3.2. Çamlıbel Formasyonunun Mühendislik Özellikleri

Çamlıbel Formasyonu, sarımsı kahverengi, yeşilimsi, yeşilimsi sarı renklerde, fisürlü, ince-orta kalın tabakalı, süreksizlik düzlemleri limonit boyamalı, yer yer bol fosilli, 10 cm'yi bulan ince kum düzeylerinin de içinde yer aldığı, konsolide, karbonatlı siltli kil ve killi siltlerden oluşmaktadır. Birim içindeki %16-30 oranlarındaki karbonat içeriğinden dolayı marn olarak tanımlanmaktadır (Atalar, 2004). Ayrıca birim içinde sondajlar sırasında ince siyah organik seviyeler ile kömür bantları gözlenmiştir.

Birimden temel sondajlar yardımı ile alınan örselenmiş ve örselenmemiş numunelerden yapılan laboratuvar deney sonuçları Çizelge 1'de verilmiştir.



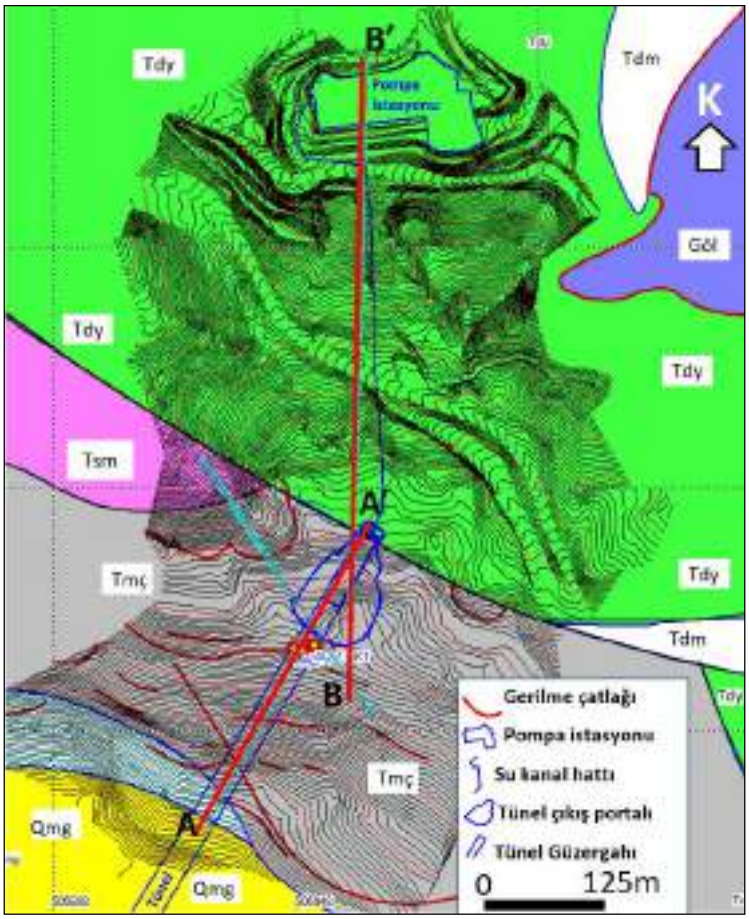
Şekil 3. Duraysızlık Gözlenen Alanda Yapılan Sondajlar (GEOMA, 2018).

Çizelge 1. Çamlıbel Formasyonuna ait deneysel çalışma sonuçları (GEOMA, 2018).

Deney	En büyük	En küçük	Ortalama
Doğal su içeriği, (%)	33	11	27
Çakıl, (%)	0	0	0
Silt ve kil, (%)	100	54	96
Likit limit, (%)	95	52	63
Plastik limit, (%)	31	18	28
Plastisite indisi, (%)	64	19	36
Doğal birim hacim ağırlık, (kN/m^3)	19.85	17.69	19.03
Serbest basınç dayanımı, (kPa)	1.934	1.934	1.934
Üç eksenli sıkışma, c_{uu}, (kPa)	117.68	88.26	-
Üç eksenli sıkışma, ϕ_{uu}, (-)	6	1	-
Direk Kesme, c', (kPa)	341.27	82.38	-
Direk Kesme, ϕ', (^{o})	15	2	-
Direk Kesme, c_r, (kPa)	345.19	44.13	-
Direk Kesme, ϕ_r, (^{o})	4	2	-
Zemin sınıfı, USCS		CH	

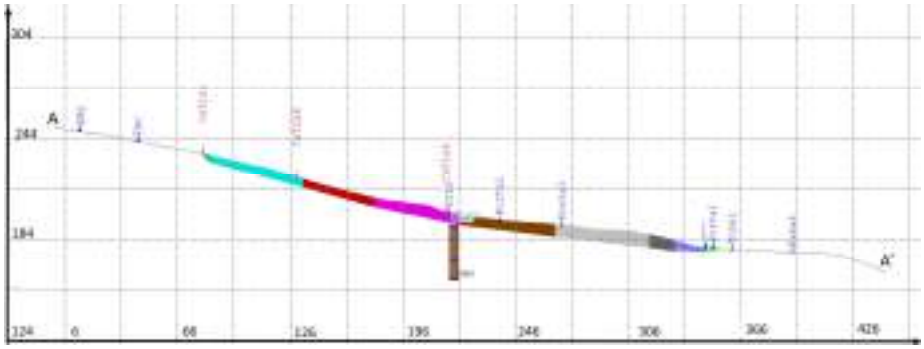
3.3. Çamlıbel Formasyonu Duraylılık Analizi

Yamaç duraysızlığının nedenlerinin incelenmesi için proje sahasında 3 adet sondaj çalışması yapılmıştır. Bu sondajlardan karotlar alınmış ve birimlerin jeomekanik özellikleri belirlenmiştir. Duraylılık analizleri kapsamında arazinin jeoloji haritası, arazide gözlenen gerilme çatlakları, tektonik hatlar, topoğrafik harita ve mühendislik projesi sayısal ortamda SLOPAC programına aktarılmıştır (Şekil 4). Aynı programda A-A' ve B-B' yönlerinde topoğrafik kesitler alınmış, jeolojik birimlerin sınırları, tektonik yapılar, mühendislik projesi kesişim yerleri ve jeoteknik sondajlar işlenmiştir.



Şekil 4. Proje sahasının jeolojik ve topoğrafik karitaları üzerindeki kesit izlerinin SLOPAC programındaki görünümü (Jeolojik birimler Şekil 2'de açıklanmıştır).

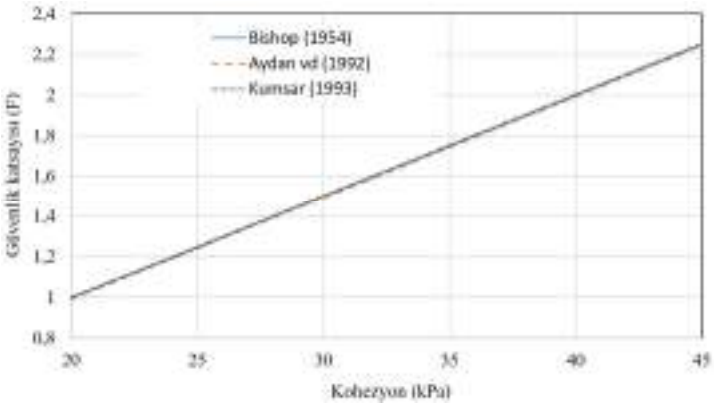
A–A' kesiti, proje alanının güney batısında olup, tünel güzergahı doğrultusunda, GB-KD yönünde alınmıştır ve tünelin çıkış portal alanından sonlanmaktadır (Şekil 5). Jeoteknik sondaj verilerinde ISK1 sondajında 7m derinlikte kayma yüzeyi rastlanmıştır. Alınan kesit üzerinde zemin yüzeyinden 7m derinliğe kadar olan bozunma yüzeyi içinde kayma yüzeyi tanımlanmış ve bu kütlesin duraylılık analizleri üç ayrı limit denge yöntemi ile (Bishop, 1954,; Aydan vd. 1992; Kumsar, 1993) bozunmuş zeminin içsel sürtünme açısı (ϕ) = 2°, gözenek suyu basıncı = 0, zeminin farklı kohezyon değerleri için yapılmış ve Şekil 6'da verilmiştir.



Şekil 5. A-A' kesiti tanımlanan kayma yüzeyi, sondaj logu, jeolojik ve proje yapıları kesişme yerleri.

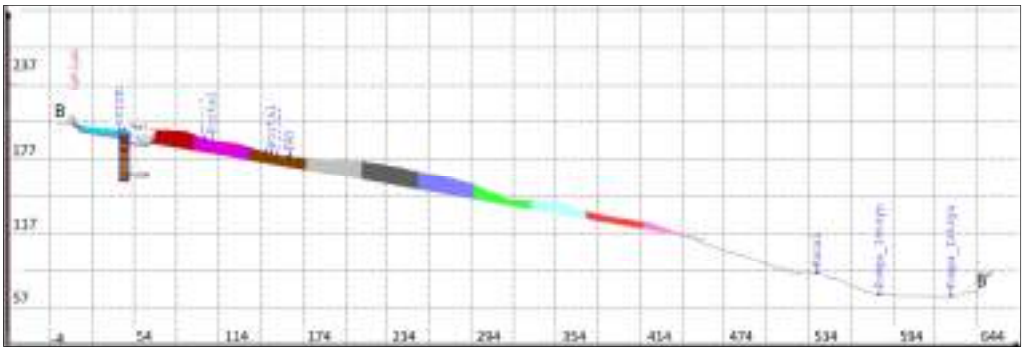
Kayan kütlenin güvenlik katsayısı Çizelge 1'de verilen artık dayanım değerlerinde 2.24 olup yamaç duraylıdır. Yamaç kütlesinin artık içsel sürtünme açısının (ϕ_r) 2° olmasından dolayı, yamaç yüzeyindeki bozunmuş zemin içinde gözenek suyu basıncının artması, yamacın duraylılığında önemli bir azalmaya

neden olmamaktadır. Ancak, yamaç yüzeyindeki zeminin ıslanma ve kuruma ile artık kohezyon (c_r) değeri 20 kPa değerine indiğinde güvenlik katsayısı (F) 1 değerine inmekte ve kayma meydana gelmektedir (Şekil 6).



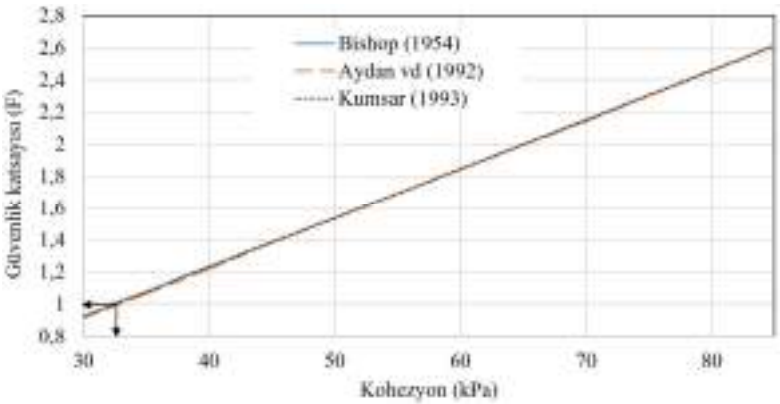
Şekil 6. A-A' kesiti yamaç kütlesinin duraylılığının artık kohezyonun farklı değerlerine göre değişimi.

B-B' noktaları arasında alınan topoğrafik kesit üzerinde tanımlanan yamaç kütlesinin (Şekil 7) duraylılık analizleri, ϕ_r= 2° ve r_u = 0 değerleri kullanılarak kohezyonun (c) farklı değerleri için hesaplanmıştır.



Şekil 7. B-B' kesiti tanımlanan kayma yüzeyi, sondaj logu, jeolojik ve proje yapıları kesişme yerleri.

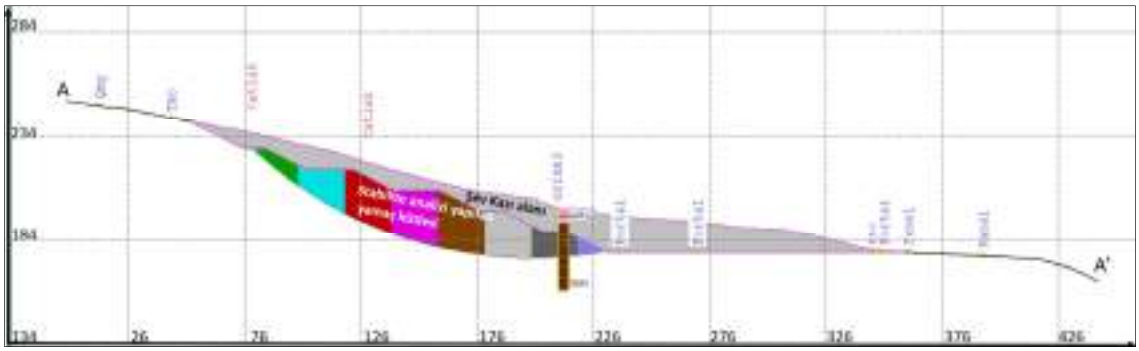
Kohezyon değerinin 30-80 kPa arasında değişmesi durumunda kayma yüzeyi üzerindeki yamaç kütlesinin güğvenli katsayısı 0.922 ile 2.61 arasında değişmektedir. Yamaç kütlesinin kayma anındaki (F=1) kohezyon değeri 32 kPa olup, c_r =44 kPa değerindeki F değeri ise 1.37'dir. Dolayısıyla yamaç kütlesi zeminin artık kohezyon dayanımında bile duraylıdır. Bu da göstermektedir ki, yamaç yüzeyinden itibaren 5-7m arasında değişen derinliklerde ıslanma ve kuruma ile döngüsü sonucu bozunma meydana gelmiş ve bunun sonucunda zeminin kohezyon değeri önemli miktarda azalmış ve yamaç duraysızlaşmıştır (Şekil 8).



Şekil 8. B-B' kesiti yamaç kütlesinin duraylılığının artık kohezyonun farklı değerlerine göre değişimi.

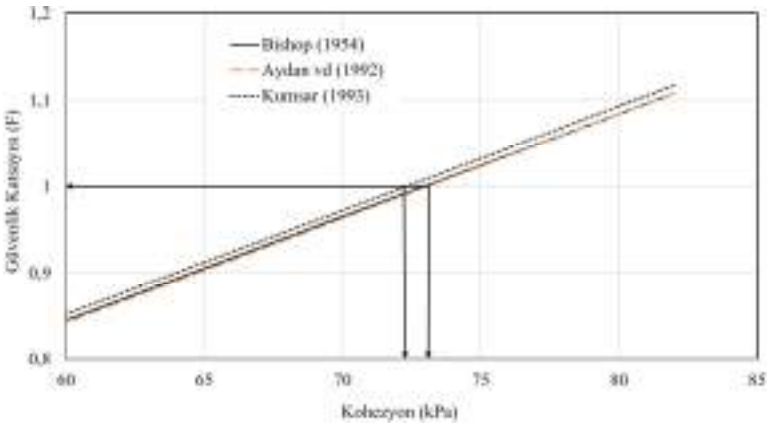
3.4. Tünel Çıkış Portal Alanında Şev Düzenlemesi ve Duraylılık Analizi

Tünelin çıkış portalında yapılacak şev düzenlemesi sonucu ana zemin içerisinde duraysızlık meydana gelme ihtimalinin incelenmesi için, A-A' kesitinde şev yatırma uygulaması SLOPAC programında yapılmıştır. Yamaç kazısında şev açısı 30° ve yamaçtaki basamak genişlikleri 5m ile 10m arasında alınmış ve kazı sonucu kesit üzerindeki kazılacak alan 2799 m^2 olarak hesaplanmıştır. Yamacın topuğunda ise 140m uzunluğunda bir düzlük oluşturulmuştur (Şekil 9).



Şekil 9. A-A' kesiti yapılan şev düzenlemesi uygulaması, kazılan alan ve kayma yüzeyi üzerindeki yamaç kütlesi.

Şev düzenlemesi yapılan yamaç üzerinde dairesel kayma yüzeyi tanımlanmış ve duraylılık analizleri üç ayrı limit denge yöntemi kullanılarak yapılmıştır. Duraylılık analizlerinde ϕ^o, r_u=0, γ_n=198 kN/m^3 alınmıştır. Kohezyon değer, 60 kPa ile 85 kPa arasında değiştirilmiş ve F değeri hesaplanmıştır (Şekil 10). Yamaç zemininin doruk kohezyonu (c_p) 82.38 kPa değerinde dairesel kayma yüzeyi üzerindeki kütlenin güvenlik katsayısı 1.108 olup yamaç duraylıdır. Ancak kayma anı olan F=1 değerine yakındır. Yamaçtaki bozunma sonucu zeminin kohezyonu 73 kPa değerine düştüğünde ise yamaç duraysızlaşmaktadır. Dolayısıyla şev düzenlemesi çalışmalarında zeminin güçlendirilmesi ve duraylılığının artırılması için ilave destek sistemlerinin uygulanması gerekmektedir.



Şekil 10. A-A' kesiti şev düzenlemesi sonrası yamaç kütlesinin duraylılığının farklı kohezyon değerlerine göre değişimi.

4. SONUÇLAR

Proje sahasındaki düşük eğilimli arazide karbonatlı killi silt ve siltli kil birimi içerisinde zemin yüzeyinden 3.5m ile 7.7m derinliklerde kayma yüzeyleri gelişmiş ve yaklaşık uzunluğu 320m olan yamaç duraysızlıkları meydana gelmiştir.

Yapılan duraylılık analizlerinde, yamaç yüzeyindeki zeminin ıslanma ve kuruma olgusunun tekrarlanması sonucunda yüzeyden 7.7m derinliğine kadar olan kesimde uzun süreli bozunma olgusunun

meydana geldiği ve bozunmuş zeminin kohezyon değerinin 20 kPa'la kadar düştüğü ve bu değerde B-B' kesitinde yamacın duraysızlaştığı belirlenmiştir. A-A' kesitinde kohezyon 32 kPa'la indiğinde yamaç duraysızlaşmaktadır.

Mühendislik proje alanında su tüneli ve su kanal inşaatı olmasından dolayı şev kazıları yapılması gerekmektedir. Bu amaçla tünel çıkış portalında öngörülen şev kazısı sonucu oluşan yamaç kesiti üzerindeki kayma kütlesi, zeminin kohezyonu 73 kPa değerine düştüğünde kaymaktadır. Bu da göstermektedir ki, düşük eğimli yamaçlarda zemin yüzeyinden sığ derinliklerde uzun süreli yamaç akması ve yüksek eğimli yamaçlarda ise dairesel kaymalar meydana gelmektedir.

Mühendislik projeleri için yapılacak kazı şevlerinin ilave mühendislik destek sistemleri ile güçlendirilmesi gerekmektedir.

5. KATKI BELİRTME

Bu çalışma, Kuzey Kıbrıs Türk Cumhuriyeti Su Temini Projesi kapsamında Güzelyurt-Meserya Ovaları Sulaması ile ilgili yapılan bazı verilerin de kullanılarak yapılmıştır. Yazarlar MAKYOL İnşaat Sanayi Turizm ve Ticaret AŞ ve GEOMA Yerbilimleri Araştırma Mühendislik ve Danışmanlık Ltd. Şirketine, saha çalışmalarında katkısı olan Jeo. Yük. Müh. Dr. Serdar Oran'a teşekkür ederler.

6. KAYNAKLAR

Atalar, C., 2003. Swelling Potential of Expansive Soils in North Cyprus. Proceedings of the International Conference on New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Lefkoşa, NORTH CYPRUS, Vol.2, pp.139.

Atalar, C., Das, B., 2004. Çamlıbel Heyelan Alanı Zeminlerinin Plastisite Özellikleri. Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onuncu Ulusal Kongresi, 16-17 Eylül 2004, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.

Aydan, Ö., Shimizu, Y., Kawamoto, T., 1992. The stability of slopes against combined shearing and sliding failures and their stabilization. Asian Regional Symposium on Rock Slopes, Oxford & IBH Publ., New Delhi, pp 1105-1117.

Bishop, A.W., 1954. The use of slip circle in the stability analysis of slopes. Geotechnique, Vol 5,pp 7-17.

GEOMA, 2018. KKTC Güzelyurt ve Meserya Ovası Sulaması İletim Yapıları İnşaatı, Mühendislik Jeolojisi Değerlendirme Raporu.

Kumsar, H. 1993. Mine Slope Stability Assessment by Using Inter-slice Force Transmission Theory, PhD Thesis, Nottingham University, UK., 251 p.

Importance of Geological and Geotechnical Investigations in Hydropower Plant Projects-A Case Study

Jeolojik ve Jeoteknik Araştırmaların Hidroelektrik Santral Projelerindeki Önemi-Bir Vaka Çalışması

Muhammed MAHMUDI[1,*], Semih ÇAKICI[2]

[1]*Ege University, Civil Engineering Department, İzmir, Turkey*
[2]*Ege Temel Sondajcılık San.ve Tic. Ltd.Şti., İzmir, Turkey*
*(*mu.mahmudi@hotmail.com)*

ABSTRACT: Inadequate geological and geotechnical investigation may lead to over-budgeting, schedule overrun, and serious loss of safety. Geological surveys which include adequate assessment and investigation of geological strata are essential for any kind of projects especially for large and most expensive structures like dams and hydropower plants. This paper briefly presents an evaluation of geological investigations and geotechnical evaluations of the Faizabad Hydropower Plant project located in the valley of the Kokcha River, Faizabad, Afganistan. In this project, difference between explorations of feasibility study phase and actual drilling led the project to be delayed for about two and a half years. As a real sample, this study presents the importance of ground investigations in expensive projects and show how the ground condition, bedrock level and soil characteristics can be varied in a small project area.

Keywords: Geological investigation, Geotechnical evaluation, Dam Foundation

ÖZ: *Yetersiz jeolojik ve jeoteknik araştırmalar aşırı bütçe aşımına, iş programının gecikmesine ve ciddi güvenlik kaybına neden olabilir. Jeolojik tabakaların yeterli değerlendirilmesi ve araştırılmasını içeren jeolojik etüdler, her türlü proje ve özellikle barajlar ve hidroelektrik santralleri gibi büyük ve yüksek bütçeli yapılar için gereklidir. Bu bildiride, Afganistan, Kokcha Nehri vadisinde bulunan Faizabad Hidroelektrik Santrali projesinin jeolojik incelemeleri ve jeoteknik değerlendirmeleri kısaca sunulmaktadır. Bu projede, fizibilite aşaması keşifleri ile fiili sondaj arasındaki fark, projenin yaklaşık iki buçuk yıl ertelenmesine neden olmuştur. Gerçek bir örnek olarak, bu çalışma pahalı projelerde zemin araştırmalarının önemini ortaya koymakta ve zemin koşullarının, temel kayaç seviyesinin ve zemin özelliklerinin küçük bir proje alanında nasıl değiştiğini göstermektedir.*

Anahtar Kelimeler: *Jeolojik araştırma, Jeoteknik değerlendirme, Baraj temeli*

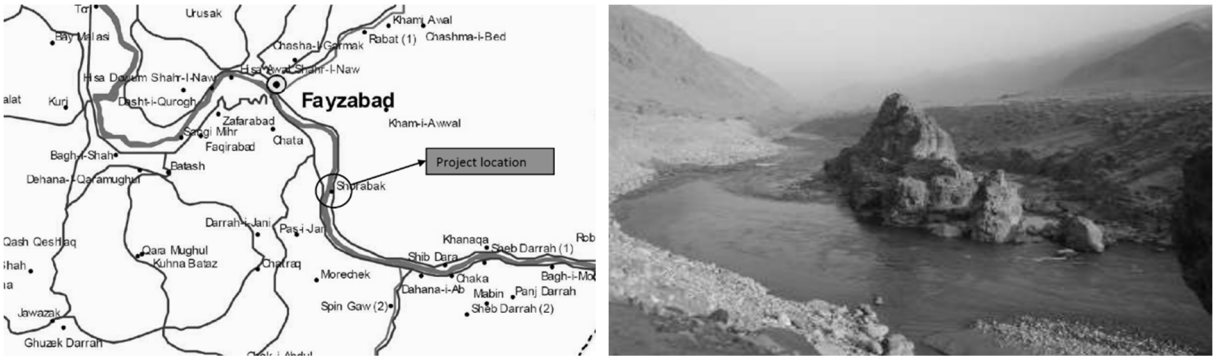
1. INTRODUCTION

The purpose of site investigations for any project is provide the information on the geology and geotechnical properties that designers require in order to design a safe and economical structure. Inadequate geological and geotechnical investigation may lead to over-budgeting, schedule overrun, and serious loss of safety. Therefore, geological surveys are essential for any kind of project especially for large and most expensive structures like a dams and hydropower plants an adequate assessment and the closest investigation is required. This paper briefly presents a review of an evaluation of overall results of the geological / geotechnical investigations of Faizabad Hydropower Plant project. The basement of the project area consists of a massive, coarse grained granite of early Triassic age. Therefore, according to the exploration results of the feasibility studies led to a dam design based on a possible rock foundation. The assumption that sound rock is to be found within 5 m below the ground surface resulting from the feasibility study could not be confirmed neither on the terrace plain nor in the river beds by the results of the drilling during the project construction. The difference between explorations of feasibility study phase and actual drilling was revealed after 4 months of the start of the project. The deviation of the findings during drilling from the design basis data necessitated the project to be redesigned which triggered the need for more ground investigations and consequently it led the project to be delayed for about two and a half years. Beside that, generally three possible solutions could be devised as a redesigned project: 1. Keeping the design and improving the ground to "rock" in ground sections where

necessary. 2. Shifting the structure to the right bank side while placing the essential parts of the structure which are most sensible to settlements or differential settlements on outcropping or near-surface bedrock. 3. A hybrid solution that combines the above two solutions.

2. SITE LOCATION AND PROJECT SYNOPSIS

Faizabad Hydroelectric Power Plant Project is a run-off river type hydroelectric project located on Kokcha River, upstream of Faizabad city, which the capital city of Badakhshan Province in Afghanistan (Figure 1a). This project includes the necessary construction works to provide sustainable energy contribution for Afghanistan by using the potential water resource. It comprises a concrete dam built across the Kokcha River to create about 11m gross head.



(a) (b)

Figure 1. (a) Project location and (b) foundation area of HEPP Faizabad.

According to the design, around 3 x 2.54 MW = 7.62 MW electrical power will be produced from the hydropower plant. As seen in Figure 2, the project is composed of following structures, from left bank to right bank: Left bank gravity wall, Ogee crested uncontrolled spillway with bridge, Bottom outlet with 3 openings (equipped with three vertical slice gates and stoplogs), Water intake structure and powerhouse (3 separate intakes), Right bank gravity wall.

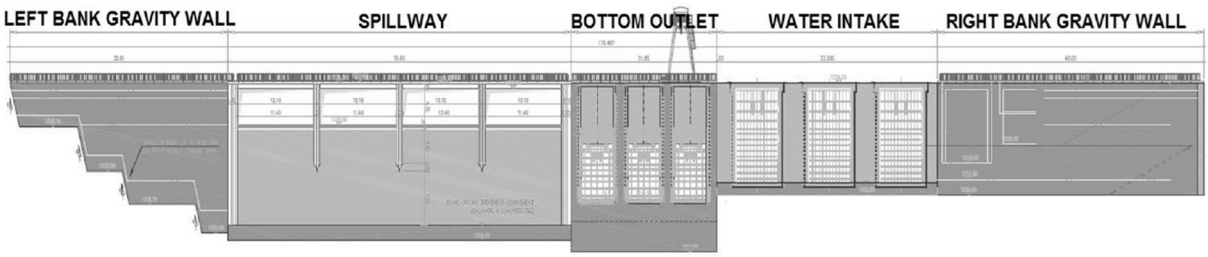


Figure 2. Main structures section on dam axis.

3. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL INVESTIGATIONS

In order to determine the required soil and rock properties and sound rock line that are necessary for design of the Hydropower Plant project geological and geotechnical investigation were performed in two main campaign.

Campaign 1; This Campaign can be even further sub divided as Phase 1 and Phase 2. As a result of the two drilling phases, a total of 15 boreholes with total of 298 (174 m core drilling) meters are drilled. Ground water piezometers are not installed in the boreholes of this campaign.

Campaign 2; Supplementing the first drilling campaign of 2015 a second campaign is started in 2016 with two priorities:

- Fixing the rock surface in the area of the right terrace plain, especially in the potential foundation area of a power plant re-design, and

- Clarifying dubious permeability testing results in rock and soil of the first drilling campaign.

After executing 21 boreholes with 252.54 m cored meters (107.08 m soil, 145.46 m rock) the drilling campaign is terminated end of May. In eight of the 21 boreholes ground water piezometers are installed. Locations of all the boreholes are shown in Figure 3.

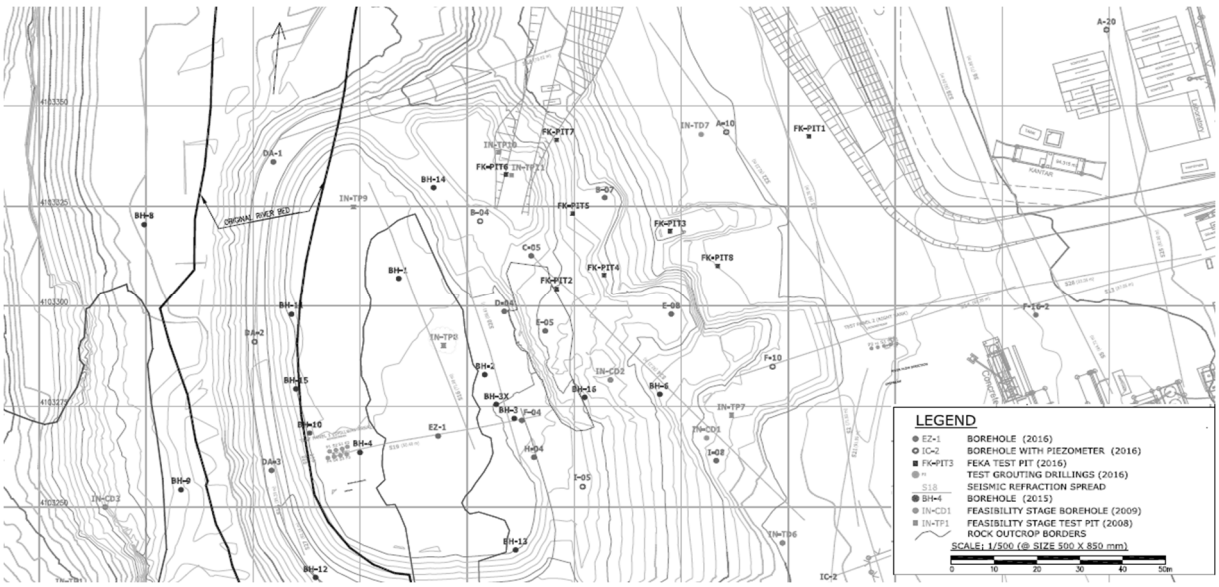


Figure 3. Boreholes locations of hydropower plant project.

4. MORPHOLOGY AND GENERAL GEOLOGICAL SETTING

4.1. Morphology

The Faizabad Hydropower Plant is located across the Kokcha River, some 8 km east of the town of Faizabad, Badakshan Province where the river is divided into two channels by a rock island (Figure 1b). Flowing into northern direction the 'Main Channel' is positioned west of this island while the smaller 'Eastern Channel' is obviously only used during the high flood seasons. From the west bank of Main Channel, the terrain is steeply rising up to several hundred meters above the river level. The ground level in dam axis is about 1220 m asl. The summit of rock island, dividing the river in two channels, shows an elevation of nearly 1240 m asl. From the eastern bank the slope rises up to 20 meters to an elevation of 1240 m asl on the terrace plain. This terrace plain is only slowly rising on a distance of about 300 m to the toe of steep rock slope, again rising up to several hundred meters, but not as high as the western slope of the Kokcha Valley. The elevation of terrace plain in the project area is between 1240 and 1247 m asl. The terrace slope shows an overall inclination of i = 0.40 (slope angle of $\beta = 22^{o}$).

4.2. Geology

Geological Development; For several million years the Faizabad area was subject of rapid tectonical uplift with uplift rates exceeding by far the sedimentation rates of the Kokcha River. Thus, no sediments were deposited during this time. During the last ice age heavy physical weathering started. The weathering products were transported by the high volume of melting water leading to a sedimentation rate above the uplift rate so that thick Pleistocene coarse grained river sediments were deposited. With the end of the ice age weathering and transportation capacity decreased so that the river now is caving-in in its own sediments up to date depositing Holocene fluvial sediments in the river bed, covering the poorly graded Pleistocene glaciofluvial sands.

Soils and Rocks; The basement of the project area consists of a massive, coarse grained granite of early Triassic age. This rock type is mainly composed of feldspar and quartz with some additional biotite and muscovite and ore components. The color of this rock - given by the color of the feldspar component -

is light gray. This solid rock basement is covered by Pleistocene coarse grained gravel containing cobbles and boulders as well as layers of sand and silty sand. These terrace sediments of the Pleistocene Kokcha River form a broad plain between the steep granite rock slopes of the eastern and western border of the valley. During this period poorly graded sands and silty sands are deposited as glaciofluvial sands in the flow channels, covered by the following alluvial sediments:

Holocene fluvial deposits are restricted to the flow channel of the actual Kokcha River forming finer grained gravel with intercalations of the sands and silts. The surface of the terrace plain is covered by a thin sheet of the fine grained talus (silty and gravelly sands) with increasing thickness and grain size toward the toe of the rock slopes. Colluvial fans of fine grain sized material have formed a sort of delta deposits, where larger contributory valleys open into the Kokcha River Valley.

Rock System; The bedrock is formed by a granite intrusive body of Triassic age deeply eroded by the uplift tendency of the region. According to the petrographic analysis in thin sections it is a coarse grained granite consisting mainly of quartz, feldspar, garnet, mica, and hornblende. It shows a massive structure without voids or matrix. The rock mass as a whole also shows a massive, blocky appearance with widely spaced, irregularly orientated joint planes (Figure 4).

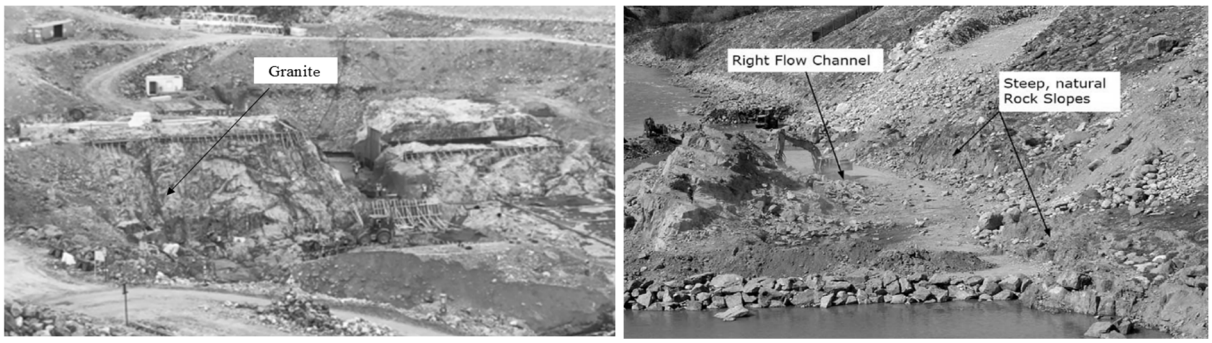


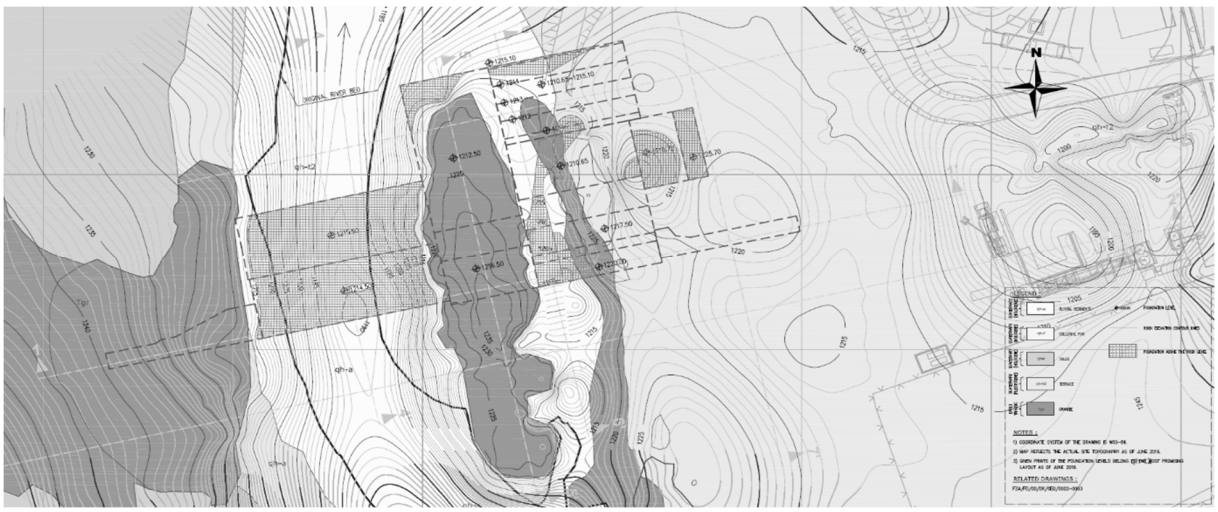
Figure 4. The bedrock mass at the foundation area.

Groundwater; The ground water situation at site is realized with installing eight ground water piezometers during the second drilling campaign. In eight of the 21 boreholes ground water piezometers are installed. A daily monitoring of the ground water levels in the piezometers is performed since the first day of installation of each piezometer. The ground water piezometers installed on the terrace plain follow the river hydrograph in a moderated trend on a higher level showing that there is a hydraulic connection between the river water body and the ground water body. During normal water conditions in the river the difference in height between ground water level and river level amounts to around 2 m, decreasing under high water conditions in the river to less than 1 m. Because of the high permeability of the aquifer there are only little differences in the ground water surface with low ground water flow velocity (short arrows) in direction of the river bed. Approaching the river the ground water is draining out of the aquifer with high velocity (long arrows) into the river.

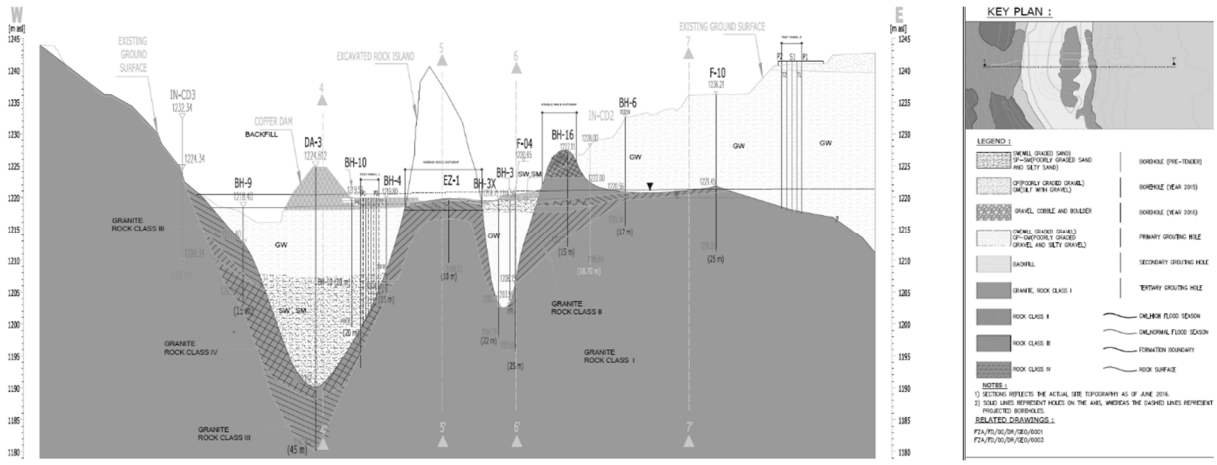
Because of the high permeability of the aquifer there are only little differences in the ground water surface with low ground water flow velocity (short arrows) in direction of the river bed. Approaching the river the ground water is draining out of the aquifer with high velocity (long arrows) into the river.

Geology at the Foundation Area; The engineering geological detail map of foundation area of the plant is given in Figure 5a, based on 20 exploration drillings executed (first campaign=11, second campaign=9), showing that the geological situation at the foundation area is characterized by a highly structured bedrock surface. In the geological detail map of the foundation area are marked with foundation level above rock surface level, based on the digital rock elevation model, which takes into account all elevation information of the bedrock surface (outcrops, drillings, test pits, refraction seismic results). This detail map shows that in the main (western) channel of the Kokcha River the bedrock surface will be positioned more or less completely below the foundation level, in the deepest parts even more than 20 m below that level. Engineering geological cross section in dam axis (Figure 5b) gives

an impression of the situation: The main channel of the Kokcha River forms a deep cut into the granite bedrock with a depth of around 30 m below the ground level. The lower 17 meters of this cut is filled with glaciofluvial sands (SW, SM), while the upper part with a thickness of 10 to 12 m consists of Holocene fluvial sediments (GW) of the Kokcha River. The eastern channel on the eastern side of the former granite island, going down to about 18 m, does not exhibit the glaciofluvial sands of the main channel. It is completely filled with fluvial sediments (GW). Only in the highest parts there are deposits of sands and silty sands (SW, SM) as actual high flood sediments of the Kokcha River, forming a layer of about 2 m thickness. The eastern slope of the eastern channel is constructed of a granite ridge, running in north – south direction, parallel to the granite island. This ridge is culminating in a height of around 1.227 m asl, descending on the east side to a structured rock surface platform of 70 m to 80 m length with elevations between 1.215 and 1.225 m asl. The described granite rock surface in the east of the ridge is completely buried under a 10 to more than 30 m thick layer of Pleistocene terrace sediments (GW), mainly consisting of sandy gravel with cobble and boulders. Within this gravels layers and lenses of sand and silty sand are to be observed. The ground surface of the foundation area between the toe of the western slope of the Kokcha Valley to the slope of the terrace plain in the east is littered with rock fall blocks, showing volumes of up to 10 to 12 m³.



(a)



(b)

Figure 5. (a) Engineering geological map, (b) Engineering geological cross section at dam axis.

4.3 Permeability Test Results

For investigating the permeability situation of the under ground 22 LEFRANC tests are carried out in the overburden and 14 LUGEON tests in the rock section of 10 boreholes during the first drilling

campaign. The 8 LEFRANC tests performed during the second campaign confirmed these findings. In addition, during the second drilling campaign 50 LUGEON tests and 8 LEFRANC tests are performed.

LeFranc Testing; In regard to the Unified Soil Classification System (USCS) more or less three soil type or soil type combinations can be distinguished in testing: SW, GW, and GW + Boulders/Cobbles, thus characterized as coarse grained, cohesionless soils. As a consequence, all LEFRANC tests result in high permeability with Kv-values in an interval between $1.0\times e^{-03}$ and $4.0\times e^{-05}$ m/s.

LUGEON Testing; To overcome the ambiguity in the Lugeon test results 50 strictly supervised Lugeon tests are performed in the bedrock sections of the second drilling campaign. According to the results of the LUGEON test, the permeability varies from very permeable to impermeable.

5. SOIL AND ROCK LABORATORY TESTING AND CLASSIFICATION

5.1. Soil Mechanics Laboratory Testing

Sieve Analysis; For classifying the soil samples, sieve analyses are carried out. It is to be mentioned that the drilled soil samples analyzed are drilled with a maximum bit diameter of 110 mm; therefore, the maximum diameter of the sampled grain size to be tested is inevitably not bigger than 110 mm in diameter. Because of this serious lack of a non-representative sample quantity, the test results have not been used in the project.

Atterberg Limits; In order to determine the plasticity of the soil samples, Atterberg limit tests were performed on the soil samples. As the soils tested are predominantly completely cohesionless, the testing results are meaningless ("no liquid limit", "no plastic limit") and not used in the project.

Direct Shear Strength; For determination of the direct shear strength of soil samples, direct shear tests on soil samples were carried out in the laboratory. All samples tested are coarse grained gravel or cobble except two samples from BH 04 (8 m and 10 m depth). The test results are compiled in the Table 1.

Table 1. Direct shear test results (Soil).

Borehole ID	Depth		USCS	Friction angle ϕ (degree)	Cohesion (kPa)
	from	to			
BH 02	5	6	GW+GM	37.4	0
BH 02	8	9	GW+GM		
BH 06	11	11	GW+GM		
BH 09	4	4	GW+GM		
BH 04	4	5	GM	37.3	0
BH 06	7	7	GM		
BH 09	3	3	GM		
BH 04	4	4	SP+SM	35.3	0.08
BH 04	10	10	SM		
BH 06	4	4	Cobble	38.2	0

Soil Classification Classification for Structural Purposes; For civil engineering purposes the soil exposed in the project area can be classified as follows according to the classifications of the Unified Soil Classification System (USCS), and the systems of the German standards DIN 18 196 (Soil classification for civil engineering purposes and methods for identification of soil groups) and DIN 18 300 (Earthworks) as seen in Table 2.

Table 2. Soil clasification for structural purpose.

Layer	Stratıgraphy classıfıcatıon	Classıfıcatıon accordıng to		
		USCS	DIN 18196	DIN 18300
Fluvial Sediments	Holocene	SM/GM	SU/GU	4-6
Colluvail Fan	Holocene	SM/GM	SU/GU	4-6
Talus Sediments	Holocene	SW/SM	GW/SW/SI	3
Glaciofluviatil Sediments	Pleistocene	SP/SM	SE/SU	3
Terrace Sediments (with Sand)	Pleistocene	GW/SW	GW/SW	3
Terrace Sediments (with Boulders)	Pleistocene	GW/GM	GW/GI	3(6)

5.2. Rock Mechanics Laboratory Testing

The drilled rock cores are sampled and tested in regard to uniaxial and triaxial compressive strength and deformability, shear strength and indirect tensile strength (Brazil and Point Load).

Uniaxial Compressive Strength; For classification and characterization of the intact rock, uniaxial compression tests on selected core samples carried out as strength tests without deformability. 55 uniaxial compression tests are carried out resulting in strength values between 32.5 and 97.1 Mpa with a mean of 63.5 MPa. From experience values between 100 and 250 MPa are to be expected for sound granite.

Triaxial Compressive Strength; Triaxial testing is performed with four confining stress stages of σ_3 = 0 MPa; 3.17 MPa; 9.51 MPa; 15.84 MPa. Altogether 33 tests are utilized with the resulting Mohr circles. By statistical curve fitting using the Levenberg-Marquardt algorithm, a Mohr envelope with the following parameters is found for granite rock elements: Friction angle (degree): 53.8, Cohesion (Mpa): 10.2

Direct Shear Strength; For determining the direct shear strength of rock cores containing planes of weakness as well as intact samples without joints, direct shear tests are carried out in the laboratory on natural and artificially created joints. Each test comprises three normal load stages, and results in the residual shear strength of the joints. Testing apparatus, sample preparation and testing procedure, calculations, and reporting of the results meet the prescriptions given in ISRM 'Suggested Methods for Laboratory Determination of Direct Shear Strength'.

Indirect Tensile Strength (Brazil); For determination of the tensile strength of the intact rock material Brazil tests as indirect tensile strength tests are carried out on selected cores. Altogether 33 Brazil tests are performed on granite rock cores giving indirect strength values between 3.3 MPa and 10.9 MPa with a mean value of 7.0 MPa. Testing apparatus, sample preparation and testing procedure, calculations, and reporting of the results meet the prescriptions of ISRM 'Suggested Methods for Determining Indirect Tensile Strength by the Brazil Test.

Point Load Strength; PL-tests are carried out on rock cores of 12 boreholes of the first drilling campaign. Altogether 54 tests are performed by Geo Diamond in their laboratory resulting in corrected Is(50)-values between 1.7 and 6.1 MPa with a mean value of 3.7 MPa. Bieniawski (1974) gives a statistical relationship between uniaxial compressive strength and axial point load strength for NX Size (Ø=54 mm): $\sigma_c = 24 \times Is$.
Following this relationship with the mean value of 3.7 MPa for $Is_{(50)}$ leads to a uniaxial strength of about σ_c = 89 MPa as a mean value in contrast to the mean of 63.5 MPa resulting from uniaxial compression tests.

Rock Mass Classes; As only one type of rock is encountered (granite), a rock mass classification is set up based on Rock Quality Designation (RQD) and Degree of Weathering of the rock (Table 3).

Evaluating the drilled cores in this regard the distribution of rock classes is estimated for the rock system of the site. This distribution shows that predominantly excellent rock mass conditions are given on the site. As The defined Class V is not met in the drillings, but it cannot be excluded that it will occur in possible fault zones.

Table 3. Rock mass classes – failure criteria.

Rock mass class	RQD %	Weathering degree	GSI	Angle of friction ϕ (dgree)	Cohesion c' (Mpa)	Modulus of deformation D (Mpa)
I (Excellent)	75…100	1…3	95	54	8	11750
II (Good)	50…<75 75…100	1…3 4…5	85	51,5	6,5	11100
III (Fair)	25…<50 50…<75	1…3 4…5	75	49	5,5	9800
IV (Poor)	<25 25…<50	1…3 4…5	55	43,5	4	5000
V (Very Poor)	<25	4…5	35	37,5	3	1350

6. CONCLUSION

In this project, the exploration results of the feasibility studies led to a dam design based on a possible rock foundation. The assumption that sound rock is to be found within 5 m below the ground surface resulting from the feasibility study could not be confirmed neither on the terrace plain nor in the river beds by the results of the drilling during the project construction. As a result of the second drilling phase, it is confirmed that this situation is not only restricted to the river valley itself, but continues under the cover of the terrace sediments on the entire right bank side. The difference between explorations of feasibility study phase and actual drilling was revealed after 4 months of the start of the project. The deviation of the findings during drilling from the design basis data necessitated the project to be redesigned which triggered the need for more ground investigations. It consequently led the project to be delayed for about two and a half years. As a general result, this study presents the importance of ground investigations in hydro structures foundation areas and show how the ground condition, bedrock level and soil characteristics can be varied in a small project area.

7. ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to thank FEKA Construction Industry and Trade Inc. for letting to present this valuable work as a scientifically contribute paper. Also would like to thank Mr. Zafer Demirselcuk, Mr. Erdinc Ozdemir and Mr. Engin Gunindi for warm collaboration and sharing their precious knowledge.

8. REFENECES

Feka Construction Company, 2009. Feasibility Study Faizabad Hydropower Station, Vol. I, II and III.
Feka Construction Company, 2010. Final Design-Civil Works, E+M Faizabad Hydropower Station Vol. I and II.
Feka Construction Company, 2015. Final Rock Mechanical Test Report, Faizabad HPP, Badakhshan Province, Afghanistan.
Feka Construction Company, 2015. Geotechnical Report, Faizabad Hydropower Plant.
Feka Construction Company, 2016. Geological Report on Additional Drilling Works, Faizabad Hydropower Plant, Contractor: Document No: FZA/FD/00/RP/GEO/0004.

Siirt Madenköy Açık Ocak Maden İşletmesinde Görülen Kütle Hareketlerinin Duraylılık İncelemesi

Stability Analysis of Mass Movements in Siirt Madenköy Open Pit Mine

Mehmet KORKUT*, Gökhan ŞANS, E. Vural YAVUZ

İstanbul Teknik Üniversitesi, Maden Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü,
Ayazağa Kampüsü, İstanbul, Türkiye
*(*korkutm@itu.edu.tr)*

ÖZ: Çevre koşullarının kütle hareketlerine olan etkisini anlamaya ve değerlendirmeye yönelik olan bu çalışma, çok seçenekli karar verme aşamalarında mühendislik jeolojisi verilerinin sayısallaştırılmasını amaçlamaktadır. Özellikle açık ocak madenciliğinde, ortamın jeolojik, jeomorfolojik, hidrolojik ve jeomekanik özellikleri, şev tasarımı ve işletme faaliyetleri açısından, sınır koşullarını belirleyici niteliktedir. Çalışma alanı; Bitlis Masifi'nin doğusunda yaklaşık KB-GD doğrultusunda uzanan ve kuzeyden Paleozoik yaşlı birimlerle başlayıp, güneye doğru gençleşen Eosen yaşlı jeolojik birimler tarafından şekillenmiştir. Siirt Madenköy açık ocak işletmesinde 2016 yılının Kasım ayında gerçekleşen büyük ölçekli bir kütle hareketi sonucunda can ve mal kayıpları yaşanmıştır. Sonrasında yapılan incelemeler, yağış durumunun ve jeolojik yapının, birimleri etkileyici en önemli faktörler olarak ortaya çıktığını göstermektedir. Güvenli şev tasarımı için gerekli boyutlandırmalara yönelik, şev duraylılığının güvenlik sayısına ait olasılık değerlendirmeleri RocScience RS (Phase2 v9.0) yazılımı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Sonuçta, yerinde (in-situ) koşulların tasarıma etkisinin anlaşılmasında arazi, laboratuvar ve sayısal ortam çalışmalarının etkileşimlerinin ve kütle hareketi gibi sonuçların ön görülmesinin önemi vurgulanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Açık ocak madenciliği, güvenlik sayısı, kütle hareketleri, sonlu elemanlar yöntemi, şev tasarımı

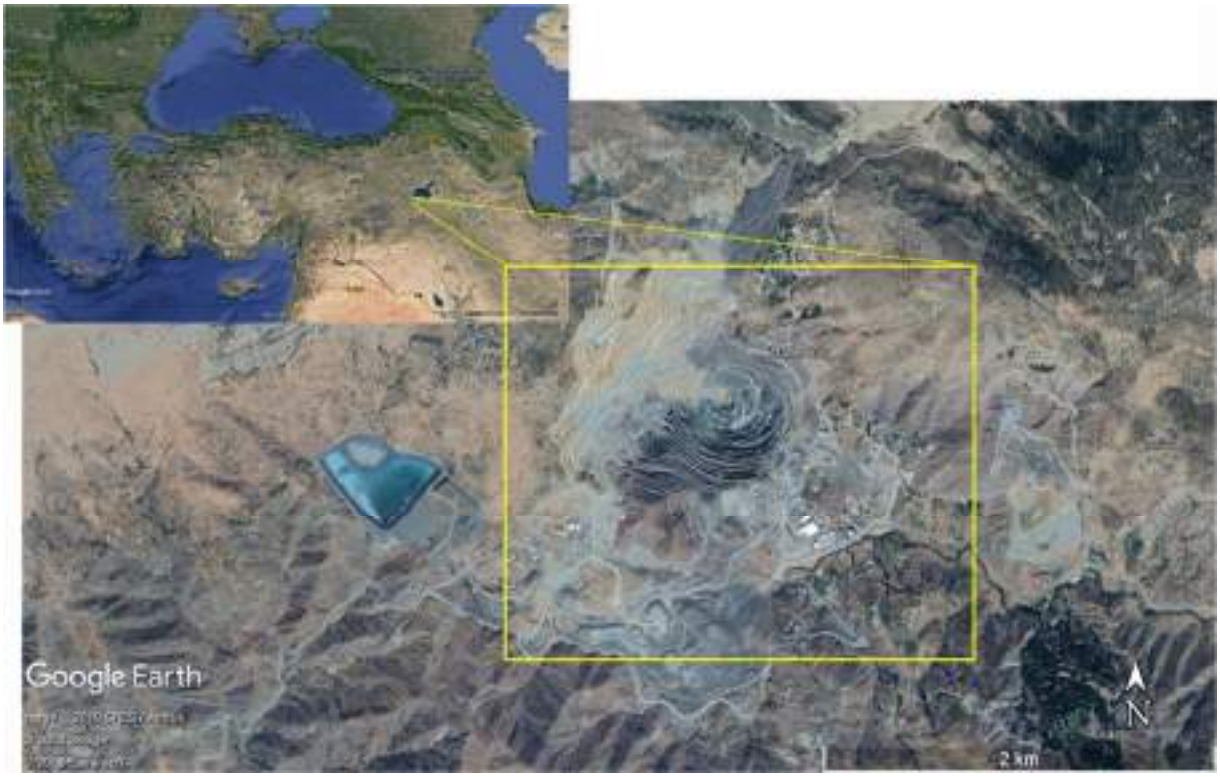
ABSTRACT: *This study, which objectives to evaluate the effects of environmental conditions on mass movements, aims to digitize engineering geology data in multi-criteria decision-making stages. The geological, geomorphological, hydrological and geomechanical properties of the environment especially in open-pit mining, determine boundary conditions in terms of slope design and operation activities. The study area was formed by Eocene aged units, which started with Bitlis Massif, and the Palaeozoic units from the north and became younger to the south. In November 2016, massive landslide, in which caused loss of workers' life and property, occurred in this field. Subsequent investigations indicated that precipitation and geological structure emerged as the utmost important factors affecting the units. Probability assessments of the safety factor of the slope stability for the required dimensions for a secure slope design were performed by using RocScience RS (Phase 2 v9.0) software. In conclusion, the importance of predicting the interactions of field, laboratory and numerical studies and the results of the mass movement is emphasized in understanding the effect of in-situ conditions on design.*

Keywords: *Open-pit mining, factor of safety, mass movements, finite element method, slope design*

1. GİRİŞ

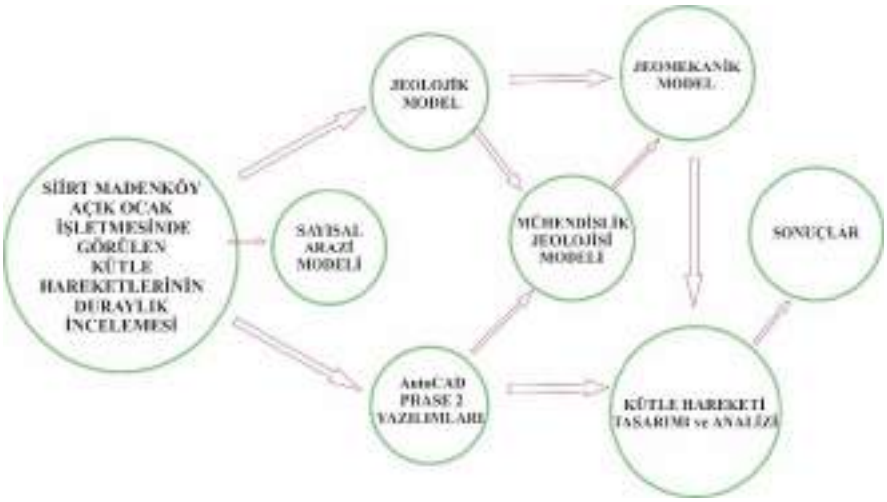
Kütle hareketleri özellikle açık ocaklarda çok dikkat edilmesi gereken jeolojik problemler arasında yer almaktadır. Kütle hareketlerinin güvenli ve ekonomik bir şekilde kontrol edilmesi, maden işletmecileri için büyük önem taşımaktadır. Meydana gelen kütle hareketinin mekanizmasının ortaya konması ve geriye dönük analizlerinin yapılması ile ileride oluşabilecek bu ve benzeri olayların önüne geçebilmek açısından alınabilecek önlemler ile ne tür teknik girişimlerin gerekebileceği son derece belirleyici unsurlardır. Bu bakış açısından hareketle Madenköy açık ocak bakır işletmesi alanında 2016 yılı Kasım ayında meydana gelen heyelana neden olan koşulların etkisini sayısal modelleme yardımıyla anlamak ve değerlendirmek hedeflenmiştir.

Çalışma alanı, Türkiye'nin Güneydoğu Anadolu Bölgesinde, Siirt ilinin Şirvan ilçesine karayolu ile 19 km uzaklıkta yer alan Madenköy Bakır işletmesidir (Şekil 1).



Şekil 1. Çalışma alanı ve çevresinin yer bulduru haritası.

Çalışma kapsamında, amaca yönelik olarak her aşamasında tümdengelim yaklaşımı izlenerek uygulanan metodoloji; arazi hakkında ön bilgilenme süreci sonucunda gözlem ve ölçümler ile tüm verilerin haritalar, kesitler ve şekiller yardımıyla görselleştirilip sayısallaştırarak biçimlendirilmesi, değerlendirilmeleri ile analizin sağlıklı bir şekilde sonlandırılması şeklindedir. Arazi öncesi ön bilgilenme evresinde çeşitli kurumlar tarafından çalışma alanı ve dolayında, benzer amaçlar ile yapılmış çalışmalar sınıflandırılarak değerlendirilmiştir. Bölgede meydana gelen kütle hareketinin analizine yönelik olarak literatür çalışması ile başlayıp, oluşturulmak istenilen modellere altlık olarak kullanılacak olan sayısal arazi modelinin, jeolojik modeli takip eden mühendislik jeolojisi modeli ve jeomekanik modellerin bilgisayar ortamında hazırlanması ve sunulması yolu seçilmiştir (Şekil 2).



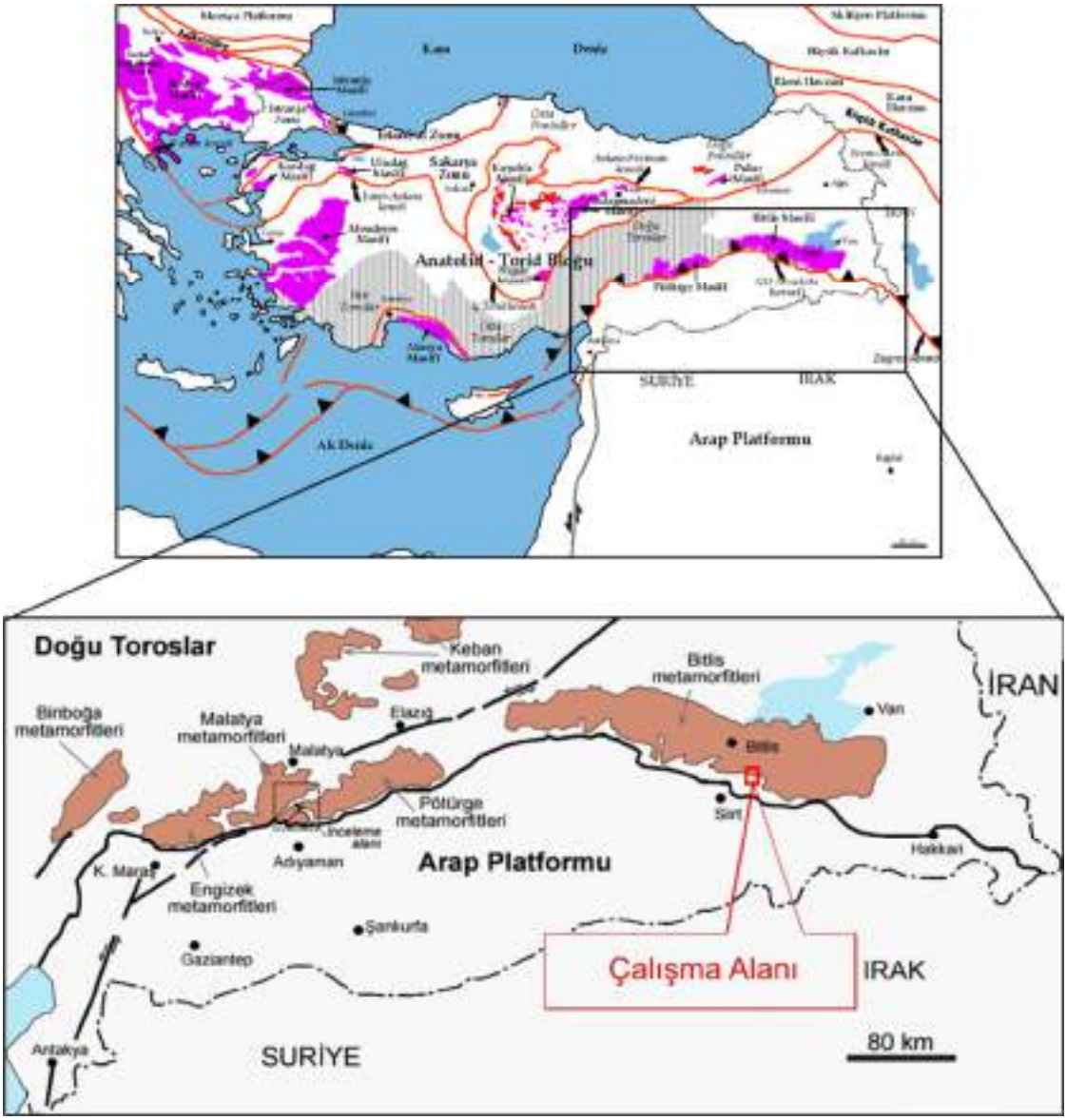
Şekil 2. Çalışma için oluşturulan iş akış diyagramı.

2. ÇALIŞMA ALANININ JEOLOJİSİ

Siirt İli – Şirvan İlçesi – Madenköy bakır madeni açık işletme alanı ve dolayının jeolojik özellikleri bu bölümde açıklanmıştır. Çalışma alanı ve dolayına ait jeolojik birimlerin araştırmaya konu mekânsal niteliklerini çok daha net bir biçimde ortaya koyabilmek amacıyla jeolojik özellikleri tanımlamak üzere öncelikle bölge genelinden başlanılarak yöresel ve sonra da yerel değerlendirmelerle çalışma alanı boyutuna indirgenen bir tümdengelim yöntemi izlenmiştir.

2.1. Bölgesel Jeoloji: Tektonik

Proje alanı ve dolayı; Türkiye'de yaygın etkileri görülen ana orojenik kuşak kimliğindeki Alpin Orojenezi (243 my) ürünü olan Alp – Himalaya dağ silsilesi üzerinde yer alan ve Doğu Toros Dağları'nın bir bölümünü şekillendirerek K'inden Van Gölü, Karasu ve Murat Nehirleri, G'inden de Güneydoğu Anadolu Bindirme Zonu ile sınırlanmış, aynı zamanda doğu, batı ve güney yönlerinde ofiyolitli karmaşık seri ile çevrilmiş olan yaklaşık D –B uzanımlı Bitlis Masifinin merkezi doğu kesiminde bulunur (Şekil 3).

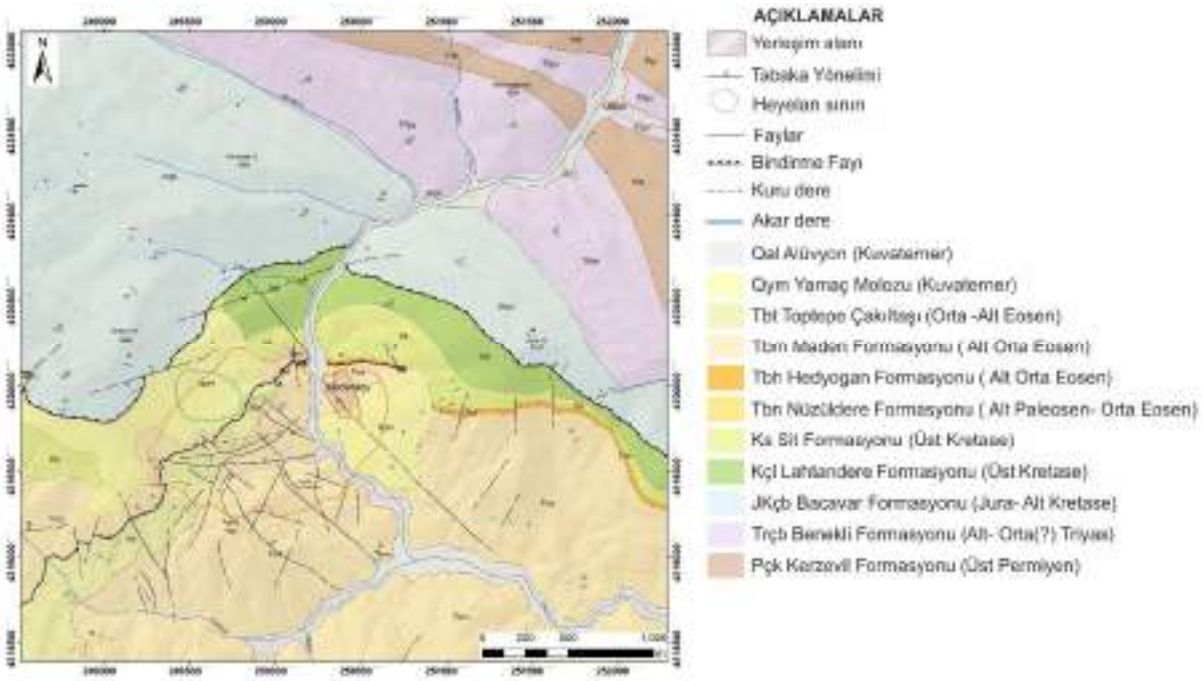


Şekil 3. Türkiye'deki Masifler ve Tektonik Sınırları (a) ile Bitlis Masifi (b) (Işık, 2012).

K'de Avrasya ve G'de Afrika–Arabistan Levhaları arasında kalan Anadolu'nun jeolojik yapısı, bu iki levhanın sürekli hareketlerine ve bu iki levha arasında yer alan eski ve yeni Tetis okyanuslarının jeodinamik evrimine bağlı olarak gelişim göstermiştir. Yeni Tetis Okyanusu Üst Kretase'de kapanmaya başlamış, Orta Miyosen 'de Arabistan Levhasıyla Avrasya Levhasının çarpışması sonucu Bitlis–Zagros bindirmeli ve kıvrımlı dağ kuşağı şekillenmiştir. Çalışma alanının da içinde yer aldığı bir aktif kıta-kıta çarpışma kuşağı niteliği taşıyan bu kuşağın ülke sınırları içerisinde kalan parçası Şengör vd. (1981) tarafından "Bitlis Bindirme Kuşağı" veya "Güneydoğu Anadolu Bindirme Kuşağı" olarak adlandırılmıştır. Masif 'in metakompleks kayaçları, yapısal olarak uyumlu gözükmekle birlikte açısal uyumsuzlukla birbirinden ayrılan ve genellikle "Çekirdek" ve "Örtü Metamorfitleri" olarak bilinen "uyumsuz" dokanaklı iki farklı anakaya topluluğundan oluşmaktadır. Bu iki anakaya topluluğu Boray (1973) tarafından sırasıyla "Alt Birlik" ve "Üst Birlik" adlarıyla tanımlanmıştır (Çağlayan, vd., 2002).

5.2. Bölgesel Jeoloji: Kronostratigrafi

Açık işletme alanını ve geniş çevresini içeren 1/10.000 ölçekli bölgesel jeolojik çalışma alanı, Bitlis Masifinin merkezi doğu kesiminde yer almaktadır. Bu alan 1/500.000 ölçekli jeoloji haritasından ve sadeleştirilmiş bölgesel jeoloji haritasından açıkça görüleceği gibi yaklaşık KBB–GDD doğrultusunda uzanan ve K'den G'e doğru giderek gençleşen jeolojik birimlerle şekillenmiştir (Şekil 4). Çalışma alanının bölgesel ölçekte jeolojik değerlendirmesinde; büyük oranda daha önceki jeolojik araştırmalara dayanılarak hazırlanan "1/500.000 ölçekli Türkiye Jeoloji Haritaları, buna taban oluşturan "1/100.000 Ölçekli Açınsama Nitelikli Türkiye Jeoloji Haritaları ve Van-L48 Paftası" (Çağlayan vd. 2002) haritalar kullanılmıştır (Şekil 4).



Şekil 4. Çalışma alanı ve çevresinin jeolojisi (Çağlayan vd., 2002; MTA, 1981; Kayhan vd., 1984' den yararlanılarak hazırlanmıştır).

Üst Permiyen yaşlı Kerzevil Formasyonu (Pçk) siyahımsı, sarımsı boz, duman renkli, ince – orta tabakalı ve "fosilli dolomitik kireçtaşı ve rekristalize kireçtaşı" türündedir. Kerzevil Formasyonu'nun aşırı kıvrımlı olmasına bağlı olarak kalınlığı kesin olarak söylenemese de görünür kalınlığının 1500 m, gerçek kalınlığının 600–750 m olduğu ön görülmektedir (Çağlayan vd., 2002). Benekli Formasyonu Alt-Orta(?) Triyas yaşında, Bitlis Masifi'nin (Metamorfik Kuşak) üst kesimini oluşturan Üst Birlik'in üst grubu konumundaki Çadırdağ Grubu'nun ve dolayısıyla Masif'in en yaşlı Mesozoik birimidir ve alacalı renkli karbonatlı şeyller ile kireçtaşlarından oluşmuştur. Bacavar Formasyonu (JKçb), Alt Triyas

litolojileri ile geçişli / transgresif karakterli ve platform tipi bir karbonat istifidir. Görünür kalınlığı 800 m, gerçek kalınllığı ise 500 m dolayındadır. Formasyon, altta, kaba taneli, kaba dokulu bir masif kireçtaşıyla başlayıp üste doğru siyah renkli, ince dokulu, bol kırık ve çatlaklı dolomitlere geçer.

Bacavar Formasyonu, Benekli Formasyonu üzerine ve bulunmadığı yerlerde de doğrudan Permiyen karbonatları üzerine açısız uyumsuzlukla gelir (Çağlayan vd., 2002).

Lahtandere Formasyonu (Kçl), Çadırdağ Grubu'nun en üst–genç formasyonu konumunda olup Üst Kretase yaşlıdır. Formasyon 'un genel karakteristiği, kireçtaşı bantları ile ardalanmalı yastık ve akıntı lavları yapısındaki volkanitlerden oluşmaktadır ve gerçek kalınlığı 100 m'yi geçmemektedir (Çağlayan vd., 2002).

Sit Formasyonu (Ks), Üst Kretase yaşında olup, çalışma alanının batı ve doğu sınırlarında yaklaşık D–B doğrultusunda devamlılık gösterir. Yeşil–siyahımsı yeşil renkli, ince radyolarit ve çamurtaşı bantlı, tabakalanma benzeri akma ve yastık yapılı amigdaloidal lav türü volkanitlerden ibarettir ve kalınlığı 20–75 m arasındadır (Çağlayan vd., 2002; Kayhan vd.,1984).

Nüzüldere Formasyonu (Tbn), Alt Paleosen–Orta Eosen yaşında olup Baykan Grubu'nun alt yarısını şekillendirir ve çalışma alanının GB köşe kesiminde yer alır. Formasyon; karakteristik olarak yeşilimsi siyah renkli, çakıltaşı, kireçtaşı, çamurtaşı bant ve mercekli kumtaşı–kiltaşı ardalanması türündedir (Çağlayan vd., 2002). Hedyogan Formasyonu; Alt– Orta Eosen yaşında olup taze yüzeyi pembe–kırmızımsı yeşilimsi pembe, ayrışma yüzeyi kiremit kırmızısı ve kirli yeşil renkte, belirgin ince–orta lamina ve tabakalı, yer yer kumtaşı ara bantlı, çamurtaşı ve kireçtaşı içerir.

Maden Formasyonu; Alt – Orta Eosen yaşında olup bölgenin cevher taşıyan formasyonu kimliğindeki Maden Formasyonu, üstüne bindirmeyle gelen daha yaşlı jeolojik birimlerin aşınması sonucu görünürlülük kazanmış bir tektonik pencere özelliğindedir. Maden Formasyonu'nun ana litolojisini oluşturan Maden Volkanitleri, genel görünümleri itibariyle yeşilimsi siyah–koyu yeşil renkli kireçtaşı ve çamurtaşı arakatkılı yastık lavlar türündedir (Çağlayan vd., 2002). Toptepe Çakıltaşı (Tbt), Maden Formasyonu'nun üst kesiminde ve diskordan olarak da üzerinde yer alan bu birim Orta Eosen veya daha genç yaşlıdır.

Yamaç Molozu (Qym), Kuvaterner yaşlı olup çalışma alanının Yol Deresi B'sında ve K'deki bindirme hattının G'inde yer alan Bacavar Dağı yamaçlarında, Bacavar Formasyonu'nun rekristalize kireçtaşı parçalarını ve özellikle bloklarını içermektedir.

3. KÜTLE HAREKETİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

İşletme alanında bu çalışma öncesi açılmış olan sondajlara ek olarak jeolojik birimlere ait mühendislik jeolojisi parametrelerinin belirlenmesi ve bu parametrelerden yola çıkarak şev tasarımı yapılabilmesi için ilave jeoteknik sondajlar açılmıştır. Bu sondajlardan bölgedeki jeolojik formasyonlara ait mekanik ve fiziksel özelliklerin farklı derinliklerdeki değişimlerini de yansıtacak şekilde örnek alınmıştır. Alınan örnekler üzerinde gerçekleştirilen deneyler İstanbul Teknik Üniversitesi Maden Fakültesi Kaya Mekaniği ve İndeks özellikler ve İTÜ İnşaat Fakültesi Hamdi Peynircioğlu Zemin mekaniği laboratuvarlarında, TS 699 no'lu standartta da yazıldığı üzere TS, EN, ISRM ve ASTM standartlarına uygun olarak yapılmıştır. Deney numunelerinin tayini yapılırken, benzer litolojideki jeolojik birimlerin farklı derinliklerdeki örneklerinden ve farklı litolojideki birimlerin benzer derinliklerdeki örneklerinden deney numunelerinin seçilmesine özen gösterilmiştir (Nasuf vd., 2012).

Amaca yönelik olarak örnekler üzerinde tek eksenli basınç dayanımı, endirek çekme dayanımı, elastik modülü, poisson oranı, kohezyonu, içsel sürtünme açısı, birim hacim ağırlığı, gözenekliliği, su içeriği ve kuru yoğunluğu tayin edilmiştir. Numune hazırlama ISRM (1981), tek eksenli basınç dayanımı TS EN 1926, Üç eksenli basınç dayanımı TS 699, elastik modül tayini TS EN 14580, endirek çekme dayanımı TS 7654 ve kesme dayanımı deneyi ISRM (1981) uygun olarak hazırlanmıştır. Her bir numune üzerinde deneyler yapılmış olup deney sonuçları aritmetik ortalama alınarak Çizelge 1' de gösterilmiştir.

Çizelge 1. İncelenen birimlerin jeomekanik parametreleri (Nasuf vd., 2012).

Jeolojik Birimler	Tanımlama	E (MPa)	γ (MN/m^3)	ν	c (MPa)		φ (°)	
					Doruk	Kalıcı	Doruk	Kalıcı
Qym	Yamaç Molozu	500	0.017	0.3	0.01	0.005	16	14
Kss	Altere Spilit	8860	0.03	0.3	4	-	65	-
Ksp	Porfiri Spilit	7870	0.03	0.3	3	-	52	-
Kçl	Kireçtaşı,Spilit	24450	0.027	0.3	8.4	-	66	-
Jkçb	Kireçtaşı,Dolomit	15500	0.025	0.3	3.15	-	65	-
Tbms	Spilit	8800	0.03	0.3	4	-	65	-

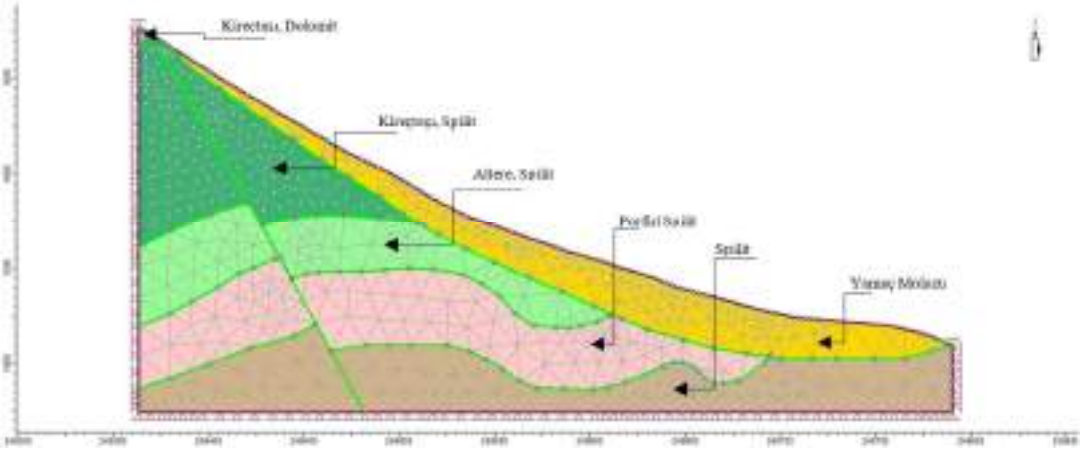
† Çizelgede birimlere ait jeomekanik parametrelere ait semboller; E elastisite modülü, ν poisson oranı, c kohezyon (MPa), φ içsel sürtünme açısı (°), γ birim hacim ağırlığı (MN/m^3) olarak adlanmıştır.

Elde edilen jeomekanik parametreler Hoek & Brown (2018) yenilme koşullarına bağlı kabuller ile hazırlanan Rocscience RS2 RocData arayüzü dahilinde değerlendirilmiş ve hazırlanan sayısal kavramsal kesite aktarılmıştır. Kavramsal kesit, yamaç geometrisi, derinlik ve süreksizlik sınırlarını içermektedir. Şekil 5 ile gösterilen her bir litolojik birim aynı zamanda malzeme öz niteliklerini de içerir. Bu birimler dayanım koşulları olarak yamaç molozu haricinde elastik kabul edilmiştir. Kütle hareketinin meydana geldiği yamaç molozu içerisinde kireçtaşı çakıl ve blokları da içeren silt katkılı bir nitelikte olup plastik davranış göstermektedir. Bu nedenle doruk dayanım parametreleri olarak seçilen jeomekanik değerlere ek olarak kalıcı değerleri de yansıtan yenilme sonrası parametreler de model içinde tanımlanmıştır.

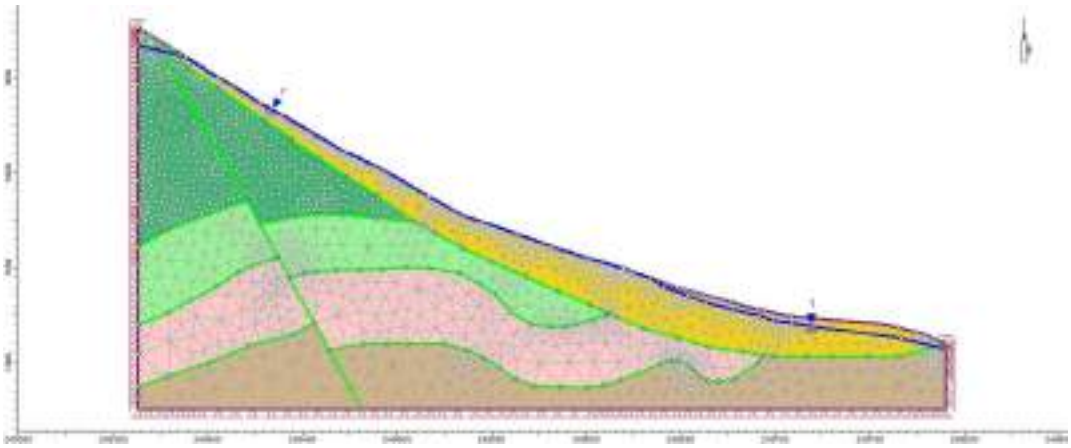
Limit denge analizine dayalı çözümlemelere ek olarak sonlu elemanlar yönteminin yaygınlaşması sonucunda son yıllarda ve günümüzde artarak SSR (Shear Strength Reducing) yöntemi de kullanılmaktadır. Çözümlerde kullanılan yazılım, laboratuvar verilerine dayalı arazi koşullarında kesme dayanımı azaltmaya yönelik bir yaklaşım olan SSR yöntemini kullanmaktadır. Bu çalışma kapsamında arazi davranış koşullarını karşılaması açısından kesme dayanım düşürülerek farklı dayanım düşüm katsayıları için yapılmıştır. Sayısal hesaplamalar sonucunda kütle hareketine neden olan geometrik ve jeomekanik koşullar değerlendirilmiştir.

Bu değerlendirmelere göre elde edilen en önemli sonuç, kütle hareketinin meydana geldiği yamaç molozunun yüksek yağış miktarı kaydedilen bir dönemde ve suya tamamen doygun bir malzeme özelliği kazandığında oluşmasıdır. Sayısal çözümlemeler hem ortamın doğal koşullarının değerlendirmesini hem de suya doygun özel durumun incelenmesini içermektedir. Jeomekanik ortam olarak sınıflandırılan süreksizlik içeren kaya niteliğindeki temel birimler bir uyumsuzluk yüzeyi şeklinde sınır koşul ile yamaç molozundan ayrılmaktadır. Yamaç molozu ise diğer birimlerin süreksizlik dokularına rağmen yüksek permeabilite değerlerine sahip olduğundan suya doygun bir ortam olarak nitelenmektedir. Saha gözlemleri de bu değerlendirmeyi doğrular niteliktedir. Arazide yamaç molozu birimi suya doygun özellikler sunmaktadır. Şekil 5 ve 6 ile sırasıyla doğal ortam koşulları ve suya doygun ortam koşulları kavramsal bir model ile sunulmuştur.

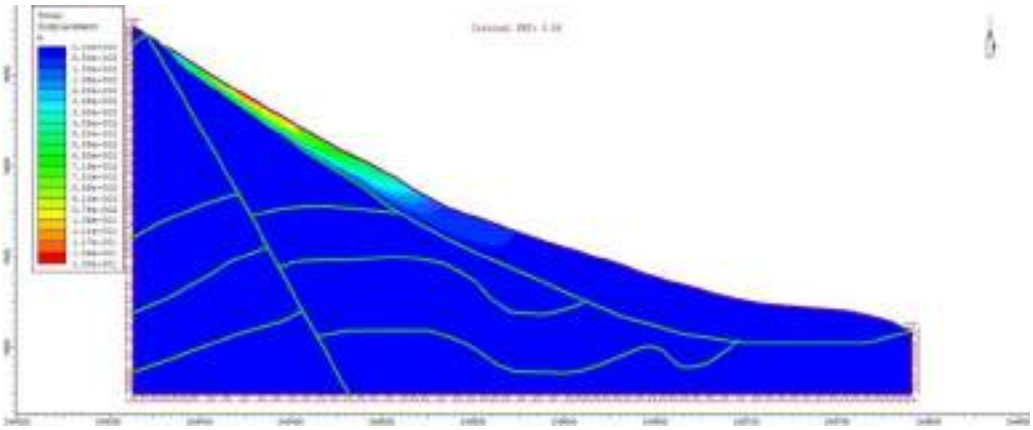
Bu analizlerde yamaç molozunun doğal birim hacim ağırlığı 0.017 MN/m^3 ve suya doygun birim hacim ağırlığı 0.02 MN/m^3 olarak hesaba dahil edilmiştir. Analizlerin sonuçları Şekil 7 ve Şekil 8 ile sunulmuştur. Şekil 7 yenilme koşullarını toplam deformasyonlar olarak göstermektedir. Kritik yenilme katsayısı (SRF) doğal ortam şatlarında 0.56 olarak bulunmuştur. Şekil 8 de suya tamamen doygun şartlarda kritik yenilme katsayısı toptan göçme olduğundan tanımlanamamıştır. Bu şartlarda Şekil 8 de doğal koşullar ile karşılaştırılması adına yakın bir yenilme katsayısı değeri (SRF = 0.49) seçilmiştir. Yamaç molozunun, altındaki temel kayalarla arasındaki uyumsuzluk yüzeyinin eğimi yaklaşık 28° ile 17° arasında değişmektedir. Şekil 8 yenilme sonucunda toplam yer değiştirmelerin suya doygun şartlarda yamaçtaki daha düşük açılı kesimlerdeki dağılımına işaret etmektedir.



Şekil 5. Kütle hareketinin görüldüğü yamaca ait kavramsal kesit ve sınır koşulları.

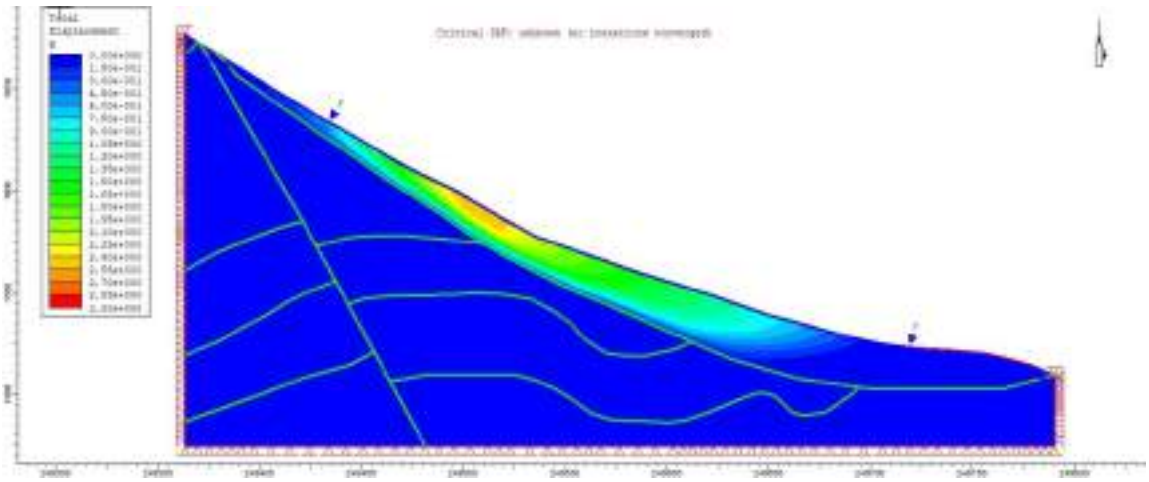


Şekil 6. Kütle hareketinin görüldüğü yamaca ait suya doygun ortam sınır koşulları.



Şekil 7. Kavramsal kesit, doğal koşullarda toplam yer değiştirme dağılımları (Kritik SRF = 0.56).

Şekil 7 da görüldüğü gibi yamaç molozunun üst kesimleri malzeme parametrelerine bağlı olarak duraylılığını yitirmeye eğilimli geometrilerde konumlanmaktadır. Diğer yandan suya tamamen doygun koşullarda ve suya doygun malzeme özelliklerinde sürdürülen hesaplamaların sonuçları yamaç molozu malzemesinin tamamen göçtüğünü ve doğal duruma göre daha fazla yayıldığını göstermektedir (Şekil 8).



Şekil 8. Suya doygun şartlar için kütle hareketinin yenilmeye bağlı toplam yer değiştirme durumu (SRF = 0.49).

4. SONUÇLAR

Açık ocak işletmeleri tasarımında fizibilite, teknik girişim ve izleme süreçlerinin tümü bir bütün olarak planlanmalıdır. Bu adımların tümü öncelikle iyi kurgulanmış mühendislik jeolojisi modeline ihtiyaç duymaktadır. Çalışma konusu olarak Siirt Madenköy açık ocak işletmesinde 2016 yılının Kasım ayında gerçekleşen büyük ölçekli bir kütle hareketi seçilmiştir. Hareket sonrasında yapılan incelemeler, yağış durumunun ve jeolojik yapının, birimleri etkileyici en önemli faktörler olarak ortaya çıktığını göstermektedir. Bu çalışmada hem doğal durumdaki hem de suya doygun durumdaki duraylılık koşulları karşılaştırılmıştır. Doğal durumda, malzeme niteliklerine bağlı, yüksek eğimli taç bölgesinde duraylılık sorunları görülürken suya doygun kesimlerde duraysızlıklar yoğun olarak görülmektedir. Bu durum, açık ocak tasarımında meteorolojik, hidrolojik ve hidrojeolojik şartların tespitinin önemine dikkat çekmektedir.

5. KAYNAKLAR

Boray, A., 1973. The structure and Metamorphism of the Bitlis Area, South-East Turkey, University of London, Londra, Yayınlanmamış doktora tezi.

Çağlayan, M.N., Şengün, M., 2002. 1:100.000 Ölçekli Açınsama Nitelikli Türkiye Jeoloji Haritaları Van-L48 Paftası, MTA Genel Müdürlüğü. Jeoloji Etütleri Dairesi, Ankara, Yayın No. 66, 30 s.

Hoek, E., Brown, E.T., 2018. The Hoek-Brown failure criterion and GSI – 2018 ed. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. v. 11. 445-463 p.

Kayhan, F., Yıldırım, R., Ulutürk, Y., 1984. Siirt – Madenköy Bakır Yatağı Etüd ve Değerlendirme Raporu, Ankara, MTA Proje No. 84-9b, I/03.1.02.01.05, 40 s.

ISRM, 1981. Rock Characterization Testing and Monitoring ISRM Suggested Methods. Brown, E.T., (Editor), Pergamon Press, 211 p.

Işık, V., 2012. Türkiye Jeolojisi (JEM 404) – Türkiye'deki Masifler ders notu, Ankara Üniversitesi.

MTA, 1981. Madenköy Pyritic Copper Ore Deposit- Feasibility Study, Vol. II – Geology, Ankara.

Nasuf, E., Erçelebi, S.G., Yavuz, V., Öztürk, A., Özkan, M., 2012. Siirt Madenköy Bakır Madeni Ön İnceleme Raporu, İstanbul, İTÜ Maden Fak., 12 s.

Nasuf, E., Erçelebi, S.G., Yavuz, V., Öztürk, A., 2013. Siirt Madenköy Bakır Madeni Jeolojik Raporu, İstanbul, İTÜ Maden Fak., 42 s.

Şengör, A.M.C., Yilmaz, Y., 1981. Tethyan evolution of Turkey: a plate tectonic approach. Tectonophysics, 75(3-4), 181-241.

TS EN 1926., 2007. Doğal taşlar- Deney metotları- Basınç dayanımı tayini.

TS 7654., 1989. Kayaçların çekme mukavemetinin dolaylı (indirekt) metotla tayini.

TS EN 14580, 2006. Doğal taşlar - Deney yöntemleri - Statik elastik modülün tayini.

TS 699, 2009. Doğal yapı taşları - İnceleme ve laboratuvar deney yöntemleri.

TS 7654, 1989. Kayaçların çekme mukavemetinin dolaylı (indirekt) metotla tayini.

Mühendislik Uygulamalarında Hidrojeoloji

Hydrogeology in Engineering Applications

Obruk Oluşumu Hassasiyet Haritasının Coğrafi Bilgi Sistemi ve OHİ Yöntemleri ile Hazırlanması: Afşin-Elbistan Linyit Havzası Örneği

Susceptibility Mapping for Sinkhole Occurrence by GIS and OHI methods: A Case Study in Afşin-Elbistan Coal Basin

Remzi KARAGÜZEL[1], Yılmaz MAHMUTOĞLU[1], Meral ERDOĞAN TOPÇUOĞLU[2,*], Gökhan ŞANS[1], Aynur DİKBAŞ[1]

[1]İTÜ, Maden Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Ayazağa Kampüsü, 34469, İstanbul
[2]DSİ, 2. Bölge Müdürlüğü, Jeoteknik Hizmetler ve YAS Şube Müdürlüğü, İzmir
*(*meralerdogan@dsi.gov.tr)*

ÖZ: Kaya ortamlarda çökme türü deplasmanlara neden olan önemli yapısal kusurlar süreksizlikler (kırık-çatlak-fay) ve karstik boşluklardır. Karstik boşlukların konum ve geometrilerine bağlı olarak hem temel kayada hem de örtü tabakasında obruklar oluşmaktadır. Obruk oluşumu, birinci derecede, karstik yapı içeren karbonatlı kayaçların varlığı ve bunları örten gevşek ve zayıf malzemenin olup olmamasına bağlıdır. Afşin-Elbistan maden sahasında 2011 yılında yaşanan heyelanlardan sonra madencilik faaliyetinin yeniden başlatılması için kömürlü çökellerin tabanında bulunan karstik basınçlı akiferin hidrolik yükünün düşürülmesi planlanmıştır. Amaca yönelik susuzlaştırma kuyuları Ocak-2015 ayından itibaren işletmeye alınmaya başlanmıştır. Havza kenarında ilki, bu tarihten iki hafta sonra olmak üzere 6 ayda toplam 5 adet obruk oluşmuştur. Maden Sahasında obruk oluşum mekanizmasının anlaşılmasına ve potansiyel obruk alanlarının belirlenmesine yönelik olarak yoğun bir araştırma ve inceleme programı yürütülmüştür. Bu kapsamda havzanın jeomorfolojik, jeolojik, hidrolojik, hidrojeolojik ve jeomekanik modelleri oluşturulmuş ve hazırlanan veri tabanına eklenmiştir. Coğrafi Bilgi Sistemi (CBS) tabanlı bir analiz yönteminden yararlanılarak obruk oluşumunu belirleyen parametrelerin alansal dağılımını gösteren tematik haritalar hazırlanmıştır. Obruk oluşumunda parametrelerin etki derecesi ve ağırlık katsayılarının belirlenmesinde çok ölçütlü karar verme analizlerinden biri olan Analitik Hiyerarşi Süreci (AHS) yaklaşımı benimsenmiştir. Sınıflandırma ve ağırlıklandırma işlemi yapılan tüm parametreler kullanılarak Obruk Hassasiyet İndeksi (OHİ) değeri hesaplanmıştır. OHİ değeri ortamın obruk oluşumuna karşı hassasiyetini ifade eder. Yüksek OHI değeri ortamın obruk oluşumuna karşı hassasiyetin yüksek olduğunu göstermektedir. İnceleme alanında en yüksek OHİ değerlerinin havza kenarına karşılık geldiği belirlenmiş ve oluşan obrukların da aynı bölgede yer aldığı görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Karst, kömür sahası, obruk hassasiyet indeksi, susuzlaştırma, yeraltısuyu

ABSTRACT: *The major structural defects that cause the displacement in rock are discontinuities (fracture-crack-fault) and karstic cavities. Depending on the position and geometry of the karstic cavities, sinkholes form both within the basement and the cover layers. Formation of sinkholes primarily depends on existence of carbonate rocks containing sub-surface karstic cavities and loose-weak cover layers. Following the landslides occured in 2011, it was planned to reduce the hydraulic head of the karstic aquifer which lies at the bottom of the coal-bearing layers in order to restart the mining activity in Afşin-Elbistan Mining site. For this purpose, dewatering wells were drilled in January 2015. Two weeks after the drilling, the first sinkhole occured at the southwestern edge of the basin and during the following six months four other sinkholes occured close to the first one. The geological, hydrogeological, hydrological and geomechanical characteristics of the basin has been investigated in order to understand the mechanism of sinkhole formation in the Afşin-Elbistan Mine Basin. Thematic maps showing the spatial distribution of parameters determining the formation of sinkholes were obtained by using a Geographic Information System (GIS) based analysis method. Analytical Hierarchy Process (AHP) approach, which is one of the multi-criteria decision-making analyzes, has been adopted in determining the impact and weight coefficients of each effective parameter which plays a role in formation of the sinkholes. The Sinkhole Susceptibility Index (OHI) value was calculated by using all parameters which were classified and weighted. The OHI value refers to the sensitivity of sinkhole formation. The higher magnitude of the OHI value means that the risk of potential occurrence of a sinkhole is high. Calculated OHI values in the study area ranges from 9 to 110 and the higher values were obtained for the area corresponding to the margin of the basin where the sinkholes occurred.*

Keywords: *Karst, coal site, sinkhole susceptibility index, dewatering, groundwater*

1. GİRİŞ

Doğal bir bağlayıcı ile iyi tutturulmamış jeolojik ortamlarda yeraltısuyu seviyesinin düşümüne bağlı olarak oturma ve çökme türünden iki farklı deformasyon meydana gelir. Yeraltısuyu seviyesinin düşmesi ile efektif gerilme artmaktadır. Efektif gerilmenin artması ile özellikle kohezyonlu zeminlerde konsolidasyon oturması gerçekleşmektedir. Zeminlerin oturmasına neden bir başka etmen ise, bölgede bulunan basınçlı akiferde piezometrik seviyenin düşürülmesidir.

Akiferlerde su seviyesinin düşmesi sırasında (ince) malzemenin taşınması (iç erozyon) söz konusu olursa, çökme türü bir yer değiştirme (deplasman) oluşmaktadır. Kaya ortamlarda çökme türü deplasmanlara neden olan önemli yapısal kusurlar süreksizlikler (kırık-çatlak-fay) ve karstik boşluklardır. Karstik boşlukların konum ve geometrilerine bağlı olarak hem temel kayada hem de örtü tabakasında obruklar gelişebilmektedir. Obruk gelişimi, birinci derecede, karstik boşluk içeren karbonatlı kayaçların varlığı ve bu tür kayaçları örten gevşek ve zayıf örtü malzemesinin olup olmamasına bağlıdır (Newton, 1984). Karstik boşluklarla ilişkili obruk oluşumunu denetleyen olgular aşağıda sıralanmıştır;

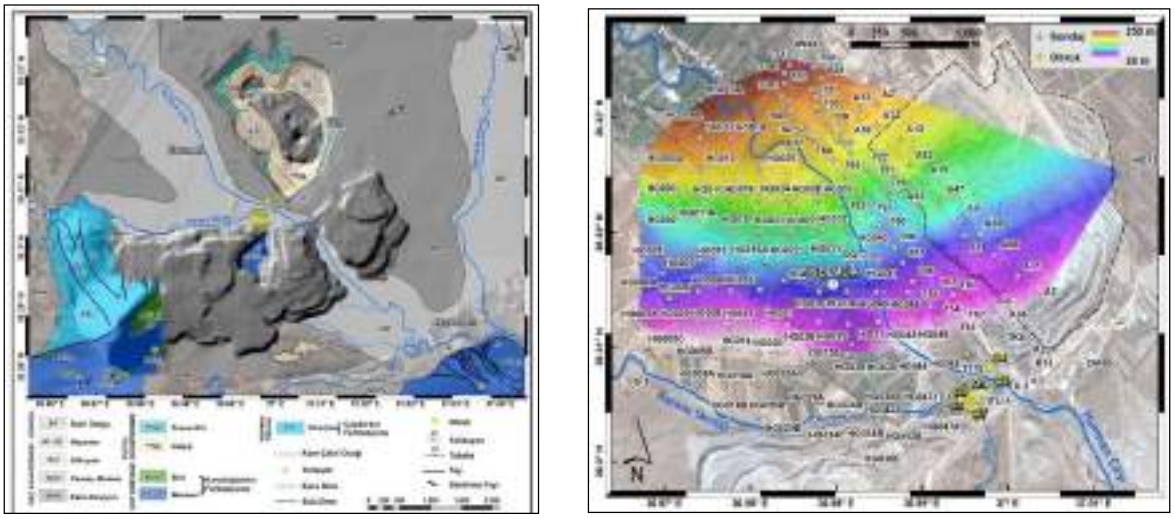
i) Yeraltısuyu drenajına bağlı olarak karstik boşluktaki piezometrik yükün azalması,
ii) Örtü tabakasından ince malzemenin karstik boşluğa taşınması,
iii) Üst akiferde yeraltısu seviyesinin düşmesine bağlı olarak efektif gerilmedeki artış ve
iv) Karstik boşluk üzerindeki ana kaya köprüsünün direncinin aşılması.

Bu araştırmada, Afşin Elbistan Kömür havzasında (Şekil 1), susuzlaştırma çalışmalarına bağlı obruk mekanizmasının anlaşılmasına ve potansiyel oluşum alanlarının haritalanmasına yönelik havzanın jeomorfolojik, jeolojik, hidrolojik, hidrojeolojik ve jeomekanik modelleri oluşturulmuş ve CBS veri tabanına eklenmiştir. Obruk oluşum mekanizmaası İTÜ (2017) ve Mahmutoğlu vd. (2017 ve 2019) tarafından araştırılmış ve belirleyici parametreler olarak; karstik sistemin varlığı, örtü çökellerinin kalınlığı, taban ve tavan killerinin kalınlığı, yüzey drenaj kanallarına uzaklık, düşey hidrolik iletkenlik ve hidrolik yük kaybı ön plana çıkmıştır. Bu çalışmada, benzer sınır koşullarının geçerli olduğu alanlar için obruk oluşumuna hassasiyeti tanımlayan bir indeks geliştirilmiş ve havzada potansiyel obruk oluşum alanlarını gösteren bir harita üretilmiştir.

Şekil 1. İnceleme alanının konumu.

2. İNCELEME ALANININ JEOLOJİSİ ve HİDROJEOLOJİSİ

Afşin-Elbistan havzasında meydana gelen obruk oluşumunun nedenini anlamaya yönelik olarak havzanın jeolojik yapısı detaylıca araştırılmıştır. Havza çökelleri ve havza kenarlarındaki temel kayaları incelemek amacıyla saha gözlemlerine ilaveten çok sayıdaki araştırma sondajı ve çukurlarından da yararlanılmıştır. Havzanın oluşumu aşınmalı (erosional) ve birikmeli (depositional) süreçlerle ilişkilidir. Havza kenarlarında çizgiselliğin olmaması herhangi bir faylanma bulgusuna rastlanmaması bu görüşü güçlendirmektedir. Havza kenarlarında ve temelinde Paleozoyik ve Mesozoyik yaşlı sedimanter ve metamorfik kayaçlar yer alsa da, çok büyük oranda mermer, kireçtaşı, kalkşist gibi karbonatlı kayaların havzayı çevrelediği görülür. Havza tabanını da oluşturan bu kaya topluluklarının üzerine Tersiyer yaşlı karasal ve gölsel kömürlü çökeller uyumsuzlukla yerleşmiştir. Bunların üzerini ise Geç Kuvaterner-Güncel yaşlı akarsu çökelleri yine uyumsuzlukla örter (Şekil 2a-b).



Şekil 2. a) Jeoloji haritası ve b) Pliyo-Kuvaterner çökeller eş kalınlık haritası (İTÜ, 2017).

Afşin Elbistan kömür sahası dolayında haritalanan, statigrafik konumları ve litolojik özellikleri incelenen birimler; fiziksel ve hidrojeolojik özellikleri dikkate alınarak sınıflandırılmıştır. Ayrıca hidrojeolojik sistemlerin akifer özellikleri ve hidrolik parametreleri, araştırma kuyularında yapılan pompaj deneylerinden yararlanarak belirlenmiştir (Çizelge 1).

Çizelge 1. Hidrojeolojik sistemlere ait litoloji ve hidrolojik sistem özellikleri.

Formasyon	**Litoloji**	**Hidrojeolojik Sistem Özellikler ve Hidrolik İletkenlik-K(m/s)**
Alüvyon (Kuvaterner)	Yeni Alüvyon	Taneli **Serbest Akifer/3.10E-4**
	Eski Alüvyon	Zayıf tutturulmuş taneli **Serbest Akifer**
Kömürlü Çökeller (Pliyo-Kuvaterner)	Mavi Kil	Kohezyonlu/**Akitard/1.00E-7**
	Marn	Pekişmiş/**Akitard**
	Gidya Kömür	Taneli/fisürlü/Kohezyonlu **Yarı Basınçlı/3E-7 – 0.90E-6**
	Taban Kili	Kohezyonlu /**Akitard/1.73E-7**
Kırıntılı Çökeller (Eosen)	Kumtaşı-Kiltaşı ardalanması ve Kum çakıl ara tabakaları	Taneli Zayıf tutturulmuş çatlaklı **Basınçlı Akifer**
Temel Kayalar (Mesozoyik-Paleozoyik)	Kireçtaşı Mermer Şist	Erime Boşluklu, Çatlaklı **Basınçlı Akifer/1.00E-3**

Potansiyel obruk oluşum alanların haritalanmasına yönelik bu çalışmada, hidrolik özellikleri arasında önemli fark bulunmayan hidrojeolojik sistemlerin belirlenmesinde, gidya arasında yer yer ince kömür tabakası bulunan birimler gidya olarak tanımlanmışlardır. Aynı şekilde gidyalı kömür olarak tanımlanan kömür arasında ince gidya katmanı bulunan birimler de kömür katmanına dahil edilmiştir.

3. OBRUK OLUŞUMUNU DENETLEYEN SINIR KOŞULLAR

3.1 Obruk Hassasiyet İndeksi

Afşin-Elbistan Maden Sahası kömür işletmesi güney batı sınırında ve tabanında bulunan karstik sistemin (karstik akiferin) hidrolik yükünün düşürülmesi durumunda, potansiyel obruk alanlarını belirlemek ve haritalamak amacıyla Coğrafi Bilgi sistemi (CBS) tabanlı bir analiz yönteminden yararlanılmıştır. Çöllolar (B) Sektörünün güney, güney batısında sürdürülen arazi çalışmalarında, sektörün tabanını da oluşturan kireçtaşlarının önemli büyüklükte erime boşlukları içerdiği belirlenmiştir. Ancak, karstik

boşlukların yerleri ve büyüklükleri bilinmediğinden dolayı obruk oluşumu hassasiyet analizlerinde hesaba alınamamıştır.

Obruk oluşumunda etkili parametrelerin her birinin etki derecesi ve ağırlık katsayılarının belirlenmesinde çok ölçütlü karar verme analizlerinden biri olan Analitik Hiyerarşi Süreci (AHS) yaklaşımı benimsenmiştir (Saaty, 1980).

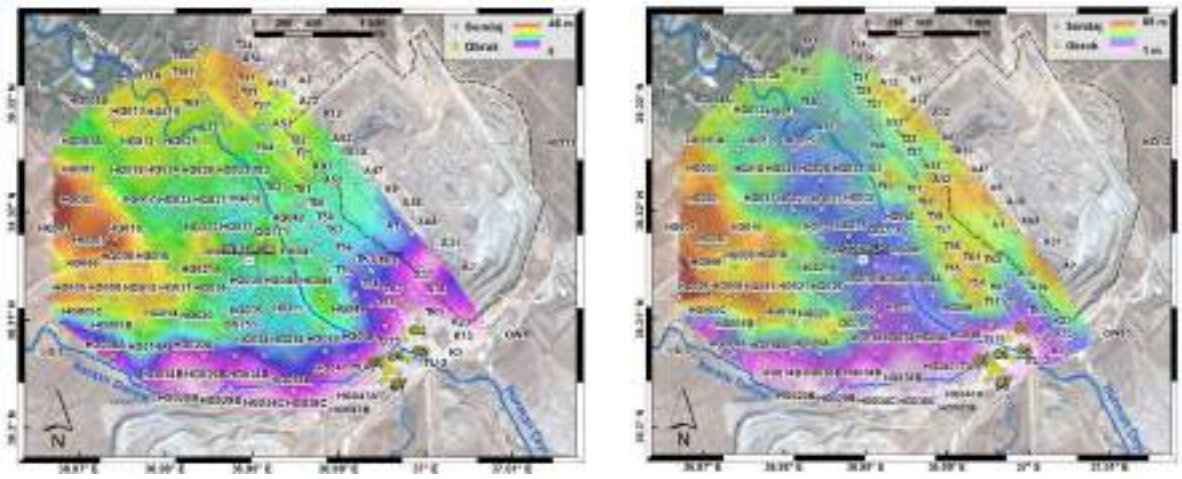
Açık işletme çukurunun güneybatı şevi arkasında meydana gelen obrukların oluşmasında etkili olan 6 parametre, bunların sınıf aralıkları, derecelendirme değeri (DD) ve ağırlık katsayıları (AK) Çizelge 2'de verilmiştir. Obruk Hassasiyet indeksi (OHİ) aşağıdaki eşitlik yardımıyla hesaplanmıştır (Eşitlik 1).

$$OHİ= DD_1xAK_1+ DD_2xAK_2+ DD_3xAK_3+ DD_4xAK_4+DD_5xAK_5+DD_6xAK_6 \quad (1)$$

K1) Plio-Kuvaterner Örtü Kalınlığı: Afşin-Elbistan Kömür Havzası ve yakın çevresinde karstik temel kaya üzerindeki kömürlü Pliyo-Kuvaterner çökeller, zayıf tutturulmuş olup, ince malzeme oranı yüksek (>% 80) ve suya doygundurlar. Şekil 2b'de Pliyo-Kuvaterner çökelleri eş kalınlık haritası verilmiştir. Örtü katman kalınlığının artması ile obruk oluşumu arasındaki ters ilişki değerlendirmede puanlama yöntemiyle yapılmıştır. Bu parametrenin ağırlık katsayısı 5 olarak değerlendirilmiştir (Çizelge 2).

K2) Tavan Kili Kalınlığı: Obruk oluşumunu denetleyen parametrelerde biri de doğal ve yapay beslenmedir. Çöllolar Sektöründe örtü katmanının beslenmesi yağıştan ve tarım alanlarındaki sulama suyundan süzülme ile gerçekleşmektedir. İnceleme alanında alüvyon örtü altında kalınlığı 20 m'ye ulaşan bataklık kili (mavi kil) bulunmaktadır (Şekil 3a). Tavan Kili olarak adlandırılan bu birimin bazı bölgelerde aşındığı ve alüvyonun doğrudan gidya üzerine yerleştiği tespit edilmiştir. Bu tür durumlarda sektörün güneyinden geçen Hurman Çayı doğrudan gidyayı beslemektedir. Bu katmanın kalınlığı ile gidyanın düşeyde beslenmesi arasındaki ters ilişki analizde göz önünde tutulmuştur.

K3) Taban Kili Kalınlığı: Afşin-Elbistan Kömür Havzası ve yakın çevresinde, karbonatlı temel kayalar ve Eosen kırıntılı çökelleri bulunmaktadır. Yaygın ve zengin basınçlı akifer niteliğindeki bu iki jeolojik birim, genç çökellerin tabanında bulunan ve kalınlığı 90 m'ye ulaşan yeşil kil tabakası (taban kili) ile örtülmektedir (Şekil 3b). Bu birim, hem Pliyo-Kuvaterner çökellerin içerisindeki kömürün oluşması/olgunlaşması için aneorobik ortamı sınırlandırmakta, hem de altta bulunan basınçlı akiferin üzerinde geçirimsiz sınır koşulunu oluşturmaktadır. Daha önemlisi, söz konusu taban kili bölgedeki karstik akiferdeki hidrolik yükün düşürülmesine yönelik pompaj sırasında alt ve üst akiferler arasında olası hidrolik ilişkiyi geciktirmektedir. Şubat 2015 döneminde başlatılan karstik sistem drenaj çalışmalarına koşut gelişen obruklar bölgesinde taban kili bulunmamaktadır. Havza kenarına karşılık gelen bu kısımlarda üstte bulunan serbest akifer (alüvyon) ve Hurman Çayı doğrudan basınçlı akiferle girişim oluşturmaktadır. Kritik sınır koşulu oluşturan tavan kilinin kalınlığının artmasıyla girişimin azalacağı bilindiğinden, hassasiyet analizinde bu durum göz önünde tutulmuştur.

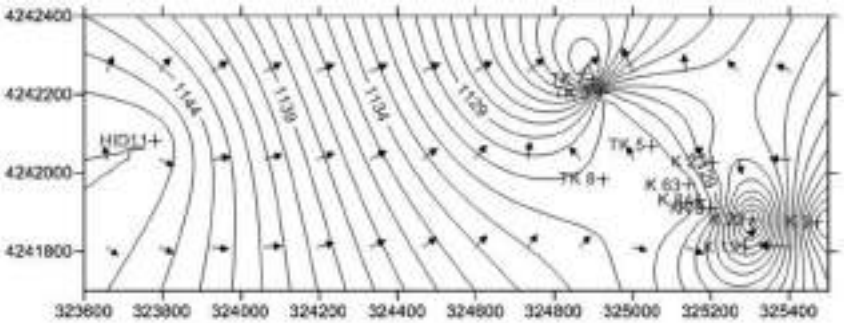


Şekil 3. a) Tavan kili eş kalınlık haritası, b) Taban kili eş kalınlık haritası.

K4) Yüzeysel Drenaj Ağlarına Uzaklık: İnceleme alanında yüzey suyu drenajı Hurman Çayı ve Kuru Dere (Şekil 2a) tarafından denetlenmiştir. Her iki akarsu da havzadaki yağışlardan ve havza sınırlarını da aşan karbonatlı karstik kayaçlardan beslenmektedir. Yüzey suları ovalık kesimde alüvyon akiferi hem beslemekte hem de beslenmektedir (MBEG,2008 ve MTA,2009). Ancak, Hurman Çayı'nın akış debisi yağışlı mevsimlerde 10 m^3/s üzerine çıkmaktadır. MBEG (2012) tarafından taşkın anında akış yatağının geçirimli jeolojik birimler üzerinde olduğu kesimlerde yüzeysel akıştan su kayıpları olduğu belirtilmiştir. Bu çalışma kapsamında karstik sistemdeki pompaj deneyleri sırasında gözlem kuyularında seviye ölçümlerinden yüzeysel sulardan havza kenarındaki obruklar bölgesine (karstik sisteme) doğru yeraltısuyu hareketinin gerçekleştiği tespit edilmiştir (İTÜ, 2017).

K5) Düşey Hidrolik İletkenlik: Jeolojik ortamlarda yeraltısuyunun hareketi ve hızı suyun özelliklerinden daha çok, hidrojeolojik sistemin gözenekliliği, hidrolik iletkenliği ve eğimine bağlıdır. Yeraltısuyu sayısal akım modellerinde ve obruk oluşum analizlerinde ortamın yatay hidrolik iletkenliğinin yanı sıra düşey hidrolik iletkenliği de önem taşımaktadır. Araştırma konusu sahada litolojik birimlerin hidrolik parametreleri farklı kurum ve kuruluşlar tarafından daha önce yapılan çalışmalardan derlenmiş (MBEG, 2012) ve bu çalışma kapsamında gerçekleştirilen pompaj deneyleri ile denetlenmiştir. Çöllolar Sektörü'nün obruk oluşumuna hassasiyet analizinde düşey hidrolik iletkenlik ayrı bir parametre olarak dikkate alınmıştır.

K6) Basınçlı Akiferde Yük Kaybı: Araştırma konusu kömür sektörü ve güney batısında obrukların karstik akiferin hidrolik yükünü düşürmek amacıyla açılan (K) kodlu kuyuların (Şekil 4) işletmeye alınmasından sonra oluştukları bilinmektedir. Bu nedenle potansiyel obruk alanlarının belirlenmesine yönelik analizlerde hidrolik yük kaybı önemli bir parametre olarak dikkate alınmıştır. Amaca yönelik olarak, karst kuyularında pompaj öncesi ilk piezometrik seviye ile 30 Haziran 2015 tarihindeki en düşük piezometrik seviyeler arasındaki yük kayıpları hesaplanmış ve inceleme alanına ait "Eş Yük Kaybı Haritası" hazırlanmıştır (Şekil 4).



Şekil 4. Haziran -2015 ayı eş hidrolik yük haritası.

Yukarıda sıralanmış parametrelerin obruk oluşumundaki etki ağırlığı ve sınıf aralıklarının etki dereceleri Çizelge 2'de verilmiştir.

4. HASSASİYET ANALİZİ

İncelenen havzada belirlenen etki parametrelerine dayanarak hazırlanan tematik haritaların ESRI-ArcGIS yazılımında "görüntü matematiği" aracı kullanılarak üst üste çakıştırılması ile "Obruk Hassasiyet Haritası" hazırlanmıştır (Şekil 3). K1, K2, K3, K4, K5 ve K6 veri katmanları obruk oluşum hassasiyetine etki eden parametreleri temsil etmektedir. Sınıflandırma ve ağırlıklandırma işlemi yapılan tüm parametreler kullanılarak Obruk Hassasiyet İndeksi (OHİ) değeri hesaplanmıştır. Hesaplanan OHİ değerleri 9 ile 110 arasında değişmektedir. OHİ değeri ortamın obruk oluşumuna karşı hassasiyetini ifade eder (Çizelge 3). OHİ değeri arttıkça potansiyel obruk oluşma riski de artar, Bir başka ifadeyle, yüksek OHİ değeri ortamın obruk oluşumuna karşı hassasiyetinin de yüksek olduğunu göstermektedir.

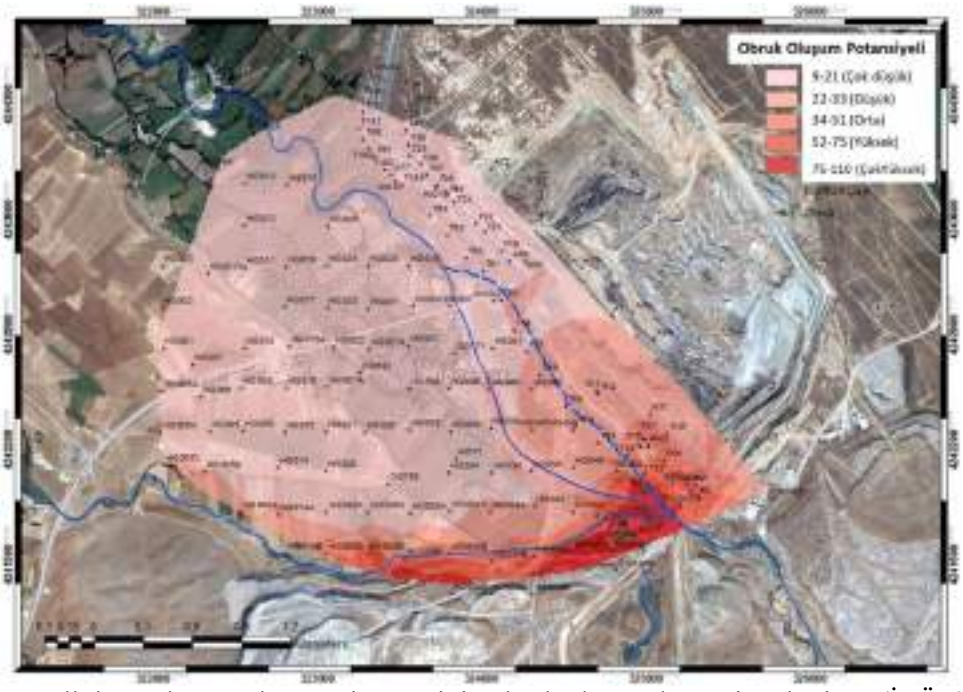
Çizelge 2. Afşin-Elbistan Maden sahasında obruk oluşumunu denetleyen parametreler, sınıf aralıkları, etki ve ağırlık katsayıları.

Katman	Parametre	Sınıf Aralığı	Derecelendirme Değeri	Ağırlık Katsayısı
K1	Plio-Kuvaterner Örtü Kalınlığı (m)	>150	0	5
		150-100	1	
		100-75	3	
		75-50	5	
		<50	7	
K2	Tavan Kili Kalınlığı (m)	>10	0	2
		10-5	1	
		5-3	3	
		3-1	5	
		<1	7	
K3	Taban Kili Kalınlığı (m)	>20	0	4
		20-15	1	
		15-10	3	
		10-5	5	
		5-1	7	
		<1	9	
K4	Yüzeysel Drenaj Ağlarına Uzaklık (m)	>100	0	1
		100-75	1	
		75-50	3	
		50-25	5	
		25<	7	
K5	Düşey Hidrolik İletkenlik (m/sn)	$<3x10^{-7}$	0	3
		$3x10^{-7}$-$5x10^{-7}$	1	
		$5x10^{-7}$-$8x10^{-7}$	3	
		$8x10^{-7}$-$1x10^{-6}$	5	
		$>1x10^{-6}$	7	
K6	Başınçlı Akiferde Yük Kaybı (bar)	>0.6	0	3
		0.6-0.9	1	
		0.9-1.2	3	
		1.2-1.5	5	
		1.5-2	7	
		2-3	9	

Çizelge 3. Afşin-Elbistan Linyit Havzası Çöllolar Sektörü'nün güneyi obruk oluşum hassasiyet durumu.

OHİ Aralığı	Hassasiyet	Alan (km^2)	Alan (%)
OHİ ≤ 21	Çok düşük	4.7	68.18
22 < OHİ ≤ 33	Düşük	0.88	12.51
34 < OHİ ≤ 51	Orta	0.82	11.69
52 < OHİ ≤ 75	Yüksek	0.31	4.41
OHİ > 75	Çok Yüksek	0.22	3.20

Şekil 5'de verilen sentez haritasında koyu tonda gösterilen alanlar, obruk oluşumu açısından en hassas bölgeye karşılık gelmektedir. Bu bölge, aynı zamanda tavan ve taban killerinin bulunmadığı, Pliyo-Kuvaterner örtü kalınlığının düşük olduğu havza kenarı ile çakışır. Bu değerlendirme sonucunda, tavan ve taban killeri ile genç örtü kalınlığının en fazla olduğu, hidrolik yük kaybının giderek azaldığı bölgeler ise hassasiyetin düşük olduğu alanlar olarak belirlenmiştir.



Şekil 5. Çöllolar açık ocağı batı şevi güneyinin obruk oluşum hassasiyet haritası (İTÜ, 2017).

5. SONUÇLAR

Çalışma kapsamında, Afşin-Elbistan Kömür Havzası, Çöllolar Açık İşletmesinin güneybatı sınırında ve tabanında bulunan karstik sistemin piezometrik yükünün düşürülmesi durumunda, potansiyel obruk alanlarını belirlemek ve haritalamak amacıyla Coğrafi Bilgi Sistemi (CBS) tabanlı bir analiz gerçekleştirilmiştir. Obruk oluşumunda etkili parametrelerin her birinin etki derecesi ve ağırlık katsayılarının belirlenmesinde çok ölçütlü karar verme yöntemlerinden biri olan Analitik Hiyerarşi Süreci (AHS) yaklaşımı benimsenmiştir. Sınıflandırma ve ağırlıklandırma işlemi yapılan tüm parametreler kullanılarak Obruk Hassasiyet İndeksi (OHİ) değeri hesaplanmıştır. OHİ değeri ortamın obruk oluşumuna karşı hassasiyetini ifade eder. Yüksek OHİ değeri potansiyel obruk oluşma riskinin yüksek olduğunu gösterir. OHİ değerleri arttıkça ortamın obruk oluşumuna karşı hassasiyeti artmakta, OHİ değerleri azaldıkça ortamın obruk oluşumuna karşı hassasiyeti azalmaktadır. Hesaplanan Obruk Hassasiyet İndeksi çalışma alanında 9 ile 110 arasında değişen değerler sunar. Sentez haritasında en koyu tonda gösterilen alanlar, obruk oluşumu açısından en hassas bölgeleri temsil etmektedir. Bu bölge, aynı zamanda tavan ve taban killerinin bulunmadığı, Pliyo-Kuvaterner örtü kalınlığının düşük olduğu havza kenarına karşılık gelmektedir. Bu değerlendirme sonucunda, tavan ve taban killeri ile genç örtü kalınlığının en fazla olduğu, hidrolik yük kaybının giderek azaldığı bölgeler ise obruk oluşma hassasiyetinin düşük olduğu alanlar olarak belirlenmiştir.

6. KAYNAKLAR

İTÜ, 2017. Afşin Elbistan Kömür Havzasında Güncel Obruk Oluşumlarının Yerbilimsel Yöntemlerle Araştırılması, İTÜ Maden Fakültesi Vakfı, İktisadi İşletmesi, 217 sayfa ve ekleri, İstanbul (Yayınlanmamış).

Mahmutoğlu, Y., Karagüzel, R., Şans, G., Erdoğan, M., Bozkurtoğlu, E., Akyüz, H.S., İşseven, T., Taştekin, C., Ata, E., 2017. Karst Susuzlaştırmasının Obruk Oluşumuna Etkisi: Afşin-Elbistan Linyit sahası Örneği, MÜHJEO'2017. 12-14 Ekim 2017, Adana, 164-171.

Mahmutoğlu, Y., Karagüzel, R., Şans, G., Erdoğan Topçuoğlu, M., 2019. Sinkholes Induced by Dewatering in an Open Pit Mine CaseStudy from a Coal Basin in Eastern Turkey, Rock Dynamics Summit in Okinawa, 7-11 May, 2019, Okinawa, JAPAN, 575-581.

MBEG, 2008. ÇÖLLOLAR Open Cast Mine Afsin Elbistan Coal Basin, Phase II: Detail Planning Çöllolar Open Cast Mine Subproject 2: Hydro-geological model and dewatering concept. P. 103 and Appendix.52.

MBEG, 2012. Consultancy and Engineering Services for Mine Operation in Çöllolar Open Cast Mine (Afşin Elbistan Coal Basin), Phase V: Mine Plan for the Restart of Coal Mining & Status Report 06/2012, Subprojects: Geological Modelling/Hydrogeology/ Dewatering/ Geotechnics and Mine planning, P. 160 and Appendix.

MTA, 2009-2015. Afşin-Elbistan Kömür Havzası HB Ve HD Sektörlerinin Jeoloji, Rezerv ve Hidrojeoloji Raporu Cilt I ve II, MTA Enerji Hammadde Etüt ve Arama Daire Başkanlığı, Ankara.

Newton, J-G., 1984. Sinkholeresulting from ground-water withdrawals in carbonate terranes-an-overview, p 195-202, Geological Society of America, Reviews in engineering geology, volume VI.

Saaty, T.L., 1980. The Analytic Hierarchy Process. McGraw-Hill, New York.

Ayazmant (Balıkesir) Maden İşletmesinde Planlanan Yeraltı Galerilerine Yeraltısuyu Akımının Kestirilmesi

Prediction of Groundwater Inflow to Underground Galleries Planned at Ayazmant (Balıkesir) Mine Site

Mehmet EKMEKÇİ[1,2*], Şükran AÇIKEL[1,2]

[1]*Hacettepe Üniversitesi, Uluslararası Karst Su Kaynakları Araştırma Merkezi, Beytepe, Ankara*
[2]*Hacettepe Üniversitesi, Hidrojeoloji Mühendisliği Programı, Beytepe, Ankara*
*(*ekmekci@hacettepe.edu.tr)*

ÖZ: Balıkesir ili sınırları içerisinde bulunan Karahayıt-Ayazmant demir-bakır yatağının bulunduğu maden sahası halen açık ocak yöntemiyle işletilmektedir. Cevherin derinliği ve maden sahası sınırında yeralan bir baraj gölüne göre konumunun ortaya çıkardığı teknik ve ekonomik fizibilite sorunları nedeniyle +140 m kotunda açık işletme şeklinde yapılmakta olan madencilik faaliyetlerinin +50 m kotuna kadar olan kısmının yeraltı işletmesine dönüştürülmesi planlanmaktadır. Sunulan çalışma kapsamında, yeraltı madencilik faaliyetleri sırasında karşılaşılabilecek yeraltısuyu akımı, analitik eşitlikler kullanılarak hesaplanmıştır. Kararlı ve kararsız akım koşulları için yapılan hesaplamalar sonucunda işletme boyunca galerilere yeraltısuyu boşalımının 130 m kotundaki işletme galerisinin ilk dönemlerinde 26 l/s'den başlayıp işletme faaliyetlerinin son dönemlerinde 150 l/s'ye ulaşabileceği ortaya konmuştur. Kararlı ve kararsız akım koşulları için gerçekleştirilen hesaplamaların uyum içinde olduğu görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Ayazmant, analitik çözüm, galeri, yeraltısuyu boşalımı, susuzlaştırma

ABSTRACT: *Karahayıt-Ayazmant iron-copper mine, located within Balıkesir province, is currently being operated as open pit mine. Technical and economic feasibility of mining operations has become questionable due to the depth and location of the mine with respect to a dam reservoir, which has lead to change mining techniques from open pit to underground for elevations between 140 m and 50 m asl. This paper documents the studies conducted to predict groundwater inflow to galleries using analytical equations, for both steady and transient flow conditions. The results have revealed that the groundwater inflow will increase up to 150 l/s toward the end of the gallery excavations from abut 26 l/s at the begining of the operations. Results from steady and transient flow conditions were shown to be consisitent.*

Keywords: *Ayazmant, analytical solution, gallery, groundwater inflow, dewatering*

1. GİRİŞ

Balıkesir ili Ayvalık ilçesi sınırları içerisinde bulunan Karahayıt-Ayazmant demir-bakır yatağının bulunduğu maden sahası halen açık ocak yöntemiyle işletilmektedir. Cevherin bulunduğu maden sahasının güney sınırını Madra Baraj gölünün kuzeye doğru uzanan iki yan kolu oluşturmaktadır (Şekil 1). Cevherin derinliği ve baraj gölüne göre konumu nedeniyle sahanın orman sınırının güneyinde kalan ve Madra Baraj gölüne yakın kesimlerinde bulunan cevherin yeraltı işletmeleri ile alınması planlanmaktadır. Açık ocak tabanının 50 m kotuna ulaşmasından sonra yeraltı işletmesine geçilecektir. Yeraltı işletmesi kapsamında 10 m kot artışıyla 50 m kotundan yukarıya doğru galeriler açılacaktır. Sunulan çalışma kapsamında, yeraltı işletmesine geçilmesi durumunda işletme galerilerinde karşılaşılabilecek yeraltısuyu boşalımlarının kestirilmesine yönelik hesaplamalar gerçekleştirilmiştir. Çalışma alanında hidrojeolojik yapıya ilişkin bölgesel veya yerel ölçekte yapılmış herhangi bir çalışma bulunmamaktadır. Bu çalışmada, hidrojeolojik yapının ortaya konmasında gerekli olan bölgesel ve çalışma alanı jeolojisinin tanımlanmasında başta Altunkaynak ve Yılmaz (1998) ve Oyman (2010) olmak üzere Jeopark (2011) tarafından gerçekleştirilen çalışmadan yararlanılmıştır.

Şekil 1. Çalışma alanı yerbulduru haritası.

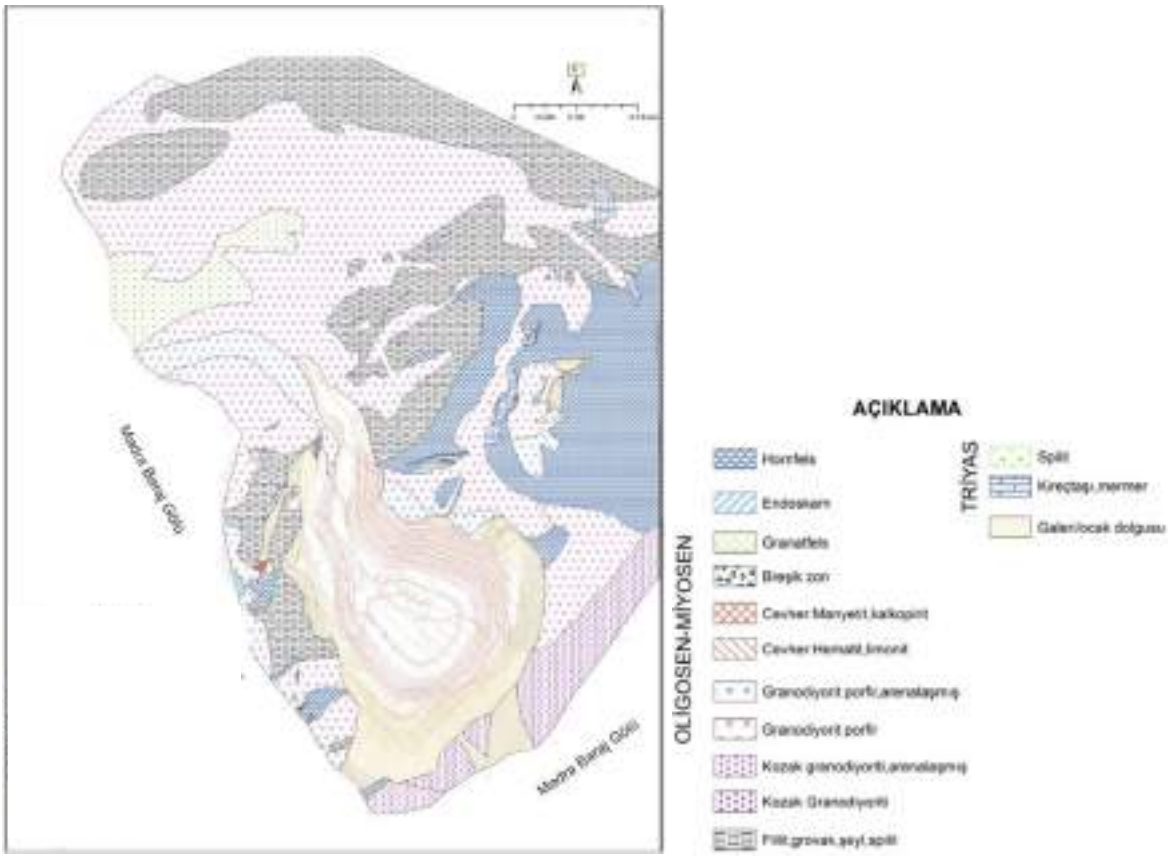
Jeopark (2011) tarafından alanın 1/1000 ölçekli jeolojik etüdü yapılmıştır. Çalışma kapsamında litolojik birimler, alterasyon ve cevher zonları ayrıntılı olarak ayırtlanmış ve haritalanmıştır. Bu çalışmaya ek olarak, özellikle galerilere gelebilecek yeraltısuyu miktarının hesaplanmasında kullanılan işletme tasarımına ilişkin bilgiler için ise ODTÜ (2013) tarafından gerçekleştirilen çalışma temel alınmıştır.

2. HİDROJEOLOJİK YAPI

Yeraltı madenciliği amacıyla açılacak olan galerilere gelebilecek yeraltısuyu akımının kestirilmesi, temelde maden sahasının içinde bulunduğu hidrojeolojik sistemin tanımlanmasını gerektirmektedir. Sisteme ait kavramsal modelin oluşturulması amacıyla maden sahası ve yakın dolayında jeolojik-hidrojeolojik gözlem ve haritalama, süreksizlik ölçümleri, karotlu sondaj kuyusu açma ve basınçlı su testlerinin yanı sıra hidrojeolojik amaçlı yerinde gözlem, ölçüm ve örnekleme çalışmaları gerçekleştirilmiştir.

2.1. Çalışma Alanının Jeolojisi

Çalışma alanında Alt Triyas'tan Üst Miyosen'e kadar değişen yaşlara sahip metasedimanter, mağmatik ve volkanik kayaçlar yüzeylemektedir. Temelde, Mesozoyik yaşlı metasedimanter birimler, bu birimleri kesen ve Kozak intrüzyonuna ait magmatik birimler, yine intrüzyona bağlı olarak oluşmuş olan skarn-hornfels, bu birimleri örten volkanik birimler ve bu birimlerde oluşan vadilerde akarsuların çökelttiği alüvyonlar bulunur. Kınık formasyonu olarak adlandırılan temel kayalar Kireçtaşı blokları içeren Karakaya grubu olarak tanımlanmıştır. Kozak plütonu ise Oligosen dönemindeki intrüzyon granodiyorit, Alt-Orta Miyosen dönemindeki granodiyorit profir, Orta-Üst Miyosen yaşlı volkanik birimler ise Yuntdağı Volkanikleri olarak adlandırılmıştır (Jeopark, 2011). Çalışma alanına ait 1/1000 ölçekli haritadan türetilen jeoloji haritası Şekil 2'de verilmiştir. Çalışma alanının önemli bir bölümü granodiyorit porfir daykları şeklinde gözlenen. Kozak granodiyoriti genellikle monzogranit, granodiyorit ve granodiyorit porfir bileşimlidir. Eosen-Oligosen yaş aralığı verilen granodiyorit, 50 cm'den onlarca metreye kadar değişen genişliklere sahip porfirik dayklar içerir.



Şekil 2. Çalışma alanın jeoloji haritası (Jeopark, 2011'den).

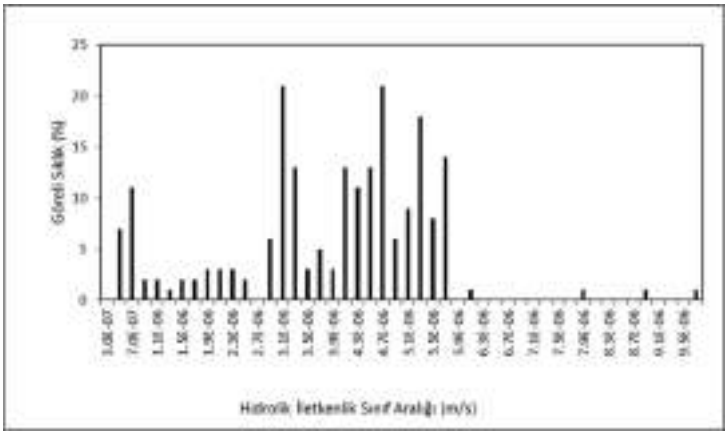
2.2. Litolojik Birimlerin Hidrojeolojik Özellikleri

Litolojik birimlerin geçirgenliklerinin belirlenmesi amacıyla, hidrojeolojik gözlem amaçlı kuyuların açılması sırasında basınçlı su testi yapılmıştır. Tüm kuyuların her kademesi için hesaplanan hidrolik iletkenlik katsayısının frekans dağılımını Şekil 3'te verilmiştir. Histogramdan görüldüğü gibi çalışma alanında yüzeylenen litolojik birimlerin hidrolik iletkenlik katsayısı $3x10^{-6}$ m/s ile $5.9x10^{-6}$ m/s değerleri arasında yoğunlaşmıştır. Testlerinden elde edilen bu değerlerden ortamı oluşturan farklı litolojik birimlerin benzer hidrojeolojik özelliklere sahip olduğu ortaya çıkmaktadır. Bu durumdan, çalışma alanında bulunan litolojik birimlerin tek bir hidrostratigrafik birim içinde tanımlanabileceği görülmektedir. Testlerden sonra kuyuların teçhiz edilmesinin ardından yeraltısuyu seviyesi gözlemleri başlatılmış ve alanda hidrolik yük dağılımı belirlenmiştir. Gözlem kuyularında yaklaşık 18 aylık bir dönemde gerçekleştirilen yeraltısuyu seviye gözlemlerinden elde edilen değişkenlik katsayısı değerleri, yeraltısuyu seviyelerinde yıl boyu önemli bir değişim olmadığını, seviyenin genelde ortalama değer etrafında gerçekleştiğini göstermektedir. Buna dayanarak gerek kavramsal model oluşturmada, gerekse akım hesaplarının yapıldığı analitik çözümlerde ortalama yeraltısuyu seviyelerinin kullanılmasının önemli bir hata getirmeyeceği kabul edilmiştir.

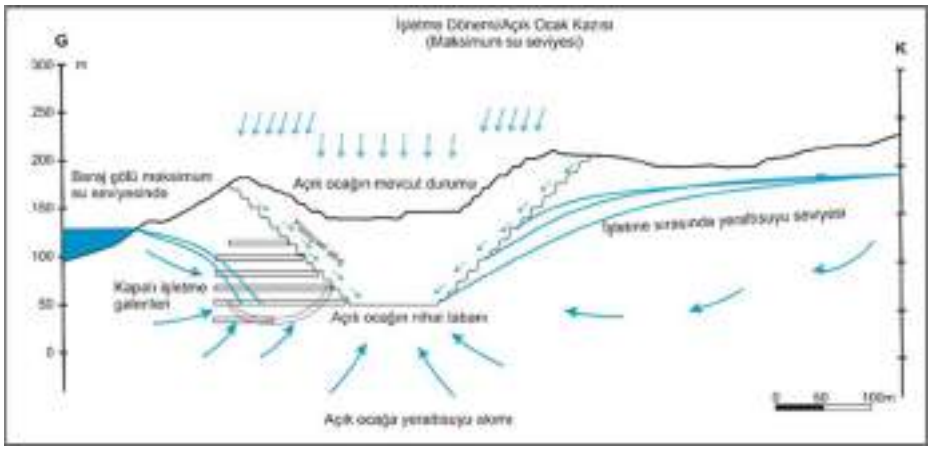
3. GALERİLERE YERALTISUYU BOŞALIMININ HESAPLANMASINDA KULLANILAN ANALİTİK ÇÖZÜMLER

Tünel ve galeri gibi yeraltı kazılarına gelebilecek yeraltısuyu miktarının hesaplanması ile ilgili ilk çalışmalar kuyu hidroliği kapsamında geliştirilen analitik çözümlerden yararlanmışlardır. Bu çalışma kapsamında analitik çözüm kararlı ve kararsız akım koşulları için halen yaygın olarak kullanılan iki eşitlik ile uygulanmıştır. Analitik çözümler, işletme sahasında açılacak galerilere yeraltısuyu boşalımı

her galeri katı için hesaplanmıştır. Galeri katları 50 m ile 130 m kotları arasında 10'ar metre kot yükselmesi olacak şekilde tasarlanmıştır (Şekil 4).



Şekil 3. Çalışma alanındaki kuyuların her kademesi için hesaplanan hidrolik iletkenlik katsayısının frekans dağılımı.



Şekil 4. Analitik çözümlerin uygulandığı hidrojeolojik koşulları gösteren kavramsal model.

3.1. Kararlı Akım Koşulları

Tünel ve galeri gibi yeraltı açıklıkları yatay kuyu olarak varsayılarak geliştirilen ilk eşitliklerden biri Goodman vd. (1965) eşitliğidir. Eşitlik, kararlı akım koşullarında r yarıçaplı bir galerinin birim uzunluğundan (1 metre-tul) gelebilecek yeraltısuyu akımını

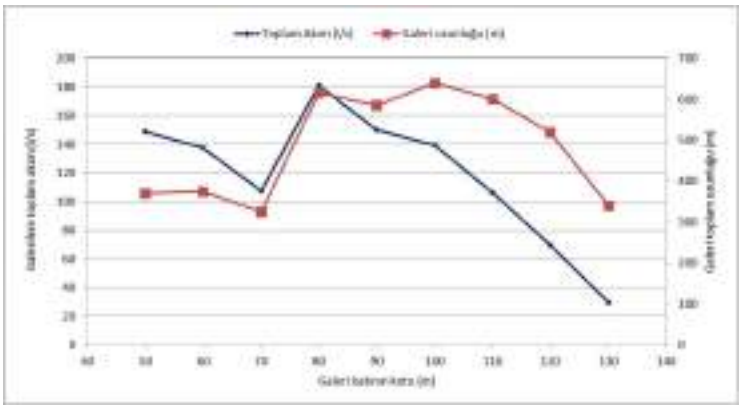
$$Q' = 2\pi K \frac{h}{ln\left(\frac{2h}{r}\right)} \tag{1}$$

şeklinde ifade etmektedir.

Burada,
Q': galerinin 1 metre uzunluğuna gelen yeraltısuyu boşalımı,
r: galeri yarıçapı,
K: galerinin açıldığı ortamın hidrolik iletkenlik katsayısı ve
h ise basınç yükü (galeri tavanı üzerindeki, su sütunu yüksekliği)'dür.

Eşitlik (1) kullanılarak gerçekleştirilen hesaplamalar sonucunda her galeri katında açılacak olan toplam galeri uzunlukları dikkate alınarak galerilere gelmesi beklenen toplam yeraltısuyu miktarının yaklaşık 30 l/s (130 m kotu galerileri) ile 180 l/s (80 m kotu galerileri) arasında değişeceği görülmektedir (Şekil

5). Şekilden de görüldüğü gibi 80 m kotundaki galerilere yeraltısuyu toplam akımının en yüksek düzeyde gerçekleşmesi, toplam galeri uzunluğunun büyük bir değere (615 m) sahip olmasından kaynaklanmaktadır.



Şekil 5. Eşitlik (1)'e göre kararlı akım koşullarında farklı katlarda açılacak galerilere gelecek toplam yeraltısuyu akımı ve galeri uzunluklarına göre değişimi.

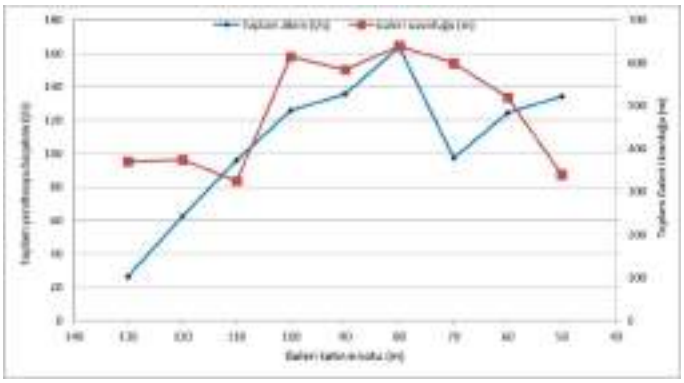
Goodman vd. (1965)'nin eşitliği kullanılarak yapılan hesaplamaların geçerliliği ile ilgili değerlendirme yapılabilmesi amacıyla aynı kavramsal model, koşul ve varsayımları dikkate alan ve uygulamada "güvenilir" olması nedeniyle yaygın olarak kullanılan diğer bir eşitlik, El Tani (2003)'nin eşitliği ile hesaplamalar yinelenmiştir.

$\lambda = \left(\frac{h}{r}\right) - \sqrt{\left(\left(\frac{h^2}{r^2}\right) - 1\right)}$ El Tani (2003) eşitliği, olmak üzere

$Q' = 2\pi K \frac{\lambda^2 - 1\, h}{\lambda^2 + 1\, ln\lambda}$ şeklinde ifade edilmektedir (2)

Eşitlikte,
Q': galerinin 1 metre uzunluğuna gelen yeraltısuyu boşalımı,
r: galeri yarıçapı,
K: galerinin açıldığı ortamın hidrolik iletkenlik katsayısı ve
h ise basınç yükü (galeri tavanı üzerindeki, su sütunu yüksekliği)'dir.

El Tani (2003) eşitliği kullanılarak yapılan hesaplamalardan alınan sonuçlara göre, galerilere her katta gelmesi beklenen toplam yeraltısuyu boşalımlarının yaklaşık 27 l/s ile 164 l/s arasında değişeceği görülmektedir. Şekil 6'da gösterilen grafikten de anlaşıldığı gibi, her katta açılacak olan galeri toplam uzunluğunun farklı olması nedeniyle grafikte, galeri kotu, galeri uzunluğu ve toplam yeraltısuyu boşalımı arasında doğrusal bir ilişki görülmemektedir.



Şekil 6. Eşitlik (2)'ye göre kararlı akım koşullarında farklı katlarda açılacak galerilere gelecek toplam yeraltısuyu akımı ve galeri uzunluklarına göre değişimi.

3.1. Kararsız Akım Koşulları

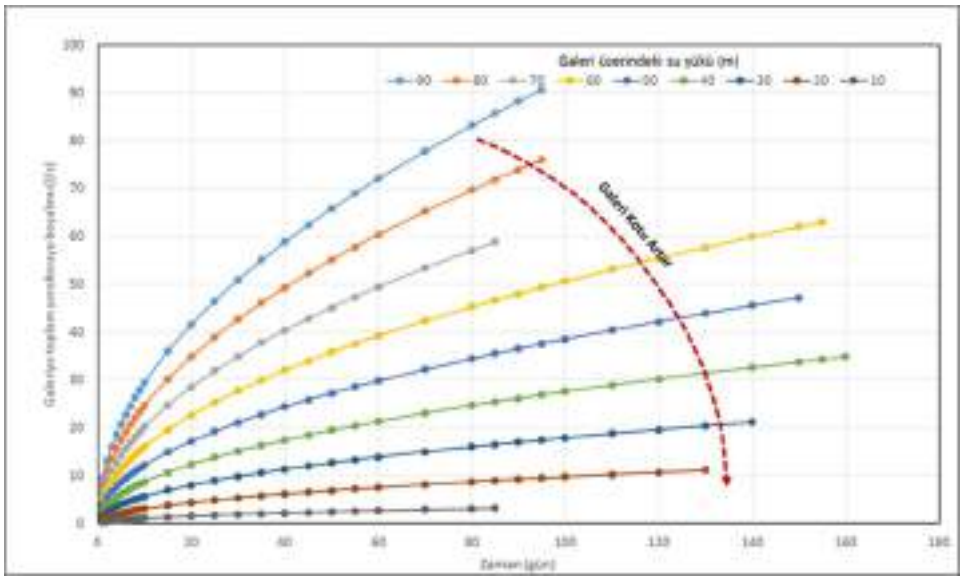
İşletme sırasında hidrolik yükün dolayısıyla basınç yükü düşümüne bağlı olarak galerilere gelecek yeraltısuyu akımında da zamanla bir azalma beklenmelidir. Sözkonusu durumun analizi amacıyla, kararsız akım koşullarını ifade eden analitik çözümlerden uygulamada yaygın olarak kullanılan iki eşitlik kullanılmıştır. Bunlardan ilki yine Goodman vd. (1965) tarafından geliştirilmiş olup

$Q'(t) = 8 * \frac{C}{3}\sqrt{KH_0^3 S_y t}$ şeklinde ifade edilmektedir. (3)

Burada,

C= 0.12+1.24D;
D= tünelin doygun zonda kalan kesri,
Q'(t): galeri açılmasından itibaren geçen (t) süresinde galeriye kümülatif yeraltısuyu boşalımı,
K: ortamın hidrolik iletkenlik katsayısı,
Ho = galeri merkezinden su tablasına olan uzaklık,
Sy: özgül verim ve
t: galeri açılmasından itibaren geçen süre'dir..

Eşitlik (3) kullanılarak yapılan hesaplamalarda, zaman (t), galeri uzunluklarına göre günde 4 m galeri açılacağı dikkate alınarak belirlenmiştir. Hesaplamalara göre, 50 m kotundaki seviyede galerilerin tamamının açılması sonucunda birim galeri uzunluğundan gelebilecek kümülatif akım 23 l/s dolayındadır (Şekil 7). 50 m kotundaki galeriler için yapılan hesaplama sonucunda toplam yeraltısuyu boşalımının 90 l/s dolayında olacağı bulunmuştur. 130 m kotundaki galerilere ise 3 l/s dolayında yeraltısuyu boşalımı gerçekleşeceği öngörülmektedir. Şekil 7'de verilen eğri eğimlerinde zamanla meydana gelen azalma (düşüş) yeraltısuyu akım miktarında zaman göre düşüşü göstermektedir. Yataylaşma, kararsız akım koşullarında, kazıların ilk dönemlerinde birim zamanda birim alandan gelen yüksek orandaki yeraltısuyu boşalımlarının zamanla azalacağını ve gittikçe kararlı hale yaklaşacağını göstermektedir. Kararsız akım koşullarında galerilere yeraltısuyu boşalımı ile ilgili olarak uygulanan ikinci yöntem Perrochet and DeMatteis (2007) tarafından geliştirilen eşitliklere dayanmaktadır. Goodman vd. (1965)'nin eşitliğine göre daha karmaşık olan bu yöntem, ortamın heterojenliğini ve galeri kazı hızını dikkate almaktadır. Bu analitik çözüm akım alanının, Goodman vd. (1965)'nin çözümündekinden farklı olarak sonsuz yayılımlı değil, yarı sonsuz yayılımlı olarak varsaymaktadır.



Şekil 7. Goodman vd. (1965)'nin eşitliğine göre kararsız akım koşullarında farklı katlarda açılacak galerilere toplam yeraltısuyu akımının zaman göre değişimi.

Perrochet and DeMatteis (2007)'nin yaklaşımını ifade eden eşitlik

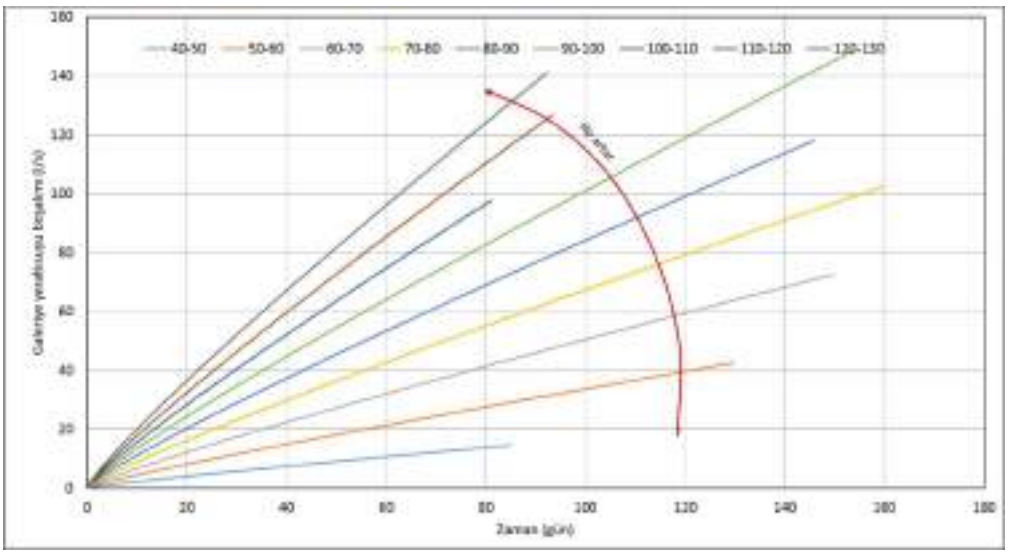
$$Q(t) = 2\pi \sum_{i=1}^{N} H(t-t_i) * \int_0^{v_i(t-t_i)} \frac{K_i s_i H(L-x)}{ln\left[1+\sqrt{\frac{\pi K_i}{S_{si} r_i^2}\left(t-t_i-\frac{x}{v_i}\right)}\right]} dx \quad (4)$$

olup burada,

t [gün]: zaman
L [m]: galerinin açıldığı litolojik birimin yayılımı (uzunluğu)
v [m/gün]: galeri kazı hızı
K [m/gün]: litolojik birimin hidrolik iletkenlik katsayısı
S [1/m] : litolojik birimin özgül depolama katsayısı
r [m]: galeri çapı
s [m]: galeri tavanı üzerindeki ilksel su sütunu yüksekliği: su tablasına olan uzaklık

Bu eşitliğin güvenle kullanılabilmesi için $t < t_{lim} \approx \frac{1}{8}\frac{S_S R^2}{K}$ olmalıdır. Çalışma alanında bu koşul hidrolik difüzyon katsayısının küçük (>55 m^2/gün) ve hidrolik sınır koşulunun (R) görece büyük olması (~120 m) nedeniyle sağlanmaktadır. İşletmede en uzun galeride (60 m) madencilik faaliyetlerinin ortalama 4 m/gün galeri açma hızıyla 15 gün süreceği planlanmıştır. Bu süre (t), yönetm için verilen sınır değerin (t_{lim} = 32.5 gün) yaklaşık yarısına karşılık gelmektedir.

Yapılan hesaplamalar sonucunda, galerilere meydana gelecek yeraltısuyu boşalımının, 80 m kotundaki galeriler için ilk 20. günde 25 l/s iken 160. günde 150 l/s dolayında gerçekleşeceği görülmektedir. Bu değer, yeraltı işletmesi sırasında karşılaşılması beklenen en yüksek değer olarak bulunmuştur. Bu değerler kümülatif olup t süresi sonundaki boşalım miktarını ifade etmektedir. Hesaplamalardan elde edilen her galeri katına ait sonuçlar grafikler şeklinde toplu olarak Şekil 8'de verilmiştir. Şekilden de görüldüğü gibi, galerilerin açıldığı en alt kot olan 50 m kotunda kazıların 90 günde tamamlanacağı varsayılarak yapılan hesaplama sonucunda galeriye toplam akımın 140 l/s dolayında olacağı görülmektedir.



Şekil 8. Eşitlik (4)'e göre kararsız akım koşullarında farklı katlarda açılacak galerilere gelecek kümülatif yeraltısuyu akımının zaman göre değişimi.

4. SONUÇLAR

Balıkesir ili Ayvalık ilçesi sınırları içerisinde bulunan Karahayıt-Ayazmant demir-bakır yatağının açık ocak ve yeraltı işletmeleri ile alınması planlanmaktadır. Sahanın güneyi Madra Baraj gölü, doğu ve

batısı ise baraj gölünü besleyen iki akarsu vadisi ile sınırlandırılmıştır. Madra Baraj Gölü ile hidrolik bağlantı başta olmak üzere madencilik faaliyetleri sırasında karşılaşılabilecek yeraltısuyu sorununun, boyutları ve gerçekleşme olasılığı açısından tanımlanarak ortaya konması ve bu soruna karşı alınması gereken önlemlerin araştırılarak çözüm önerilerinin geliştirilmesine yönelik olarak gerçekleştirilen çalışmalardan elde edilen bulgu ve sonuçlar aşağıda maddeler halinde özetlenmiştir.

Açık ocak tabanının 50 m kotuna ulaşmasından sonra yeraltı işletmesine geçilecektir. Yeraltı işletmesi kapsamında 10 m kot artışıyla 50 m kotundan yukarıya doğru galeriler açılacaktır. Galerilerin konumu açık ocağın güney-güneybatı kesiminde yoğunlaşacaktır. Madra Baraj gölü ve Karahayıt Dere yatağına yaklaşacak olan galerilere gelebilecek yeraltısuyu boşalımının hesaplanması amacıyla analitik ve nümerik çözümler gerçekleştirilmiştir. Analitik çözümler, kararlı ve kararsız akım koşullarında yinelenmiştir. Her koşul için farklı ikişer eşitlik kullanılarak yapılmıştır. Kararlı akım koşullarında, Goodman vd. (1965) ve El Tani (2003) tarafından türetilmiş eşitlikler kullanılmıştır. Galerilere yeraltısuyu boşalımının birinci eşitlikle 30 l/s ile 150 l/s arasında gerçekleşeceği hesaplanmış olup, bu değerlerin ikinci eşitlik kullanıldığında 26 l/s ile 130 l/s düzeyinde olacağı görülmüştür. Düşük değerler 135 m kotundaki galerilere gelecek yeraltısuyu boşalımını, yüksek değerler ise 50 m kotundaki galerilere gelecek yeraltısuyu boşalımını temsil etmektedir. Kararsız akım koşullarında yapılan hesaplama sonuçlarına göre, galerilere gelecek yeraltısuyu boşalımı birinci eşitliğe göre 3 l/s ile 90 l/s arasında değişirken; ikinci eşitliğe göre 12 l/s ile 140 l/s arasında değişmektedir. İki yöntem arasındaki farkın önemli olmasına karşın, genel olarak bu değerler kararlı akım koşulları için yapılan hesaplamalardan elde edilen sonuçlarla uyum içindedir. Buna göre galerilere gelmesi beklenen en yüksek yeraltısuyu boşalımı100 l/s ile 150 l/s arasında olmalıdır.

5. KATKI BELİRTME

Yazarlar, çalışmayı destekleyerek yayınlanmasına izin veren BİLFER Madencilik Genel Müdür Yrd. Maden Yüksek Mühendisi Sayın Ergün TUNCER'e; çalışmaların her aşamasında, desteğini esirgemeyen, Jeoloji Mühendisi Sayın Ümit SÜMER'e, ayrıca, bildiriyi daha anlaşılır hale getiren görüş ve önerileri için hakemlere teşekkür ederler.

6. KAYNAKLAR

Altunkaynak, S., Yılmaz, Y., 1998. The Mount Kozak magmatic complex, western Anatolia: Journal of Volcanology and Geothermal Research, 85, pp. 211-231.

El Tani, M. 2003. Circular tunnel in a semi-infinite aquifer. Tunnelling and Underground Space Technology 18, no. 1: 49–55.

Goodman, R.F., Moye, D.G., Van Schaikwyk, A., Javandel, I., 1965. Ground water inflows during tunnel driving. Bulletin of the International Association of Engineering Geologists 2, no. 1: 39–56.

Jeopark, 2011. Karahayıt (Ayvalık-Balıkesir) Demir-Bakır Yatağının (İr: 489) Jeolojisi Ve Kaynak/Rezerv Hesabı. BILFER Madencilik Raporu.

ODTÜ, 2013. Ayazmant Demir Bakır Cevheri Maden İşletme Projesi Final Raporu. BİLFER Madencilik-ODTÜ Proje Kodu: 2013-03-05-00-2-05.

Thornthwaite, C.W., Mather, J.R., 1957. Instructions and Tables for Computing Potential Evapotranspiration and the Water Balance. Publ. in Climatology, vol.10, no.3, C.W. Thornthwaite & Associates, Centerton, New Jersey.

Oyman, T., 2010. Geochemistry, mineralogy and genesis of the Ayazmant Fe-Cu skarn deposit in Ayvalik (Balikesir), Turkey: Ore Geology Reviews, 37, pp. 175-201.

Perrochet, P., Dematteis, A., 2007. Modeling Transient Discharge into a Tunnel Drilled in a Heterogeneous Formation.Ground Water vol. 45, no:6. 786-790 pp.

Bilinmeyen Yeraltısuyu Kirletici Kaynak Yüklerinin Entegre bir Simülasyon-Optimizasyon Yaklaşımı Kullanılarak Belirlenmesi

Identification of Unknown Groundwater Pollution Source Loads by using an Integrated Simulation-Optimization Approach

Mustafa Tamer AYVAZ

Pamukkale Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Denizli
*(*tayvaz@pau.edu.tr)*

ÖZ: Bu çalışmada yeraltısuyu ortamına boşalım yapan noktasal kirletici kaynakların kirlilik yüklerinin belirlenebildiği entegre bir simülasyon-optimizasyon yaklaşımı geliştirilmiştir. Geliştirilen yaklaşım simülasyon aşamasında yeraltısuyu akımı ve kirletici taşınım süreçlerinin benzeşimini sırasıyla MODFLOW ve MT3DMS modellerini kullanarak yapmaktadır. Bu modeller ardından sezgisel Parçacık Sürü Optimizasyon (PSO) tekniğine dayanan bir optimizasyon modeline entegre edilmiştir. PSO tabanlı optimizasyon modelinin amacı gözlem kuyularında ölçülen kirletici konsantrasyon değerleri ile simülasyon modeli tarafından hesaplanan konsantrasyon değerleri arasındaki hata minimize edilecek şekilde ilgili kirletici kaynaklara ait yük değerlerinin belirlenmesidir. Geliştirilen yaklaşımın performansı literatürde verilmiş olan hipotetik bir akifer modeli üzerinde test edilmiş ve kirletici kaynak yükleri bakımından literatürde verilenlerle uyumlu ve/veya daha iyi sonuçlar elde edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Simülasyon-optimizasyon, Parçacık Sürü Optimizasyonu, kirletici kaynak, yeraltısuyu

ABSTRACT: *In this study, an integrated simulation-optimization model is developed to determine the pollutant loads of the point sources releasing to groundwater. In simulation part of the proposed approach, groundwater flow and pollutant transport processes are simulated by means of MODFLOW and MT3DMS models, respectively. These models are then integrated to an optimization model where heuristic Particle Swarm Optimization (PSO) method is used. The main objective of the PSO based optimization model is to determine the pollutant loads of the point source locations by minimizing the error between meaured and simulated pollutant concentrations at observation points. The performance of the developed approach is tested on a hypothetical aquifer model given in literature and similar and/or better results are obtained in terms of the pollutant loads.*

Keywords: *Simulation-optimization, Particle Swarm Optimization, pollution source, groundwater*

1. GİRİŞ

Bilinmeyen yeraltısuyu kirletici kaynakları, akifer sistemlerinin sürdürülebilir yönetiminde belirlenmesi gereken önemli girdilerden biridir. Kirletici kaynaklar hakkında yeterli bilgi bulunmaması, yeraltısuyu kalite iyileştirme çalışmalarının performansını önemli derecede azaltmakta ve arıtma maliyetlerini de buna bağlı olarak arttırmaktadır. Bu nedenle, yeraltısuyu sistemleri için sürdürülebilir yönetim stratejileri geliştirilmeden önce, akifer ortamındaki kirletici kaynak sayıları, yerleri, boşalım geçmişleri ve süreleri gibi karakteristiklerin etkin bir şekilde belirlenmesi gereklidir. Ancak, pratikte bu tip veriler genellikle yetersiz olduğundan, kirletici kaynak karakteristiklerinin belirlenmesinde arazide bulunan gözlem noktalarından alınan ve kirletici madde konsantrasyonlarını içeren veriler kullanılmaktadır. Bu tip çözüm yaklaşımları literatürde evrik (inverse) modelleme teknikleri olarak adlandırılmakta ve konu ile ilgili kısmi diferansiyel denklem sisteminin doğrudan çözümü yerine tam tersi bir yaklaşımla akifer sistemindeki kirliliğin başlangıç noktasının karakteristikleri belirlenebilmektedir.

Yeraltısuyu ortamındaki kirletici kaynaklarının belirlenmesine yönelik olarak literatürde çok sayıda deterministik ve stokastik çözüm yaklaşımı geliştirilmiştir. Bu çözüm yaklaşımları ve konu ile ilgili literatür taraması Atmadja ve Bagtzoglou (2001), Michalak ve Kitanidis (2004), Bagtzoglou ve Atmadja (2005) tarafından yapılan çalışmalarda detaylı olarak verilmiştir. Konu ile ilgili olarak önerilen çözüm yaklaşımlarının en önemlilerinden biri simülasyon-optimizasyon yaklaşımları kullanılarak kirletici kaynakların karakteristiklerinin belirlenmesidir. Bu çözüm yaklaşımında, simülasyon modeli ile

yeraltısuyu akımı ve kirletici madde taşınımı olaylarına ait kısmi diferansiyel denklem sisteminin verilen başlangıç ve sınır koşulları altında çözümü yapılmakta ve bu çözümler kullanılan optimizasyon modeli içine entegre edilmektedir. Optimizasyon modeli her bir hesap adımında simülasyon modeli için gerekli girdileri üretmekte ve o girdiler için sistemin verdiği tepki belirlenmektedir. Böylece model sonuçları ile arazi ölçümleri arasındaki hata minimize edilecek şekilde çözüme ulaşılmaktadır (Mirghani vd., 2009).

Literatürde kirletici kaynak belirleme problemlerinin çözümünde doğrusal ve doğrusal olmayan optimizasyon tekniklerinin kullanıldığı çalışmalar bulunmaktadır. Ancak, bu tip optimizasyon tekniklerinde elde edilen çözümün kalitesi büyük oranda başlangıç çözümlerine bağlıdır. Bu durum genellikle, yeraltısuyu modellemesi ile ilgili olarak çözülen optimizasyon problemlerinin çözüm uzaylarının konveks olmayan bir yapıda olmasından kaynaklanmaktadır (McKinney ve Lin, 1994). Bu nedenle, yeraltısuyu modellemesi ile ilgili optimizasyon problemlerinin çözümünde, sezgisel optimizasyon tekniklerinin kullanılması yaygınlık kazanmıştır.

Bu çalışmanın amacı, yeraltısuyu kirletici kaynak yüklerinin belirlenebildiği entegre bir simülasyon-optimizasyon yaklaşımı geliştirmektir. Geliştirilen yaklaşım simülasyon bölümünde, yeraltısuyu hareketi ve kirletici madde taşınımı olaylarına ait kısmi diferansiyel denklemleri doğrudan çözmek yerine ilgili akifer sisteminin MODFLOW (McDonald ve Harbough, 1988) ve MT3DMS (Zheng ve Wang, 1999) çözüm modelleri üzerinde modellenmesiyle çözüme gidilmiş ve her iki model simülasyon modeline entegre edilmiştir. Geliştirilen simülasyon modeli ardından Parçacık Sürü Optimizasyon (PSO) tekniğinin kullanıldığı bir optimizasyon modeline entegre edilmiş ve bilinmeyen kirletici kaynak yükleri belirlenmiştir. Optimizasyon işleminde amaç fonksiyonu olarak düzenlenmiş model etkinlik katsayısı (E) kullanılmış ve akiferin belli yerlerine açılmış gözlem kuyularında ölçülen ve aynı noktalarda simülasyon modeli ile hesaplanan kirletici madde konsantrasyonları arasındaki hata minimize edilecek şekilde E değerinin maksimizasyonu amaçlanmıştır. Geliştirilen yaklaşımın performansı literatürde verilen hipotetik bir akifer modeli üzerinde ölçüm verilerinin hata içermesi ve içermemesi durumları için test edilmiş ve literatürde verilenlere benzer ve/veya daha iyi sonuçlar elde edilmiştir.

2. MODEL GELİŞTİRİLMESİ

2.1. Simülasyon Modeli

Geliştirilen yaklaşım kullanılarak kirletici kaynak belirleme probleminin çözülebilmesi için kirletici madde taşınım sürecine ait kısmi diferansiyel denklem sisteminin verilen başlangıç ve sınır koşullarına bağlı olarak çözülmesi gerekmektedir. Ancak, ilgili denklem sisteminin çözülebilmesi için yeraltısuyu sistemine ait hız dağılımının bilinmesi gereklidir. Bu nedenle taşınım sürecine ait denklem sistemi çözülmeden önce yeraltısuyu akım sürecine ait denklem sisteminin çözülmesi gereklidir. Bu iki denklem sistemi ise Darcy Kanunu kullanılarak birbiri ile ilişkilendirilmektedir. Üç boyutlu bir akifer sistemi için kararlı akım ve zamana bağlı kirletici taşınım süreçlerini temsil eden kısmi diferansiyel denklem sistemi aşağıdaki gibi verilmektedir (Bear, 1979):

$$\nabla(\boldsymbol{K}\nabla h) = q \tag{1}$$

$$\boldsymbol{v} = -\frac{\boldsymbol{K}}{\theta}\nabla h \tag{2}$$

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \nabla \cdot (\boldsymbol{D} \cdot \nabla C) - \nabla \cdot (C\boldsymbol{v}) + \frac{q}{\theta}(C - C_0) \tag{3}$$

burada $\boldsymbol{K}$ hidrolik iletkenlik tensörünü $[LT^{-1}]$, h hidrolik yükü, q akifer kalınlığı boyunca kaynak/yitik değerini $[T^{-1}]$, $\boldsymbol{v}$ hız alanı vektörünü $[LT^{-1}]$, θ akifer ortamının porozitesini $[-]$, t zamanı $[T]$, C çözünmüş kirletici madde konsantrasyonunu $[ML^{-3}]$, C_0 kirletici madde girdi konsantrasyonunu $[ML^{-3}]$, $\boldsymbol{D}$ hidrodinamik dispersiyon tensörünü $[L^2T^{-1}]$ göstermektedir. Yukarıda belirtildiği gibi, bu çalışma kapsamında ilgili akifer sisteminde Denklem (1)-(3)'de verilen akım ve taşınım süreçlerinin benzeşimi sırasıyla MODFLOW ve MT3DMS yazılımları kullanılarak gerçekleştirilmiştir. MT3DMS

taşınım süreçlerinin benzeşiminde, MODFLOW ile hesaplanan hidrolik yük dağılımını Denklem (2)'de verilen eşitlik ile hız dağılımına dönüştürerek kullanmaktadır.

2.2. Optimizasyon Modeli

İlk olarak Kennedy ve Eberhart (1995) tarafından geliştirilen PSO kuş veya balık sürülerinin sosyal davranışlarından esinlenilerek geliştirilen sezgisel bir optimizasyon tekniğidir. PSO ile bir optimizasyon probleminin çözümünün yapılabilmesi için "sürü" adı verilen ve aday çözümlerin bulunduğu bir çözüm kümesine ihtiyaç duyulmaktadır. Bu çözüm kümesi içindeki her bir çözüm "parçacık" olarak adlandırılmaktadır ve optimizasyon modelinin ana amacı bu parçacıkların arama uzayı boyunca optimum noktanın bulunması amacıyla hareket ettirilmesine dayanmaktadır. PSO ile bir optimizasyon probleminin çözümü için öncelikle her bir sürünün başlangıç pozisyonu ve hızları mevcut arama uzayı içerisinden rasgele olarak üretilir. Ardından, her bir parçacığın hızı kendi bireysel tecrübelerine ve diğer parçacıkların tecrübelerine bağlı olarak güncellenir. Son olarak, tüm parçacıkların pozisyonu belirlenen yeni hızlar kullanılarak güncellenir ve bu işlem verilen yakınsama kriteri sağlanıncaya kadar devam ettirilir. Bu çözüm yaklaşımı ile mevcut arama uzayındaki global optimum çözüm hem bireysel deneyimler (yerel arama) hem de grup deneyimleri (global arama) yardımıyla belirlenebilmektedir. Matematiksel olarak PSO aşağıda verildiği şekilde ifade edilmektedir:

n_p sürü içindeki parçacık sayısını, m ilgili problemdeki karar değişkenlerinin sayısını, $\tilde{\boldsymbol{v}}$ ve $\boldsymbol{x}$ boyutu $n_p \times m$ olan ve sırasıyla her bir karar değişkeni için mevcut hızların ve pozisyonların saklandığı çözüm matrislerini, $\boldsymbol{p}$ boyutu $n_p \times m$ olan ve her bir karar değişkeni için en iyi pozisyonların saklandığı çözüm matrisini ve $\boldsymbol{g}$ boyutu $1 \times m$ olan ve her bir karar değişkeni için o ana kadar elde edilmiş en iyi pozisyonların saklandığı çözüm vektörünü göstermek üzere her bir parçacığın hızı aşağıdaki eşitlik kullanılarak $\left(i = 1,2,3,\cdots,n_p\ ;\ j = 1,2,3,\cdots,m\right)$:

$$\tilde{v}_{ij}^{l+1} = \omega_0 \cdot \tilde{v}_{ij}^{l+1} + \omega_1 \cdot r(0,1) \cdot \left(p_{ij} - x_{ij}^{l}\right) + \omega_2 \cdot r(0,1) \cdot \left(g_j - x_{ij}^{l}\right) \tag{4}$$

burada l iterasyon indisini, ω_0 atalet katsayısını, ω_1 ve ω_2 ölçek katsayılarını ve $r(0,1)$ ise değeri 0 ile 1 arasında değişen üniform rasgele sayıyı göstermektedir. ω_0, ω_1 ve ω_2 katsayıları daha önceki iterasyonlarda belirlenen hızların mevcut hız değerinin belirlenmesindeki etkisini yansıtmak amacıyla kullanılmaktadır. Hu ve Eberhart (2001) optimizasyon problemlerinin çözümü için $\omega_0 = [0.50 + r(0,1)/2]$ ve $\omega_1 = \omega_2 = 2$ değerlerinin pek çok optimizasyon probleminin çözümünde kullanılabileceğini belirtmiştir. Burada dikkat edilmesi gereken önemli noktalardan biri, her bir parçacığın maksimum verilen bir hız değerine eşit olacak şekilde belirlenebileceğidir. Şöyle ki, $\tilde{\boldsymbol{v}}_{\max}$ boyutu $1 \times m$ olan ve maksimum hız değerlerinin saklandığı çözüm vektörü aşağıdaki şekilde belirlenmektedir:

$$\tilde{\boldsymbol{v}}_{\max} = \gamma\left(\boldsymbol{x}^{\max} - \boldsymbol{x}^{\min}\right) \tag{5}$$

burada γ değeri 0 ile 1 arasında değişen ölçek katsayısını, $\boldsymbol{x}^{\min}$ ve $\boldsymbol{x}^{\max}$ ise boyutu $1 \times m$ olan ve karar değişkenlerinin sırasıyla alt ve üst sınır değerlerini içeren çözüm vektörlerini göstermektedir. Verilen bu eşitliklere bağlı olarak her bir parçacığın pozisyonu aşağıda verilen eşitlik yardımıyla güncellenmektedir $\left(i = 1,2,3,\cdots,n_p\ ;\ j = 1,2,3,\cdots,m\right)$:

$$x_{ij}^{l+1} = x_{ij}^{l} + \tilde{v}_{ij}^{l+1} \tag{6}$$

Denklem (6) yardımıyla parçacıkların yeni pozisyonlarının bulunmasının ardından belirlenen çözümler için amaç fonksiyonu değeri hesaplanmakta ve $\boldsymbol{p}$ ile $\boldsymbol{g}$ değerleri güncellenerek verilen yakınsama kriteri sağlanıncaya kadar çözüme devam edilmektedir.

2.3. Problem Formülasyonu

Bu çalışma kapsamında geliştirilen çözüm yaklaşımı kullanılarak noktasal kaynakların kirlilik yüklerinin belirlenmesi problemi matematiksel olarak bir optimizasyon problemi kurularak çözülebilir.

Geliştirilen optimizasyon probleminin ana amacı akiferin belli yerlerine açılmış gözlem kuyularında ölçülen ve aynı noktalarda simülasyon modeli ile hesaplanan kirletici madde konsantrasyonları arasındaki hatayı minimize edecek şekilde ilgili kaynaklara ait kirlilik yüklerinin belirlenmesidir. Bu kapsamda amaç fonksiyonu olarak Düzenlenmiş Model Etkinlik (E) katsayısı kullanılmış olup bu katsayının değerinin maksimize edilmesi amaçlanmıştır. E değeri sayısal olarak $-\infty$ ile 1 arasında değerler alabilmektedir. E'nin değerinin 1 olması durumunda gözlem kuyularında hesaplanan ve ölçülen madde konsantrasyonları aynı değere sahip olmaktadır (Nash ve Sutcliffe, 1970). Bu tanımlamalar altında bilinmeyen yeraltısuyu kirletici kaynak yüklerinin belirlenmesi problemi matematiksel olarak aşağıdaki şekilde ifade edilmektedir (Ayvaz, 2011):

$$E = \max\left\{1 - \frac{\sum_{t=1}^{n_t}\sum_{k=1}^{n_d}\left|C_k(t) - \hat{C}_k(t)\right|}{\sum_{t=1}^{n_t}\sum_{k=1}^{n_d}\left|\hat{C}_k(t) - \bar{C}\right|}\right\} \tag{7}$$

Kısıtlar:

$$\boldsymbol{C} = f(\tilde{\boldsymbol{q}}) \tag{8}$$

$$NS + \boldsymbol{C} - 1 = \hat{\boldsymbol{C}} \tag{9}$$

$$\tilde{\boldsymbol{q}}_{\min} \leq \tilde{\boldsymbol{q}} \leq \tilde{\boldsymbol{q}}_{\max} \tag{10}$$

burada n_t stres periyotlarının sayısını, n_d gözlem kuyularının sayısını, $C_k(t)$ simülasyon modeli ile k nolu gözlem kuyusunda t nolu stres periyodunda hesaplanan kirletici madde konsantrasyonunu, $\hat{C}_k(t)$ k nolu gözlem kuyusunda t nolu stres periyodunda sahada ölçülen madde konsantrasyonunu, $\bar{C}$ ölçülen kirletici madde konsantrasyonlarının ortalamasını, $\boldsymbol{C}$ hesaplanan kirletici madde konsantrasyonlarını içeren çözüm vektörünü, $\tilde{\boldsymbol{q}}$ kirletici madde yüklerini içeren çözüm vektörünü, $f(*)$ simülasyon modelini, $\tilde{\boldsymbol{q}}_{\min}$ ve $\tilde{\boldsymbol{q}}_{\max}$ kirletici madde yüklerinin minimum ve maksimum değerlerini içeren çözüm vektörlerini göstermektedir. Geliştirilen yaklaşım kapsamında optimizasyon modelinde kullanılacak karar değişkenleri noktasal kaynaklarda tanımlanan her bir stres periyodu için dikkate alınan kirletici yükleri olup ($\tilde{\boldsymbol{q}}$) ilgili değerler Denklem (7) – (10) arasında tanımlanan formülasyon dikkate alınarak belirlenmektedir.

2.4. Ölçüm Hatalarının Dikkate Alınması

Bu çalışma kapsamında geliştirilen yaklaşımın performansı gözlem verilerinin ölçüm hataları içermesi durumu için de test edilmiştir. Bu süreç, gerek gözlem kuyularından ölçüm yapılırken gerek se laboratuvar ortamındaki deneyler esnasında meydana gelebilecek ölçüm hatalarının etkisini dikkate alabilmek amacıyla yapılmaktadır. Bu amaçla, ölçülen konsantrasyon değerlerine genellikle normal dağılıma uyan hata terimleri eklenmekte ve arazi ve/veya laboratuvar ortamındaki ölçüm hatalarının etkisi sisteme yansıtılmaya çalışılmaktadır. Ölçüm hataları eklenmiş gözlem verileri aşağıdaki eşitlik yardımıyla hesaplanmaktadır (Mahar ve Datta, 2001):

$$\hat{C}_k(t) = C_k(t) + \varepsilon \cdot a \cdot C_k(t) \qquad (k = 1,2,3,\cdots,n_d\ ;\ t = 1,2,3,\cdots,n_t) \tag{11}$$

burada ε normal dağılıma uyan ortalaması 0 ve standart sapması 1 olan hata terimlerini içeren hata matrisini, a ise değeri 0 ile 1 arasında değişen ondalıklı bir sayıyı ($0 \leq a \leq 1$) göstermektedir. Singh ve Datta (2006), $a \leq 0.10$ olması durumunda düşük hata seviyesi, $0.10 \leq a \leq 0.15$ olması durumunda orta hata seviyesi ve $a > 0.15$ olması durumunda ise yüksek hata seviyesi ile gözlem verilerine ölçüm hatalarının eklenebileceğini belirtmiştir. Burada dikkat edilmesi gereken önemli bir nokta, hatalı gözlem verilerini içeren çözüm vektörü sadece bir adet veri setini oluşturmaktadır. Ancak, model performansının farklı veri setleri için de test edilmesi büyük önem arz etmektedir. Bu nedenle farklı hata değerleri içeren ε matrisleri oluşturularak elde edilen gözlem verileri için de model performansı test edilmiştir. Kirletici kaynak belirleme problemini farklı hata dağılımları için çözdükten sonra, elde edilen kaynak karakteristiklerinin ortalaması alınmış ve model performansı değerlendirilmiştir. Bu proje kapsamında elde edilen model sonuçlarını literatürde verilen sonuçlarla karşılaştırabilmek amacıyla kirletici kaynak belirleme problemi 10 farklı hata dağılımı için çözülmüştür.

2.5. Performans Değerlendirme Ölçütleri

Bu çalışma kapsamında geliştirilen yaklaşımın performansı hipotetik bir akifer modeli üzerinde test edileceğinden belirlenen kaynak yükleri gerçek değerler ile karşılaştırılabilir. Bu amaçla aşağıda tanımlanan Normalize Hata (normalized error - NE), Ortalama Tahmin Hatası (percent average estimation error - $PAEE$) ve Standart Sapma (standard deviation - SD) ölçütleri kullanılarak model performansı test edilmiştir (Mahar and Datta, 2001):

$$NE = \frac{\sum_{t=1}^{n_t} |\bar{q}_i(t) - \hat{q}_i(t)|}{\sum_{t=1}^{n_t} \sum_{i=1}^{n} \hat{q}_i(t)} \times 100 \tag{12}$$

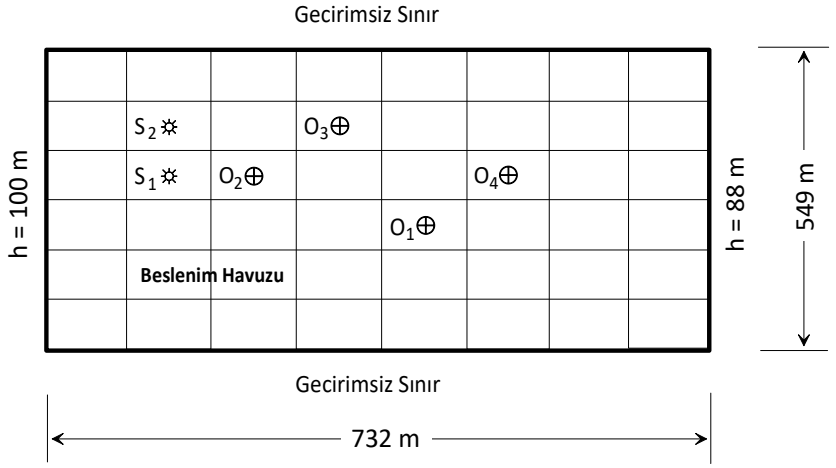
$$PAEE = \frac{|\bar{q}_i(t) - \hat{q}_i(t)|}{\hat{q}_i(t)} \times 100 \qquad (i = 1,2,3,\cdots,n\,;\ t = 1,2,3,\cdots,n_t) \tag{13}$$

$$SD = \sqrt{\frac{\sum_{r=1}^{N_R} |\tilde{q}_{i,r}(t) - \bar{q}_i(t)|}{N_R - 1}} \qquad (i = 1,2,3,\cdots,n\,;\ t = 1,2,3,\cdots,n_t) \tag{14}$$

burada n kirletici kaynak sayısını, N_R dikkate alınan farklı hata dağılımlarının sayısını ($N_R = 10$), $\bar{q}_i(t)$ t nolu stres periyodunda i nolu kaynak için 10 farklı hata dağılımı sonucu elde edilen kaynak yüklerinin ortalamasını, $\hat{q}_i(t)$ t nolu stres periyodunda i nolu kaynağın gerçek kaynak yük değerini, $\tilde{q}_{i,r}(t)$ ise r nolu hata dağılımı kullanılarak t nolu stres periyodunda i nolu kaynak için belirlenen kaynak yükünü göstermektedir. Bu noktada dikkat edilmesi gereken önemli noktalardan biri gözlem verilerinin hata içermemesi durumu için $\bar{q}_i(t)$ değerleri 10 farklı çözümün ortalaması yerine doğrudan model sonucu belirlenen kaynak akılarına eşit alındığıdır.

3. SAYISAL UYGULAMA

Bu bölümde geliştirilen simülasyon-optimizasyon yaklaşımının performansı literatürde yapay sinir ağları (YSA) (Singh ve diğ., 2004) ve genetik algoritma (GA) (Singh and Datta, 2006) kullanılarak çözülmüş hipotetik bir akifer sistemi üzerinde test edilmiştir. Bu uygulama kapsamında kaynaklardan bırakılan kirleticilerin yeraltısuyu ortamında herhangi bir bozunmaya uğramadığı, akışın kararlı, madde taşınım sürecinin ise zamana bağlı olduğu, akifer modelinin başlangıç ve sınır koşullarının bilindiği ve model parametreleri üzerinde herhangi bir belirsizlik olmadığı kabul edilmiştir. Kullanılan akifer modeli Şekil 1'de verilmiştir.



Şekil 1. Sayısal uygulama kapsamında kullanılan hipotetik akifer modeli.

Şekil 1'de görüleceği gibi akifer doğu ve batı yönlerinde sabit hidrolik yük, diğer yönlerde ise geçirimsiz sınır koşulları ile çevrilmiştir. Akifer üzerinde 2 adet kirletici kaynak bulunmakta ($S_1 - S_2$) ve bu kaynakların yeraltı suyu ortamına bıraktıkları madde 4 adet gözlem kuyusunda ($O_1 - O_4$) ölçülmektedir. Bu akifer modeli için toplam simülasyon süresi 10 yıl olarak belirlenmiş ve bu süre birbirine eşit 40

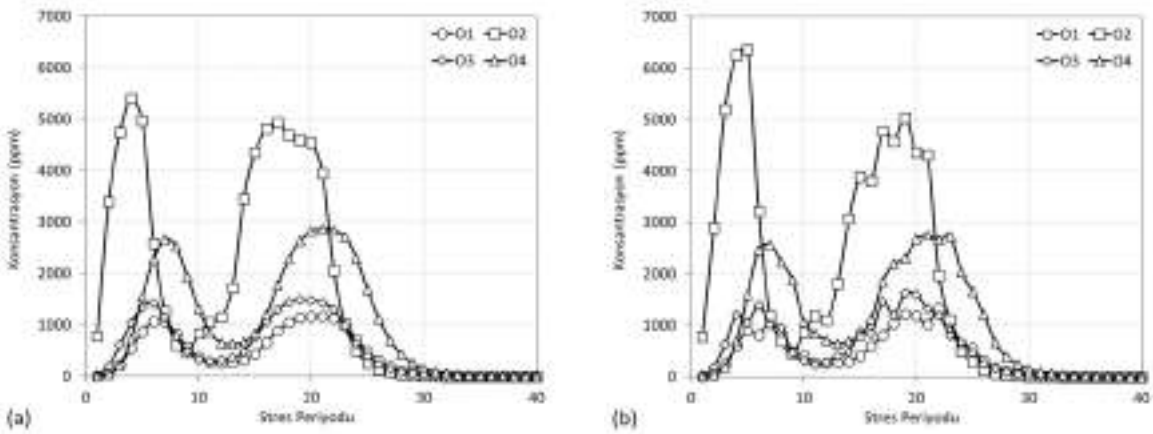
stres periyoduna bölünmüştür. Her iki kaynağın da simülasyon süresinin ilk 5 yılında aktif olarak çalıştığı kabul edilmiştir. Akifer sisteminin MODFLOW ve MT3DMS ile çözülebilmesi için gerekli çözüm parametreleri ve $S_1 - S_2$'nin gerçek kaynak yükleri sırasıyla Çizelge 1 ve 2'de verilmiştir. Çizelge 2'den görüleceği gibi, S_1 kaynağı aktif olarak çalışmakta iken S_2 kaynağı aktif durumda değildir. Ancak, bu durum ile ilgili herhangi bir bulgu mevcut olmadığından ilgili kaynağın da kaynak yükleri karar değişkeni olarak tanımlanarak problemin çözümü yapılmıştır. Bu kapsamda optimizasyon modelinin amacı 4 adet gözlem kuyusunda hesaplanan ve ölçülen konsantrasyon değerleri arasındaki E değeri maksimize edilecek şekilde ilgili kaynak yüklerinin belirlenmesidir. Problemin çözümü için gözlem kuyularında MT3DMS ile elde edilen konsantrasyon değerleri gözlem verilerinin ölçüm hatası içerip içermemesi durumları için ayrıntılı olarak Şekil 2'de verilmiştir.

Çizelge 1. Sayısal uygulama kapsamında kullanılan çözüm parametreleri.

Parametre	**Sayısal Değer**	**Parametre**	**Sayısal Değer**
x-yönündeki hidrolik iletkenlik, K_{xx} (m/s)	0.0001	Akiferin doygun kalınlığı, b (m)	30.5
y-yönündeki hidrolik iletkenlik, K_{yy} (m/s)	0.0001	x-yönündeki grid aralığı, Δx (m)	91.5
Efektif porozite, θ	0.20	y-yönündeki grid aralığı, Δy (m)	91.5
Boyuna dispersivite, α_L (m)	30.5	Stres periyodu uzunluğu, Δt (ay)	3
Enine dispersivite, α_T (m)	12.2	Havuzdan gelen beslenim, q_r (m/s)	2.15

Çizelge 2. Kaynak yüklerinin gerçek değerleri.

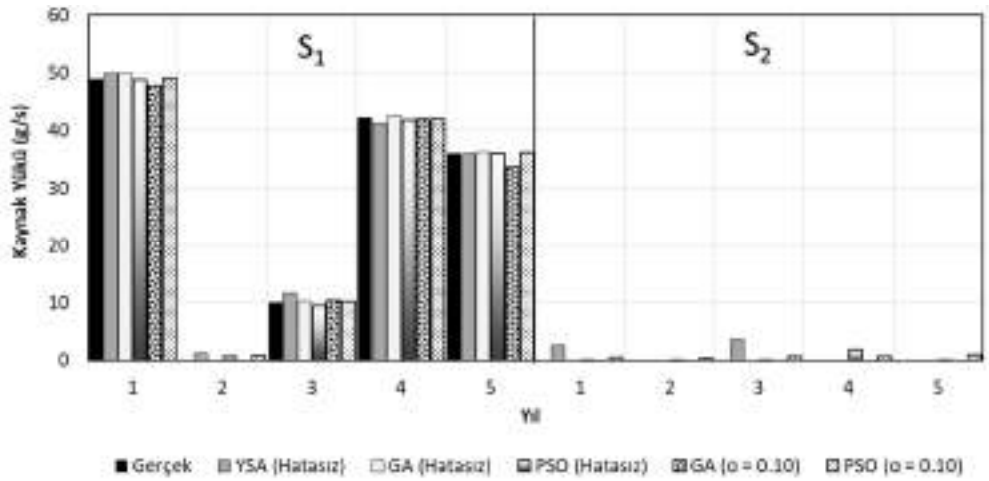
Kirletici Kaynak	**Her bir stres periyodundaki kaynak yükleri (g/s)**				
	Yıl 1	**Yıl 2**	**Yıl 3**	**Yıl 4**	**Yıl 5**
S_1	48.8	0.0	10.0	42.0	36.0
S_2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0



Şekil 2. Gözlem kuyularında sentetik olarak üretilen konsantrasyon değerleri (a): Ölçüm hatası olmayan durum; (b): Ölçüm hatası olan durum ($a = 0.10$).

Şekil 2'de verilen gözlem verileri kullanarak kirletici kaynak belirleme problemi geliştirilen yaklaşım kullanılarak çözülmüştür. Çözüm aşamasında PSO için gerekli parametreler $n_p = 100$, $\omega_0 = [0.50 + r(0,1)/2]$ ve $\omega_1 = \omega_2 = 2$ olarak alınmış ve 1000 iterasyon sonrasında model durdurulmuştur. Optimizasyon işlemi sonucunda elde edilen sonuçların YSA ve GA tabanlı çözüm yaklaşımları kullanılarak elde edilen sonuçlarla karşılaştırılması Şekil 3'de verilmiştir.

Şekil 3'den görüleceği gibi hem ölçüm hatası bulunmayan hem de orta hata seviyesi için PSO ile belirlenen kaynak yükleri gerçek değerlerle oldukça iyi uyum içindedir. Burada dikkat edilmesi gereken önemli bir nokta model performansının daha önce belirtildiği gibi 10 farklı hata dağılımı için test edildiğidir. Bu kapsamda ilgili problemin 10 hata dağılımı için çözümü yapıldıktan sonra, elde edilen sonuçların ortalaması alınarak model değerlendirmesi yapılmıştır.



Şekil 3. Belirlenen kaynak yüklerinin YSA (Singh vd., 2004) ve GA (Singh ve Datta, 2006) ile karşılaştırılması.

Orta hata seviyesi için elde edilen sonuçların YSA ve GA ile karşılaştırılması Çizelge 3'de verilmiştir. Görüleceği gibi, gözlem verilerine hata eklenmesi NE değerinin artmasına, buna karşın, E değerinin azalmasına neden olmaktadır. Elde edilen sonuçlar karşılaştırıldığında geliştirilen PSO tabanlı yaklaşımın orta hata seviyesi için YSA'dan daha iyi GA'dan ise daha kötü sonuç verdiği görülmektedir. Bu analiz sonucunda orta hata seviyesi için ($a = 0.10$) 10 farklı çözümün ortalamasının gerçek kaynak yükleri ile karşılaştırılması ve hesaplanan $PAEE$ ve SD değerleri Çizelge 4'te verilmiştir.

Çizelge 3. Elde edilen sonuçların YSA ve GA ile karşılaştırılması.

Hata Seviyesi	**YSA** (Singh vd. 2004) NE	**GA** (Singh ve Datta, 2006) NE	**PSO** NE	E
0.00	8.11	2.33	2.64[a]	0.9957
0.10	9.83	2.53	3.64[b]	0.9131[c]

[a] Bu değeri hesaplarken $N_R = 1$ alınmıştır.

[b] Bu değerleri hesaplarken $N_R = 10$ alınmıştır.

[c] Bu değerler 10 farklı hata dağılımı için yapılan çözümlerin ortalaması alınarak hesaplanmıştır.

Çizelge 4. Orta hata seviyesi için ($a = 0.10$) belirlenen kaynak yükleri ile gerçek kaynak yüklerinin karşılaştırılması ve hesaplanan $PAEE$ ve SD değerleri.

Kaynak	**Stres Periyodu**	**Gerçek Kaynak Yükleri (g/s)**	**Belirlenen Kaynak Yükleri (g/s)**		
			Ortalama	$PAEE$	SD
S_1	1	48.8	49.14	0.70	0.52
	2	0	0.89	N/A	0.71
	3	10	10.18	1.79	0.46
	4	42	42.06	0.15	0.47
	5	36	36.17	0.48	0.45
S_2	1	0	0.57	N/A	0.62
	2	0	0.36	N/A	0.27
	3	0	0.67	N/A	0.60
	4	0	0.70	N/A	0.62
	5	0	1.04	N/A	0.52

Çizelge 4'den görüleceği gibi, 10 farklı hata dağılımı için elde edilen çözümlerin ortalaması gerçek kaynak akıları ile iyi uyum içindedir. $a = 0.10$ için maksimum $PAEE$ ve SD değerleri sırasıyla 1.79 ve 0.71 olarak elde edilmiştir. Aynı örnek uygulama için Singh ve Datta (2006) GA tabanlı çözüm yaklaşımı ile $PAEE$ ve SD değerlerini sırasıyla 3.17 ve 1.41 olarak elde etmiştir. Sonuçlar karşılaştırıldığında geliştirilen PSO tabanlı çözüm yaklaşımının $PAEE$ ve SD bakımından GA'dan daha iyi sonuçlar verdiği görülmektedir.

4. SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında, bilinmeyen yeraltısuyu kirletici kaynak belirleme problemlerinin çözümü için bir simülasyon-optimizasyon yaklaşımı geliştirilmiştir. Geliştirilen yaklaşımda her bir stres periyodu için kirletici kaynak yükleri optimizasyon modelinde karar değişkeni olarak tanımlanmıştır. Yeraltısuyu hareketi ve kirletici madde taşınım süreçleri ilgili problemin MODFLOW ve MT3DMS modellerinde çözülmesiyle elde edilmiş ve bu modeller daha sonra PSO tabanlı bir optimizasyon modeline entegre edilmiştir. Geliştirilen PSO tabanlı optimizasyon modelinin amacı gözlem kuyularında hesaplanan ve ölçülen konsantrasyon değerleri arasındaki model etkinliğini maksimize edecek şekilde kirletici kaynak yüklerini belirlemektir. Geliştirilen yaklaşımın performansı literatürde verilen hipotetik bir akifer modeli üzerinde gözlem değerlerinin hata içermesi ve içermemesi durumları ile taşınım sürecinde dikkate alınan kirleticinin konservatif olması durumu için test edilmiştir. Elde edilen sonuçlar geliştirilen yaklaşım ile literatürde verilenlerle uyumlu sonuçlar elde edilebileceğini göstermiştir.

5. KAYNAKLAR

Atmadja, J., Bagtzoglou, A.C., 2001. State of the art report on mathematical methods for groundwater pollution source identification. Environmental Forensics 2, 205-214.

Ayvaz, M.T., 2011. Solution of release history recovery problems of groundwater pollution sources using harmony search optimization algorithm. 6th EWRA International Symposium - Water Engineering and Management in a Changing Environment, June 29 – July 2, 2011, Catania, Italy.

Bagtzoglou, A.C., Atmadja, J., 2005. Mathematical methods for hydrologic inversion: The case of pollution source identification. InT. A. Kassim (series Ed.), Environmental impact assessment of recycled wastes on surface and ground waters: Vol. 3. The handbook of environmental chemistry, water pollution series (vol. 5, part F, 65–66). Heidelberg: Springer-Verlag, 65–96.

Bear, J., 1979. Hydraulics of groundwater. MCGraw-Hill, New York.

Hu, X., Eberhart, R.C., 2001. Tracking dynamic systems with PSO: Where's the cheese? In Proceedings of the workshop on particle swarm optimization, Purdue School of Engineering and Technology, Indianapolis, USA.

Kennedy, J., Eberhart, R., 1995. Particle swarm optimization. In Proceedings of the IEEE International Conference on Neural Networks, Piscataway, NJ.

Mahar, P.S., Datta, B., 2001. Optimal identification of groundwater pollution sources and parameter estimation. Journal of Water Resources Planning and Management, 127(1), 20–29.

McDonald, M.G., Harbough, A.W., 1988. A modular three–dimensional finite difference groundwater flow model. U. S. Geological Survey Techniques of Water Resources Investigations, Book 6 (Chapter A1), 586.

McKinney, D.C., Lin, M.D., 1994. Genetic algorithm solution of groundwater management models. Water Resources Research 30(6), 1897–1906.

Michalak, A.M., Kitanidis, P.K., 2004. Estimation of historical groundwater contaminant distribution using the adjoint state method applied to geostatistical inverse modeling. Water Resources Research, 40.

Mirghani, B., Tryby, M., Ranjithan, S., Zechman, E.M., Mahinthakumar, G., 2009. A parallel evolutionary strategy based simulation–optimization approach for solving groundwater source ıdentification problems. Advances in Water Resources, 32(9), 1373-1385.

Nash, J.E., Sutcliffe, J.V., 1970. River flow forecasting through conceptual models part I — A discussion of principles. Journal of Hydrology, 10(3), 282–290.

Singh, R.M., Datta, B., 2006. Identification of groundwater pollution sources using GA-based linked simulation optimization model. Journal of Hydrologic Engineering 11(2), 101-109.

Singh, R.M., Datta, B., Jain, A., 2004. Identification of unknown groundwater pollution sources using artificial neural networks. Journal of Water Resources Planning and Management, 130(6), 506–514.

Zheng, C., Wang, P.P., 1999. MT3DMS, A modular three-dimensional multi-species transport model for simulation of advection, dispersion and chemical reactions of contaminants in groundwater systems; documentation and user's guide. U.S. Army Engineer Research and Development Center Contract Report SERDP-99-1, Vicksburg, MS, USA.

Gök HES/Sakarya Gölalanı Çevre Koruma Setinin Mühendislik Jeolojisi ve Jeoteknik Etmenlere Göre Tasarımı

Design of Environmental Protection Dam Gök HEP/Sakarya After Engineering-Geological and Geotechnical Aspects

Ali Bora YALÇIN[1,*], Mahir VARDAR[2]

[1]*Geodata, İstanbul*
[2]*İTÜ MJKM, GÜLSAN Holding Enerji Grubu, İstanbul*
*(*alibora@yahoo.com)*

ÖZ: Sakarya Nehri üzerinde Bilecik-Osmaneli bölgesinde elektrik üretimi için GÖK Hidroelektrik Santralinin yapımı sürdürülmektedir. Onaylı projesinde 100 kotunda akan su Sakarya Kanyonu çıkışındaki Regülatör yapısı ile 10 m kadar yükseltilerek gerekli düşü sağlanmaktadır. Ancak suyun yükseltilmesi ile birlikte çok verimli bir ovanın hazine arazisi dışında kalan 80 hektarlık kısmı da göl alanına dönüşmektedir. Taşkın koşulları da dikkate alındığında bu alan daha da büyümektedir. Bu tarımsal arazi kaybını önlemek amacıyla 1300 m uzunluğundaki bir çevre koruma setinin yapımı öngörülmüş ve projelendirilerek DSİ idaresine önerilmiştir. Bu proje ile jeolojik, hidrojeolojik ve meteorolojik koşullar belirlenerek çevre koruma seti gerisindeki bölgede rezervuardan yeraltına sızan ve yüzeyden gelen suların olası miktarları saptanmıştır. Bu kapsamda yüzey çalışmalarından, 6 adet araştırma hendeği ve 18 adet sondaj kuyusunda yapılan gözlemlerden, alınan zemin örneklerinden ve deneysel araştırmalardan yararlanılmıştır. Arazideki sızma ve BST ile laboratuvar deneyleri sonucunda bölgenin mühendislik jeolojisi ve jeoteknik özellikleri ayrıntılı şekilde belirlenmiş ve haritalanarak değerlendirilmiştir. İlk olarak jeolojik, hidrojeolojik, çevresel ve ekonomik etmenlere göre çevre koruma setinin yerleşim yeri irdelenmiş ve en uygun güzergâh seçilmiştir. Daha sonra çevre koruma setinin tasarımı yapılmış, gövde tip kesiti, koruma seti yapımında kullanılacak malzemeler belirlenmiştir. Son olarak koruma seti gerisinde sızan ve yüzeyden gelen suların 106 m kotunda toplanarak uzaklaştırılmasını öngören drenaj projesine yönelik hesaplar yapılmıştır. Buna göre yüzeydeki trapez kesitli hendek altına yerleştirilen bir drenaj sistemi ile toplanan sular kanyon boyunca yerleştirilen borularla regülatörün mansabına aktarılması önerilmiştir.

Anahtar Kelimeler: HES ve çevre, arazi koruma seti, sızma denetimi, yeraltı ve yerüstü drenajı

ABSTRACT: *The construction of GÖK Hydroelectric Power Plant in the Bilecik-Osmaneli region on the Sakarya River is ongoing. In the approved project, the water flowing at a level of 100 is increased by 10 m with the structure of the regulator at the exit of Sakarya Canyon. However, with the raising of the water, the 80 hectare part of a very fertile plain except for the floods area is transformed into a lake area. In order to prevent the loss of this agricultural land, the construction of an environmental protection dam of 1300 m is foreseen and proposed to the DSI administration. With this project, geological, hydrogeological and meteorological conditions were determined. Possible amounts of water behind the environmental protection dam, leaked from the reservoir to the ground and coming from the surface in the region is calculated. In this context, 6 research ditches and 18 boreholes, soil samples and experimental research were used. As a result of infiltration, pumping and laboratory tests of BST and SPT, the engineering geology and geotechnical features of the region have been determined and mapped in detail. According to the geological, hydrogeological, environmental and economic factors, the location of the environmental protection dam has been examined and the most suitable axis has been selected. Then the environmental protection dam body type was designed and the section and the materials to be used in the construction of thies dam were determined. Finally, a drainage project was prepared which was leaked behind the protection dam and the water coming from the surface should be collected at 106 m elevation. According to this, the water collected by a drainage system placed under the trench with trapezoidal section is transferred to the downstream of the regulator with pipes placed along the canyon.*

Keywords: *HEP environmental protection dam, leakage control, surface and underground drainage*

1. GİRİŞ

Yapımı sürdürülmekte olan GÖK HES uygulama Projesi kapsamında Sakarya Kanyonu çıkış ağzı önünde konuşlanan Regülatör yapısının elektrik üretimi esnasında 110 m kotuna kadar rezervuar amaçlı su depolaması öngörülmektedir. Bu durumda regülatör yapısının yaklaşık 1500 m güneyinde yer alan Sakarya Kanyonu giriş ağzı gerisinde kalan bölgede (Şekil 1) taşkından korunmak amacıyla bir koruma setinin yapılması planlanmıştır. Bu bildiri set güzergâhının seçimi ve yapım yönteminin belirlenmesi amacıyla gerçekleştirilmiş olan jeolojik/jeoteknik ve hidrojeolojik çalışmalar ile projelendirme önerilerini kapsamaktadır.

Şekil 1. Çalışma alanı yer bulduru haritası.

2. JEOLOJİ - HİDROJEOLOJİ ARAŞTIRMALARI

GÖK HES projesi kapsamında projelendirilen regülatör yapısında su depolamak amacı su seviyesinin 110 kotuna yükselmesi durumunda tarım alanlarının su altında kalacağı anlaşılmıştır. Tarım alanlarını korumak amacıyla planlanan set güzergahı ve yakın çevresinde temelde Jura-Kretase Kireçtaşları ve Miyosen kırıntılı çökelleri yer almaktadır. Temel kayalar üzerinde kalınlığı 50 m ye ulaşan akarsu alüvyon örtüsü bulunmaktadır (Oltulu İnş. Ltd., 2018). Alüvyon örtünün temel olabilme ve su tutabilme özelliklerini belirlemek amacıyla yeraltı araştırma programı uygulanmıştır.

2.1.Araştırma Çukurları

Koruma setinin araştırma bölgesinde iki aşamada toplam 15 adet araştırma çukuru açılmıştır (Şekil 2). İlk olarak Temmuz-Ağustos 2017 tarihlerinde 3.00 m derinliğinde 7 adet (B201-B207) araştırma çukuru açılmış ve bu çukurlardan alınan örselemiş numuneler üzerinde tane boyu dağılımına yönelik elek analizi ve ince madde tayini deneyleri yapılmıştır.

Şekil 2. Koruma seddesi bölgesi araştırma çukurları (Oltulu İnş., 2018)

Elek analizi deneyleri sonucunda tane boyu dağılımına göre; ortalama çakıl oranı % 59.71, kum oranı % 38.53 ve kil oranı da % 1.70 olarak hesaplanmıştır. Koruma setindeki ilk 3 metrelik derinlik için ince madde oranı % 5-12 olan değerlere göre arazideki zemin sınıfı GW-GC (iyi derecelenmiş killi çakıl) olarak belirlenmiştir. Araştırma bölgesinde Eylül 2017'de yapılan ikinci çalışmada bölgenin litolojik ve hidrojeolojik özelliklerinin belirlenmesi amacıyla 6.5 m derinliğinde 8 adet (H1-H8) araştırma çukuru daha açılmıştır (Şekil 2). Bu araştırma çukurlarında zemin tanımlamaları yapılmış ve yeraltı su düzeyleri

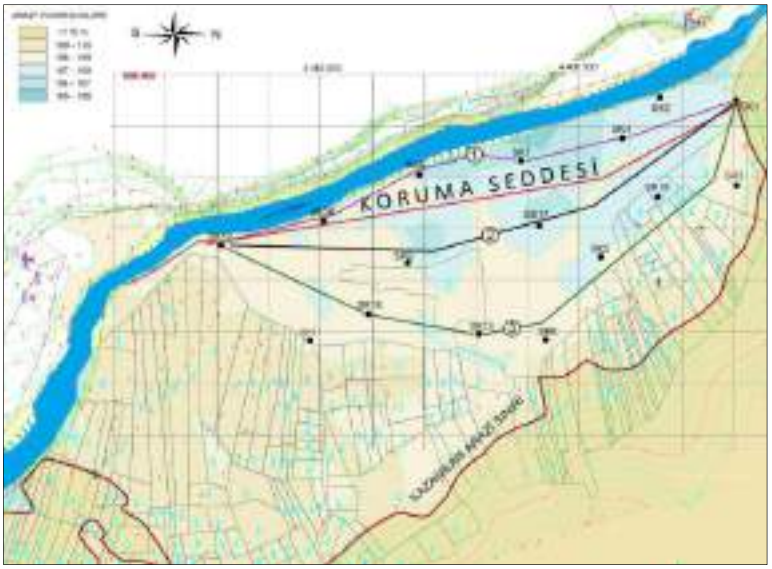
ölçülmüştür. H1 ve H7 nolu çukurlar su seviyesi yüzeyden 6.0-6.5m derinlikte ölçülmüş diğer çukurlarda ise yeraltısuyuna rastlanmamıştır.

2.2. Araştırma Sondajları

Koruma seti yer seçimi ve tasarımına yönelik olarak bölgenin jeolojik ve hidrojeolojik özelliklerini belirlemek amacıyla derinlikleri 15-25 m arasında değişen 18 adet temel araştırma sondajı yapılmıştır (Şekil 3). Sondajlarda tam boy karotla ilerlenmiş ve zemin cinslerinin su tutma özelliklerini belirlemek için sondaj kuyularında geçirimlilik (Sızma ve BST) deneyleri yapılmıştır.

3. KORUMA SETİ EKSENİNİN BELİRLENMESİ

En uygun koruma seti ekseninin belirlenmesi amacıyla hidrolik koşullara, arazi kotlarına, zeminlerin litolojik ve geçirimlilik özelliklerine ve sedde bölgesinde kalan arazilerin kamu veya özel arazi olması durumlarına göre ayrıntılı incelemelerde bulunulmuş ve bunlardan hareketle üç değişik seçenek üzerinde karşılaştırmalı değerlendirmeler yapılmıştır (Şekil 3).

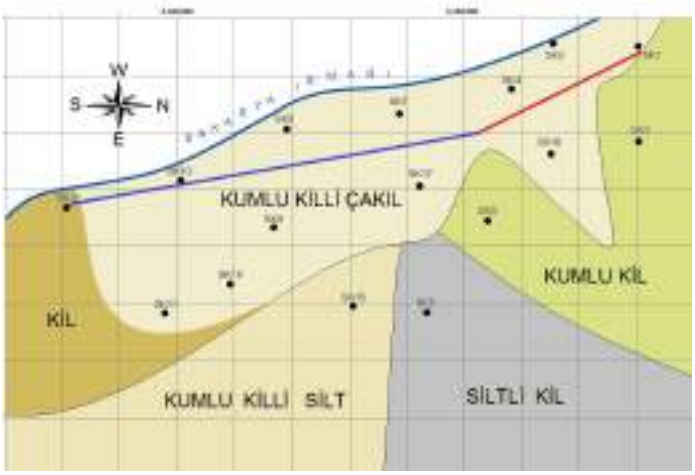


Şekil 3. Rezervuar koruma seti yer seçenekleri ve karşılaştırmalı sızma hesaplarına göre belirlenen uygulama ekseni.

Alternatif sedde eksenlerindeki arazi kotları 106 ila 108 m arasında değişmektedir. Göllenme kotu 110 ve setin taşkın koşulları için belirlenen tepe kotu 112 dir. Sedde gövdesi 2 m ile3 m arasında değişen temel kazısı yapılarak 105 kotuna oturtulacaktır. Bu durumda zemin yapısının incelenmesi amacıyla ilk olarak 105 kotundaki zemin ve permeabilite haritaları ile 25 m derine inen kesitleri çıkartılmıştır (Şekil 4). Şekil 4'deki bu haritalar incelendiğinde bölgenin güneyinde kil ve kuzeydoğu kesiminde geçirimsiz özellikte az kumlu kil ve gri siltli kil birimlerinin yer aldığı, diğer kesimlerde ise az-orta geçirimli çakıllı killi kumlu birimlerinin bulunduğu görülmüştür. Permeabilite değerlerinin setin güney ve kuzeydoğusunda 0-2 Lugeon, diğer kesimlerde ise 3-7 Lugeon arasında değiştiği belirlenmiştir.

Uzunlukları birbirine yakın, üçüncüye oranla daha kısa olan 1. ve 2. seçenekler benzer jeolojik ve hidrojeolojik özelliklere sahiptir (Şekil 3 ve 4). 2. Seçenekte gövde dolgusunda kullanılacak malzeme set ile ırmak arasındaki bölgeden çıkarılacağından kazıların doğal zemini bozan çevresel olumsuzluklar oluşmamakta, tarımsal arazi de korunmaktadır. Sızma boyunun uzunluğu ve topografik açıdan 3. Seçenek daha uygun olsa da, tarımsal arazinin kaybı ve kamulaştırma gerekliliği, bunlara bağlı bölge halkıyla oluşabilecek finansal ve idari anlaşmazlıklar ile yasal sorunlar nedeniyle olumlu bulunmamıştır. Sonuçta yapılan inceleme ve değerlendirmeler bu üç seçenek arasından en uygun olanının 2. eksen yeri olduğunu göstermiştir. Ancak, yapılan karşılaştırmalı sızma hesapları ikinci eksenin güney kesimlerinin

mevcut koruma setine yaklaştırılabileceğini ve kuzey yarısında da bir miktar batıya kaydırılabileceğini ortaya koymuştur. Bu şekilde set gerisinde oluşturulacak olan drenaj kanalı ve set gövdesi için doğuya doğru daha geniş bir çalışma alanı yaratılmakta ve su altında kalacak tarımsal arazi kazanılmaktadır. Dolayısıyla 2. Eksen seçeneğinin 50-100 metre kadar batısından geçen yeni bir eksen Gök HES Rezervuarı Koruma Seti için en uygun güzergâh olarak belirlenmiştir (Şekil 3 ve 4).



Şekil 4. 105 Kotunun jeoloji haritası.

4. GÖK HES GÖLALANI KORUMA SETİ TASARIMI

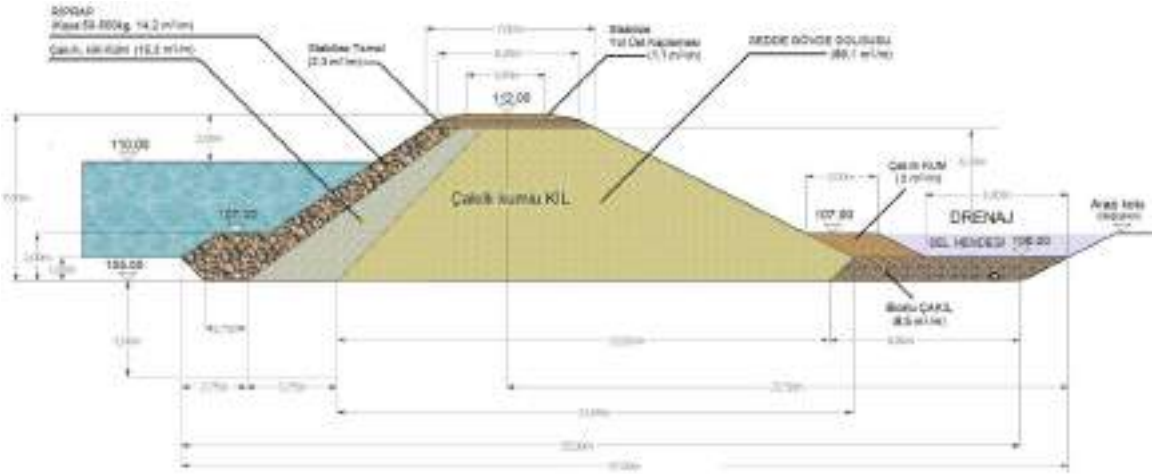
4.1 Tasarım Kabulleri ve Girdileri

Yapımına karar verilen sedde güzergâhının arazi kotları genelde 107 ila 108 arasında olup, pek az yerde 106 metrelere düşmektedir. Dolayısıyla koruma alanı içinde kalan tarım arazilerinin yeraltısuyundan etkilenmemesi için, kapilarite dikkate alındığında statik yeraltısuyu düzeyinin 106-106,50 kotlarının üstüne çıkmayacak şekilde drene edilmesi gerekmektedir. Buna göre su boşalımını sedde önündeki rezervuara aktaran bir pompalı sistemin ya da bu suyu regülatör mansabına aktaran bir boru sisteminin projelendirilmesi gerekmektedir. Bu amaçla sedde gerisinde, güney ucunda 106 kotlarında toplanmaya başlayan kaçak sular kanyon girişinde borulu kapalı bir su iletim hattına bağlanmakta ve kanyonun sağ yamacı üzerinden regülatör altına ve buradan da 100 kotundaki nehir yatağına aktarılmaktadır. Her ne kadar bu suların trapez kesitli bir drenaj hendeğinde açıkta toplanması mümkünse de, güvenlik ve durgun su-göllenme ve bataklık oluşumuna bağlı olumsuzluklar nedeniyle drenaj yeraltından yapılmaktadır. Bu koşullarda set dolgusu için sıyırma kazısı derinliği en az bir metre olmalıdır. Bu takdirde temel kazı kotu da genelde 106 m olarak belirlenmiştir. Rezervuar üst kotu 110 m olup taşkın koşulları dikkate alındığında sedde kretinin 112 kotunda olması kararlaştırılmıştır. 112 kotu üzerindeki yüzey sularının koruma sahasına girişinin önlenmesi için bir çevirme hendeğinde toplanan sular kanyon girişinde rezervuara yönlendirilmektedir. Koruma alanı yaklaşık 780 000 m^2 (yaklaşık 80 ha) olup buradan en olumsuz koşullarda (100 yılda 5 dakika süreyle olan yağış) beklenen yağmur suyu miktarı Bilecik bölgesi için hektar başına saniyede 311 litredir. (Kantaroğlu, 2005). Buna göre yağış suyunun tümünün akışa geçtiğini varsayan koşullarda setin gerisinde biriken ve zamanla drene edilecek olan suyun toplam hacmi 311 x 80 x 5 x 60 = 7464000 litre, yaklaşık 7500 m^3 tür. Buna göre 107 kotu üstünde kalan araziyi yağmur suyunun basmaması için set arkasında 1100 metre uzunluğunda ve 7500/1100 = 6,81 (7) m genişliğinde, trapez kesitli bir kuru kanal gereklidir.

a. Gövde Tip Kesiti ve Dolgu Malzemesi

Setin göle bakan dolgu şevinin eğimi 2/3 (2 düşey 3 yatay) olarak öngörülmüş, (ortalama 2 m) kalınlığındaki bir filtre (çakıllı az killi kum) zonunun önüne koruma amaçlı riprap (20-500 kg) yerleştirilmiştir (Şekil 5) .Setin gövde dolgusu arazideki az geçirimli-geçirimsiz (az çakıllı, kumlu- siltli-

killi) malzeme, toprak dolgudur. Setin hava tarafındaki dolgu şevi 1/2 (1 düşey 2 yatay) eğimlidir. Setin kret genişliği 6 m olup üstünde 3.50 m genişliğinde stabilize bir yol bulunmaktadır.



Şekil 5. Öngörülen koruma setinin ve drenaj sisteminin tip kesiti.

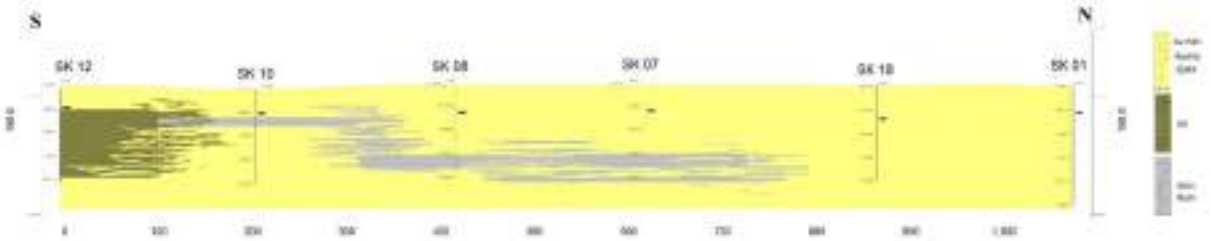
Dolguda kullanılacak malzemelerin kesit alanları ve 1100 m lik hat uzunluğu için gerekli miktarları Çizelge 1'de verilmiştir.

Çizelge 1. Set gövdesinde kullanılan malzeme türleri ve miktarları.

Malzeme Türü	Kesit alanı (m^2)	Toplam miktar (m^3)
Çakıllı Kumlu Kil	88.80	97.860
Çakıllı Killi Kum	11	12.100
Rip Rap	8.5	9.350
Çakıllı Kum	9.75	10.725
Bloklu Çakıl	5	5.500

b. Göllenmeye Bağlı Sızma Suyu (Göllenme Kaçağı) Hesabı

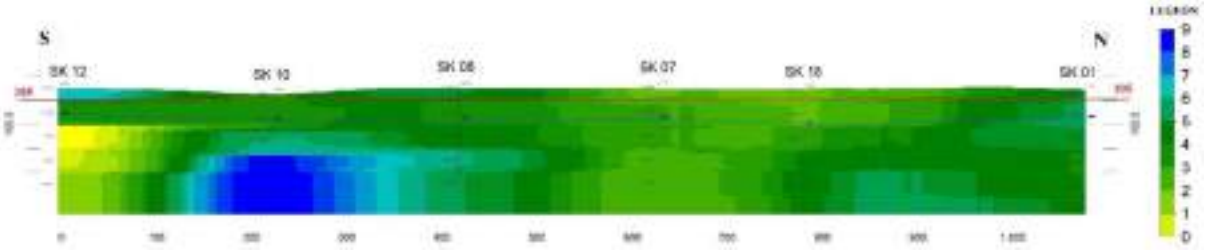
Set kesiti oluşturulduktan sonra, set altından sızarak drenaj kanalına akacak olan yeraltı suyunun hesaplanması için önce set altındaki zeminin permeabilite değerinin bulunması gereklidir. Şekil 6'daki set güzergâhının jeolojik kesiti incelendiğinde set temeli 105 kotunda tamamen kumlu killi çakıl birimine oturmaktadır. Set ekseni SK 7 ve 8 sondaj bölgesinde 90 kotundan, SK 10 sondaj bölgesinde ise 100 kotundan itibaren 2-5 m kalınlıklarda killi kum tabakasını kesmekte, ayrıca SK 12 sondaj bölgesinde 100 kotundan itibaren 15 m kalınlığında kil tabakasına girmektedir. Güvenli tarafta kalınması amacıyla SK 7, SK-8, SK-10 ve SK-12 sondajlarında alt tabakalarda rastlanan killi kum ve killer dikkate alınmamış, hesaplarda daha geçirimli olan az killi kumlu çakılların bulunduğu varsayılmıştır.



Şekil 6. Öngörülen Gök HES göl alanı koruma setinin boyuna jeolojik kesiti.

Set boyunca çıkarılan Şekil 7' deki permeabilite kesiti incelendiğinde, set altı zemininin açık yeşil renkle gösterilen ve Lugeon değerleri 2-5 arasında değişen az geçirimli zeminler ile koyu yeşil – mavi renklerle gösterilen ve Lugeon değerleri 5-9 LU "arasında değişen zeminlerden oluştuğu gözlenmiştir. Basınçlı su deneylerinin sonuçlarına göre az geçirimli zeminlerin permabilite değerlerinin 2,6-6,5 x 10^{-7} m/s ve

az-orta geçirimli zeminlerinkinin ise 6.5 x 10^{-7} – 1.1 x 10^{-6} m/s arasında olduğu hesaplanmıştır (Nihat ve Albayrak, 1962). Ortalama değer olarak ise az geçirimli zeminler için 5 x 10^{-7} m/s ve az-orta geçirimli zeminler için de 1x10^{-6} m/s bulunmuştur.



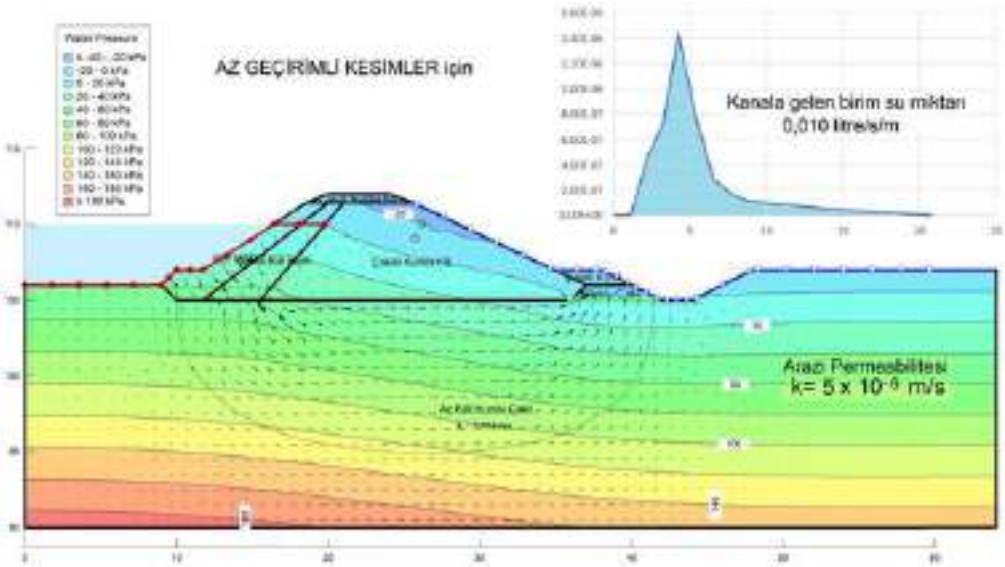
Şekil 7. Öngörülen Gök HES göl alanı koruma setinin boyuna hidrojeolojik (permeabilite) kesiti.

Yapılan hesaplarda kullanılmak üzere; set altında yer alan az killi kumlu çakıl birimi geçirgenlik özelliklerine göre "Az Geçirimli Zemin" ve "Az Orta Geçirimli Zemin" olarak tanımlanmıştır. Hesaplarda kullanılan permeabilite değerleri belirlenirken, zemin içerisindeki ince malzemenin delgi sırasında kuyu duvarlarında, sondaj dizisinde ve deney düzeneğinde tıkanmalar yapabileceği ve bu nedenle geçirimliliğin az geçirimli ortamda 10 kat, az-orta geçirimli koşullarda ise 30 kat artabileceği kabul edilmiştir. Şekil 5'de gösterilen setin geometrisi, malzemesi ve temel altındaki zeminin permabilite değerleri Rocscience/RS2 programına girilerek yeraltısuyu akış grafikleri ve sızan su kaçağı miktarları hesaplanmıştır. Set dolgusunun ve temel altı zeminin geçirgenlikleri Çizelge 2'de verilmiştir.

Çizelge 2. Set gövdesinin ve temel altı zemininin permeabiliteleri.

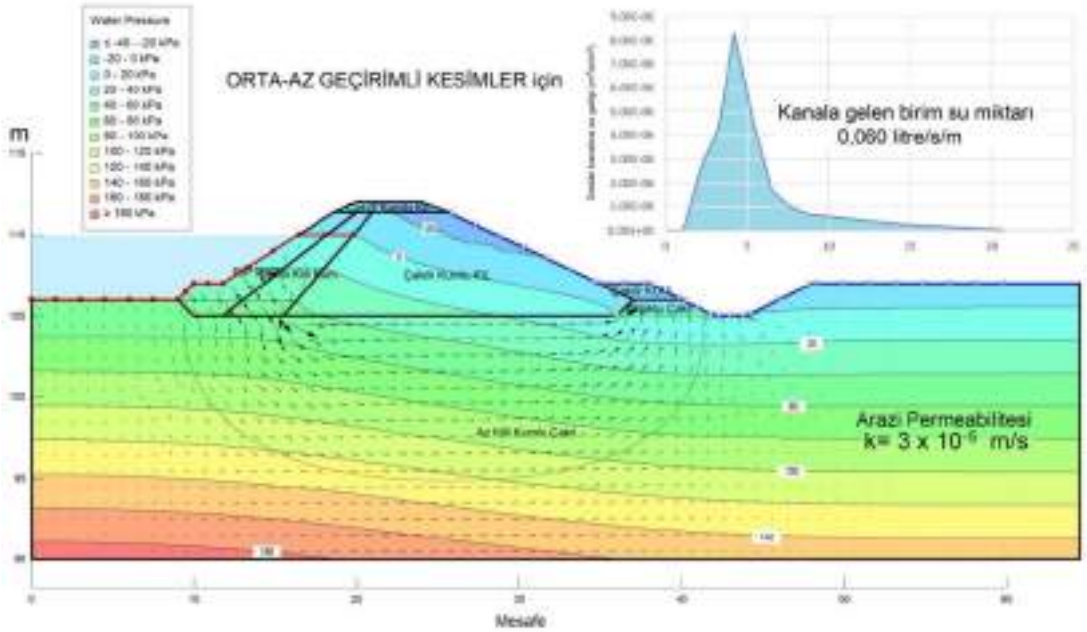
Malzeme-Zemin Türü	Permeabilite K (m/s)	Ortamın su durumu
Çakıllı Kumlu Kil	5 x 10^{-7}	Suya doygun- doygun değil
Çakıllı Killi Kum	1 x 10^{-3}	Suya Doygun
Rip Rap	5 x 10^{-1}	Suya Doygun
Çakıllı Kum	4 x 10^{-2}	Suya Doygun
Bloklu Çakıl	1 x 10^{-2}	Suya Doygun
Kil	5 x 10^{-6}	Suya Doygun
Killi kum Az killi kumlu çakıl	3 x 10^{-5}	Suya Doygun

Hesapların sonuçlarına göre "Az Geçirimli" ve "Az-Orta Geçirimli" ortamların her biri için çıkarılan yeraltısuyu akış grafikleri ve drenaj kanalına gelen birim su miktarı dağılımları Şekil 8 ve Şekil 9'da gösterilmiştir.



Şekil 8. Az geçirimli ortam için yeraltısuyu akış grafikleri ve kanala gelen birim su miktarı.

Bu sonuçlar set arkasındaki kanalın etkin bir drenaj için yeterli olduğunu ve kanala gelebilecek birim su miktarlarının az geçirimli kesimlerde saniyede 0.01 litre ve az-orta geçirimli yerlerde de 0.06 litre dolaylarında kalacağını göstermiştir. Buradan, 1100 m uzunluğundaki drenaj kanalına gelen suyun toplam debileri; "Az Geçirimli" ortam için 11 l/s ve "Az-Orta Geçirimli" ortam için ise 66 l/s olarak hesaplanmıştır.



Şekil 9. Az-Orta geçirimli ortam için akış grafikleri ve kanala gelen birim su miktarı.

Drenaj kanalında deşarj edilecek suyun ve drenaj borularının hesabında kullanılmak üzere alınacak ortalama debi miktarının hesabı için az geçirimli ve az-orta geçirimli zemin koşullarının oransal yüzdesine bakılmıştır. Şekil 7'deki hidrojeoloji (permeabilite) kesitinde 1100 metrelik hat boyunca zeminin 600 metrelik kısmının (% 55) az geçirimli, 500 metrelik kısmının (% 45) ise az-orta geçirimli zeminlerden oluştuğu belirlenmiştir. Bu durumda drenaj kanalına gelecek ortalama su miktarının saniyede 35 litre, güvenlik sayısı 3 alındığında da yaklaşık 100 l/s dolayında olacağı hesaplanmıştır.

Bu hesaplar yapılırken, set altında membran veya kil dolgu oluşturulması durumunda gelen su miktarının ne ölçüde azaltılabileceği de ayrıca irdelenmiştir. 5 m derinliğindeki membran veya kil dolgunun gelen su miktarını % 10 mertebesinde, 10 m derinliğindekinin de % 30 dolayında azalttığı görülmüştür. Ancak membran veya kil dolgu yapılmadan da kanala gelen su miktarının borularla drene edilebilir düzeyde kalması, bunların gerekmediğini göstermiş, proje buna göre şekillendirilmiştir. Önerilen drenaj; ilk 300 m için akış hızı 1 m/s, su debisi 35 l/s alındığında 20 cm çapındaki delikli koruge boru veya eşdeğeridir. Orta bölgenin (300-700 m) drenajı için su akış hızı 1 m/s, su debisi 100 l/s alındığında 30 cm çap, 700-1100 metreler için ise akış hızı 1 m/s, su debisi 150 l/s alındığında 40 cm çap gerekmektedir (Berkün, 2010). Bu amaçla 20 cm çaplı delikli borudan oluşan bir sistem de uygulanabilir. Bu takdirde 1100 metrelik ilk boru hattının yanına 300'üncü metreden sonra ikincisi (800m) ve 700'üncü metreden sonra da ikincisinin yanına üçüncüsü (400 m) eklenerek yeterli drenaj sağlanabilir.

5. SONUÇLAR

Gök HES rezervuarının Sakarya Kanyonu girişi öncesinde 110 kotunun altındaki yaklaşık 80 hektarlık bir kesimi verimli tarım arazisi olarak kullanılmaktadır. Setin yapım amacı bu verimli toprakların su altında kalarak heba olmasını önlemektir. Setin gerisindeki 107-110 kotları arasında kalan bu bölgede kök derinliği ve kapilarite dikkate alınarak sızan ve yüzeyden gelen suların 106 kotunda toplanarak uzaklaştırılması öngörülmüştür. Bu kapsamda koruma seti ile ilgili olarak araştırma çukurları ve

sondajları açılmış ve bölgenin mühendislik jeolojisi ve hidrojeolojisi ayrıntılı şekilde çalışılarak incelenmiştir. Setin yerleşeceği en uygun yerin belirlemesi amacıyla alternatif eksenler üzerinde çalışılmış ve setin tip kesiti hazırlanarak gövde dolgusunda kullanılacak malzemeler belirlenmiştir. Temel altındaki az geçirimli ve az-orta geçirimli zeminlerin hidrojeolojik özellikleri dikkate alınarak 110 kotuna yükselen su düzeyindeki artışa bağlı olarak geçirimlilik durumları ve 106 kotundaki su geliş miktarları Rocscience/RS2 programı kullanılarak hesaplanmıştır. 1100 m uzunluğundaki set boyunca kapalı drenaj sistemine gelecek olan suyun toplamda 35 litre/s dolayında kalacağı hesaplanmış, ancak drenaj sisteminin boyutlandırması güvenlik katsayısı (3) kabulüyle 100 litre/s için yapılmıştır. Önerilen set gerisindeki 1100 metrelik drenaj kanalı, 100 yıllık maksimum yağışta kanala 5 dakikada girecek olan 7500 m^3 lük yağmur suyunu toplayacak şekilde boyutlandırılmıştır. Buna göre 1 metre derinliği olan trapez kesitli kanalın 105,5 kotundaki taban genişliği 6 metredir. Trapezin 1/2 eğimli yan duvarları 107 kotunda kadar çıkmakta, 105,50-106,00 kotlarının arası drenaj boruları yerleştirildikten sonra filtre malzemesi olan çakıl-kaba çakıl ile doldurulmaktadır. Kanal 1/1000 eğimle kaçak suların kuzey uçtaki iletim hattına akmasını sağlamaktadır. Bu drenaj sistemi bakım giderlerini-güçlüklerini ve maliyetini en aza indiren ve pompalama gerektirmeyen, kendiliğinden akışlı (gravitatif) bir sistemdir. Özetle, kanalın güney ucundan itibaren toplanmaya başlayan sular, kuzey ucundaki toplama havuzunda biriktirildikten sonra kanyon girişindeki kapalı iletim hattına bağlanmakta ve kanyonun sağ yamacı üzerinden regülatör altına ve buradan da 100 kotundaki Nehir yatağına aktarılmaktadır.

Önerilen set gövde içinde ve altında herhangi bir geçirimsizlik perdesi gerektirmemektedir. Zonlu, toprak dolgu gövdenin temeli 105 kotuna oturmaktadır. Toplamda 30 m genişliğinde bir sıyırma kazısı yapılmaktadır. Dolgu şevleri setin önünde (su yakası) 2/3, set gerisinde (hava yakası) 1/2 eğimlidir. Kret kotu 112 olup, üstte 3,5 m genişliğinde bir kontrol yolu bulunmaktadır. Set gövdesi önden geriye doğru sırasıyla riprap (anroşman), filtre zonu, az geçirimli-geçirimsiz toprak dolgu ve tekrar filtre zonlarından oluşmaktadır.

6. KATKI BELİRTME

Çalışmalarımız sırasında bizlere vermiş olduğu destek ve katkılar için Gülsan İnşaat A.Ş.'ne ve Gülsan Enerji Grubuna teşekkürlerimizi sunarız.

7. KAYNAKLAR

Berkün, M., 2010. Akışkanlar Mekaniği ve Hidrolik, Literatür Yayıncılık.

Kantaroğlu, M., 2005. Sıhhi Tesisat Teknolojisi. Türk Tesisat Mühendisleri Derneği Teknik Yayın No: 14.

Nihat, E., Albayrak, Z., 1962. Permeabilite ve basınçlı su tecrübeleri hakkında genel bilgiler, T.C. Enerji ve Tabii Kaynaklar Bakanlığı DSİ Genel Müdürlüğü.

Oltulu İnş. Ltd. Şti., 2018. Gök Hes Geoteknik Rapor.

3 Dimensional Chemical Dissolution Simulation of Calcium Carbonates in Limestone Based on Advection-reaction-diffusion System

Kireçtaşı İçindeki Kalsiyum Karbonatın Adveksiyon-Reaksiyon-Difüzyon Sistemini Temel Alan 3-Boyutlu Kimyasal Çözünme Simülasyonu

Hitoshi MATSUBARA

University of the Ryukyus, School of Civil Engineering, Okinawa, Japan
(matsbara@tec.u-ryukyu.ac.jp)

ABSTRACT: Development of prediction techniques based on chemical reaction system of the sinkhole evolution is essential for geo-hazard because the physical collapse of limestone is progressed with complex dissolution processes. Hence, many researchers have tried to understand its mechanism based on field-based and/or small-scale experimental-based approaches. Although many large-scale numerical simulation has been conducted with the improvement in computer performance, mathematical modeling and numerical simulation for three dimensional dissolution processes in limestone have not been carried out, to date. In this study, the author focuses on the dissolution phenomena of calcium carbonate in limestone, and presents a mathematical model based on advection-reaction-diffusion system and Darcy's law. Additionally, the author implemented the model to a finite difference method with CIP_CSL2 scheme. In this work, some dissolution patterns of calcium carbonates obtained by the proposed model are shown.

Keywords: Sinkhole, limestone dissolution, advection-reaction-diffusion system, finite difference method, CIP_CSL2 method

ÖZ: *Yeraltı boşluklarının kimyasal reaksiyon evrimine bağlı tahmin tekniklerinin geliştirilmesi çökme tehlikeleri açısından önemli olup kireçtaşlarında görülen çökme karmaşık çözünme işlevleri ile gerçekleşmektedir. Bu bağlamda, çoğu araştırmacı çözünme mekanizmasını arazi ve/veya küçük ölçekli laboratuvar deney yaklaşımları ile anlamaya çalışmaktadır. Bilgisayar performanslarının gelişmesiyle fazla sayıda büyük ölçekli sayısal simülasyon çalışmalarının yapılmasına rağmen, günümüze değin kireçtaşında üç boyutlu matematiksel modelleme ve sayısal simülasyon gerçekleştirilmemiştir. Bu çalışmada, yazar kireçtaşındaki kalsiyum karbonatın çözünme olayına odaklanmış ve adveksiyon-reaksiyon-difüzyon ve Darcy kanununu temel alan matematiksel bir model sunmuştur. Ayrıca, yazar modeli, sonlu farklar yöntemi CIP_CSL2 düzenine uygulamıştır. Bu çalışmada, önerilen model ile belirlenen kalsiyum karbonatın bazı çözünme paternleri sunulmuştur.*

Anahtar Kelimeler: *Mağara, kireçtaşı çözünmesi, adveksiyon-reaksiyon-difüzyon sistemi, sonlu farklar metodu, CIP_CSL2 metodu*

1. INTRODUCTION

The sinkhole phenomena have been mainly occurred in karst environment where calcium carbonates contained in limestone are dissolved by underground water, and/or the erosion of limestone by underground water flow and rain (Vacher and Mylroie, 2002; Abbaszadeh et al., 2016). Additionally, the phenomena have been occurred with degradation of artificial underground structures such as burst of water-pipes. The sinkhole phenomena, therefore, have a huge impact on human life, and the phenomena should be solved as an urgent and essential issues in order to avoid the geohazard in our modern society. In particular, it is well known that the dissolution process results in karstic caves over a long length of time (Vacher and Mylroie, 2002). Indeed, some evidence of rock collapse such as sinkholes caused by chemical weathering has been observed around the world, and the potential risk to human life is of concern (e.g. Tiner, 2003; Gutiérrez et al., 2014; Pokhrel et al., 2015).

Several predictions and monitoring techniques have been proposed in order to describe the dynamical behavior of rocks (e.g. Tang and Kaiser, 1998; Kumsar et al., 2016). For example, Tang and Kaiser

(1998) proposed a quantitative simulation technique for progressive failure processes of rock undergoing loading under compression, and a cumulative damage simulation was carried out. Some complex failure patterns of various rocks can be simulated by using this technique, although this technique is very simple. Kumsar et al. (2016) carried out a rock stability simulation based on the conventional limit equilibrium method and the modified discrete finite element method (Mamaghani et al., 1999), and revealed the mechanism of creep-like landslides at Babadağ-Gündoğdu in Turkey. In contrast, there are few studies on the numerical simulation of carbonate dissolution process. For example, Bouchelaghem (2010) proposed a simple model for the dissolution of calcium carbonate and precipitation of gypsum in acidic solutions. The model was formulated based on the chemical reaction system, and the concentrations of calcite and gypsum were calculated. Although several studies which adopt a similar approach exist and evaluate carbonate dissolution based on chemical reactions (Artamonova et al., 2015) exist, the simulation of three dimensional spatial dissolution patterns and/or the evolution of karst caves is still to be investigated. Therefore, mathematical and numerical prediction techniques considering long-term changes in three dimensional karstic caves are essential, to determine the state of future ground conditions and structural stabilities.

In this study, the author focuses on the dissolution phenomena of calcium carbonate in limestone, and presents a mathematical model based on advection-reaction-diffusion system and Darcy's law. Additionally, the author implemented the model to a finite difference method with CIP_CSL2 scheme. In this work, the author demonstrates three dimensional spatial dissolution patterns obtained by the proposed model and discuss the chemical weathering and cave generation processes in limestone.

2. MATHEMATICAL AND NUMERICAL MODEL

2.1. Mathematical formulation and discretization

Limestone is composed primarily of the calcium carbonate mineral, and it is well known that the mineral dissolves chemically on contact with acidic water such as carbonated water (Abbaszadeh et al., 2016). The dissolution and formation processes of calcium carbonates correspond to the following simple expression:

$$\mathrm{CaCO_3} + \mathrm{H_2CO_3} \underset{k_2}{\overset{k_1}{\rightleftharpoons}} \mathrm{Ca^{2+}} + 2\mathrm{HCO_3^-} \tag{1}$$

where k_1 and k_2 are the reaction rate constants. Equation (1) describes a reversible reaction and corresponds to the weathering and generation processes of limestone. In 1952, Turing found that extremely complicated but organized spatial patterns appear by adding the diffusion effect of the transport process of solutes and ions within a solvent to the chemical reaction equations. Based on the findings, Equation (1) is mathematically formulated by the reaction-diffusion system in the current study in order to simulate several complicated spatial dissolution patterns in limestone. Moreover, because groundwater flow should be considered in limestone, advection terms are considered for solvent and ions, that is, the advection–reaction–diffusion system in limestone is formulated.

Considering the diffusion and advection terms with solvent and ions in Equation (1), a mathematical model based on the advection-reaction–diffusion system can be described as follows:

$$\frac{\partial \mathbf{A}}{\partial t} = -k_1\mathbf{AB} + k_2\mathbf{CE}^2 \tag{2}$$

$$\frac{\partial \mathbf{B}}{\partial t} = -k_1\mathbf{AB} + k_2\mathbf{CE}^2 + \nabla(D_\mathbf{B}\nabla\mathbf{B}) - \nabla(v\mathbf{B}) \tag{3}$$

$$\frac{\partial \mathbf{C}}{\partial t} = k_1\mathbf{AB} - k_2\mathbf{CE}^2 + \nabla(D_\mathbf{C}\nabla\mathbf{C}) - \nabla(v\mathbf{C}) \tag{4}$$

$$\frac{\partial \mathbf{E}}{\partial t} = 2k_1\mathbf{AB} - 2k_2\mathbf{CE}^2 + \nabla(D_\mathbf{E}\nabla\mathbf{E}) - \nabla(v\mathbf{E}) \tag{5}$$

where **A**, **B**, **C** and **E** denote the concentrations of $CaCO_3$, H_2CO_3, Ca^{2+}, and HCO_3^-, respectively. These variables are functions of time and space. D_* are the diffusion coefficients of the related variables * and have spatially random values. In Equation (2), diffusion and advection terms are not considered, as $CaCO_3$ is a solid. v is the velocity of the groundwater flow which is governed by Darcy's Law (Budhu, 2015) and can be obtained by Laplace's equation ($v = -k\nabla h$):

$$\nabla(-k\nabla h) = 0 \tag{6}$$

where k is the coefficient of hydraulic conductivity and h is the total potential head. The coefficient of hydraulic conductivity depends on the concentration of $CaCO_3$, that is, if the concentration of $CaCO_3$ is large, the coefficient is small. In this study, it was assumed that there is a linear relationship for k as follows:

$$k = \left(k_{\min} - k_{\max}\right) \cdot \mathbf{A}/\mathbf{A}_{\max} + k_{\max} \tag{7}$$

where $k_{\max}$ and $\mathbf{A}_{\max}$ are the maximum values of k and **A**, respectively. $k_{\min}$ is the minimum value of k. Additionally, the diffusion coefficients are determined as

$$D_* = \left(D_{*\min} - D_{*\max}\right) \cdot \mathbf{A}/\mathbf{A}_{\max} + D_{*\max} \tag{8}$$

where $D_{*\max}$ is the maximum values of D_*, while $D_{*\min}$ is the minimum values of D_*.

In this study, Equations (2)–(5) were discretized using the finite difference scheme. In the simulation, the inner structure of limestone changes as its process of chemical dissolution progresses, and the groundwater flow also changes accordingly. Hence, a highly accurate calculation scheme is required to solve the proposed advection–reaction–diffusion equation, as a numerical diffusion error in the advection term may be produced. In this study, in order to obtain highly accurate numerical solutions from the advection terms, the author implemented the constrained interpolation profile method with the conservative semi-Lagrangian scheme (CIP-CSL2) (Yabe et al., 2001; Nakamura et al., 2001). Additionally, the diffusion terms were discretized as following equation using an arbitrary variable f and a coefficient d:

$$\frac{\partial f}{\partial t} = \frac{1}{2}\nabla d \nabla f + \frac{1}{2}\nabla d \nabla f + d\Delta f \tag{9}$$

$$\frac{f_i^{n+1} - f_i^n}{\Delta t} = \frac{1}{2}\frac{\left(d_{i+1} + d_i\right) f_{i+1}^n - \left(d_{i+1} + 2d_i + d_{i-1}\right) f_i^n + \left(d_i + d_{i-1}\right) f_{i-1}^n}{\Delta \mathbf{x}^2} \tag{10}$$

where Δx is the grid size. The calculation flowchart of the proposed simulation is outlined in Figure 1.

2.2. Accuracy of discretization scheme

In order to verify the accuracy of the CIP_CSL2 scheme, an advection-diffusion equation was solved for a three-dimensional cuboid model. As shown in Figure 2, the system ($x \times y \times z$), grid size, and number of grid points were set as 2×1×0.9, 0.01667, and 4059555, respectively. The dimensionless time increment (Δt) was set to 0.1, and the maximum and minimum values of the dimensionless diffusion coefficients of the cylinder were chosen randomly to be $D_{\max}$=3.4×10^{-8} and $D_{\min}$=2.6×10^{-8}, respectively. Additionally, the direction and dimensionless velocity of groundwater flow were set to the x-axis and 0.001, respectively.

Figure 3 shows the relationship between the cylinders' dimensionless concentration and analytical step. In the figure, the results by CIP scheme and central differenece method are also shown for the purposes

of comparison with the results by CIP_CSL2 scheme. From this figure, the cylinders' concentration by CIP_CSL2 scheme is stabilized and almost constant even if the analytical step increases. Wheras, the results by CIP scheme and central different method is unstabled and not constant. Hence, it is understand that the CIP_CSL2 scheme is suitable for this problem.

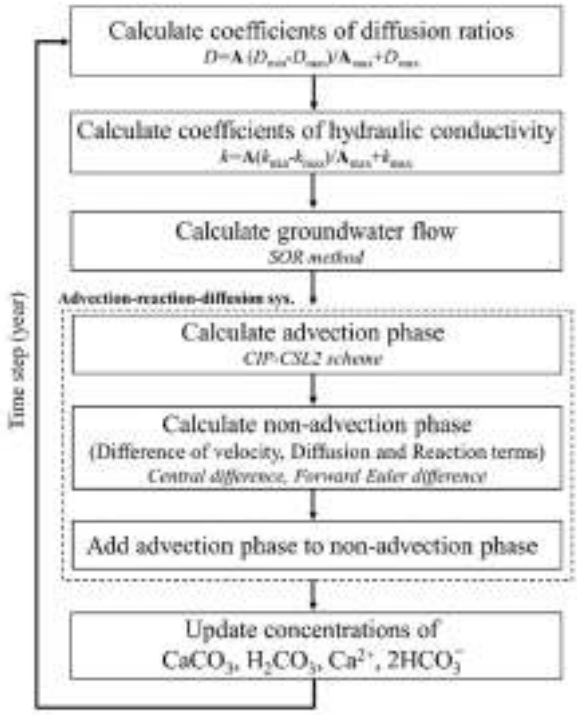


Figure 1. Flow-chart for 3-dimensional $CaCO_3$ dissolution simulation.

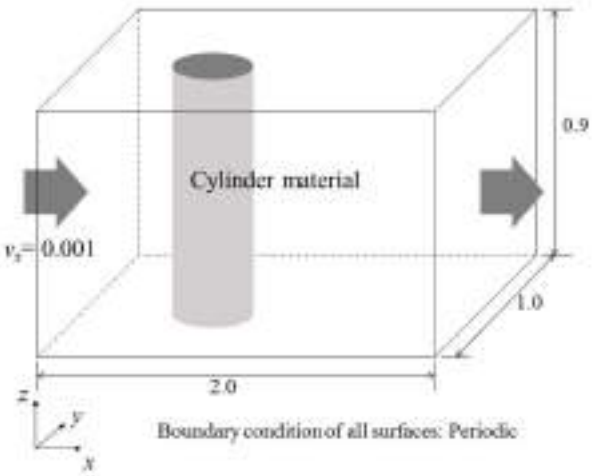


Figure 2. Problem setup for discretization accuracy.

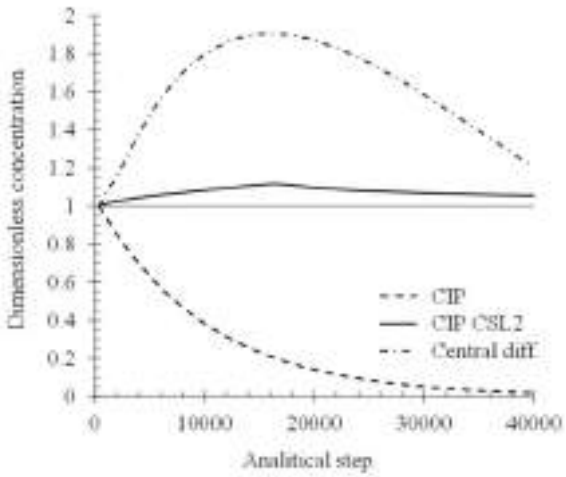


Figure 3. Concentration vs. analytical step.

3. NUMERICAL SIMULATION AND DISCUSSION

3.1. Simulation models

Numerical simulations were conducted for a three-dimensional cuboid model. In order to quantitatively obtain the concentration of each element and numerically express carbonate dissolution in limestone in a natural environment, numerous parametric studies may be needed. Additionally, because the chemical reaction in Equation (1) is simple, adjustment for pH, temperature and minerals other than calcium

carbonate cannot be considered. In order to reproduce the dissolution patterns of limestone in natural environment accurately, although it is necessary to incorporate the exact conditions of climate, water channel distribution, and pH of groundwater, the author setup the parameters based on the existing lab-based experimental values (Alkattan et al., 1998; Boving and Grathwohl, 2001; Chou et al., 1989; Herman and Lorah, 1988) in Equations (2)–(5).

The system ($x \times y \times z$), grid size, and number of grid points are $2\times1\times0.9$ (m^3), 0.0111 (m), and 1350622, respectively. The time increment (Δt) was set to 0.01 (year), and the minimum and maximum values of the diffusion coefficients were chosen to be $D_{\mathbf{B}\min} = D_{\mathbf{C}\min} = D_{\mathbf{E}\min} = 32.58\times10^{-5}$ (m^2/year), $D_{\mathbf{B}\max} = D_{\mathbf{C}\max} = D_{\mathbf{E}\max} = 3.24\times10^{-3}$ (m^2/year) (Bolving and Grathwohl, 2001). The reaction coefficients k_1 and k_2 in Equation (1) were set to 15.7 and 0.946 (kmol/m^2·year), respectively (Herman and Lorah, 1988; Chou et al., 2001). The maximum and minimum values of the coefficient of permeability were chosen to be $k_{\max} = 1.0$ and $k_{\min} = 0.8$ (m/year), respectively. The Neumann boundary conditions were set to the *x-y* and *x-z* edge surfaces, and the periodic boundary conditions were set to the *y-z* edge surfaces. The potential head was set to 5.0 and 0.0 (m) on the *y-z* left and right edge surfaces, respectively. In the system, the limestone and porous area were set, and an initial semisphere hole (radius: 0.2 m) was made in the limestone layer. The initial concentrations of limestone and porous area are 0.8~1.0 and 0.0~0.3 (kmol/m^2·year), respectively.

In the numerical examples, the following four models as shown in Figures 4(a)–(d) were selected to simulate how a semisphere hole in the limestone expands due to rock dissolution associated with groundwater flow. That is, the dissolution pattern and process of calcium carbonate of the intact case (Figure 4(a)) is compared to those in the case of existence of a sphere cave or fracture in the analytical domain (Figures 4(b)–(d)), and their morphological characteristics are investigated.

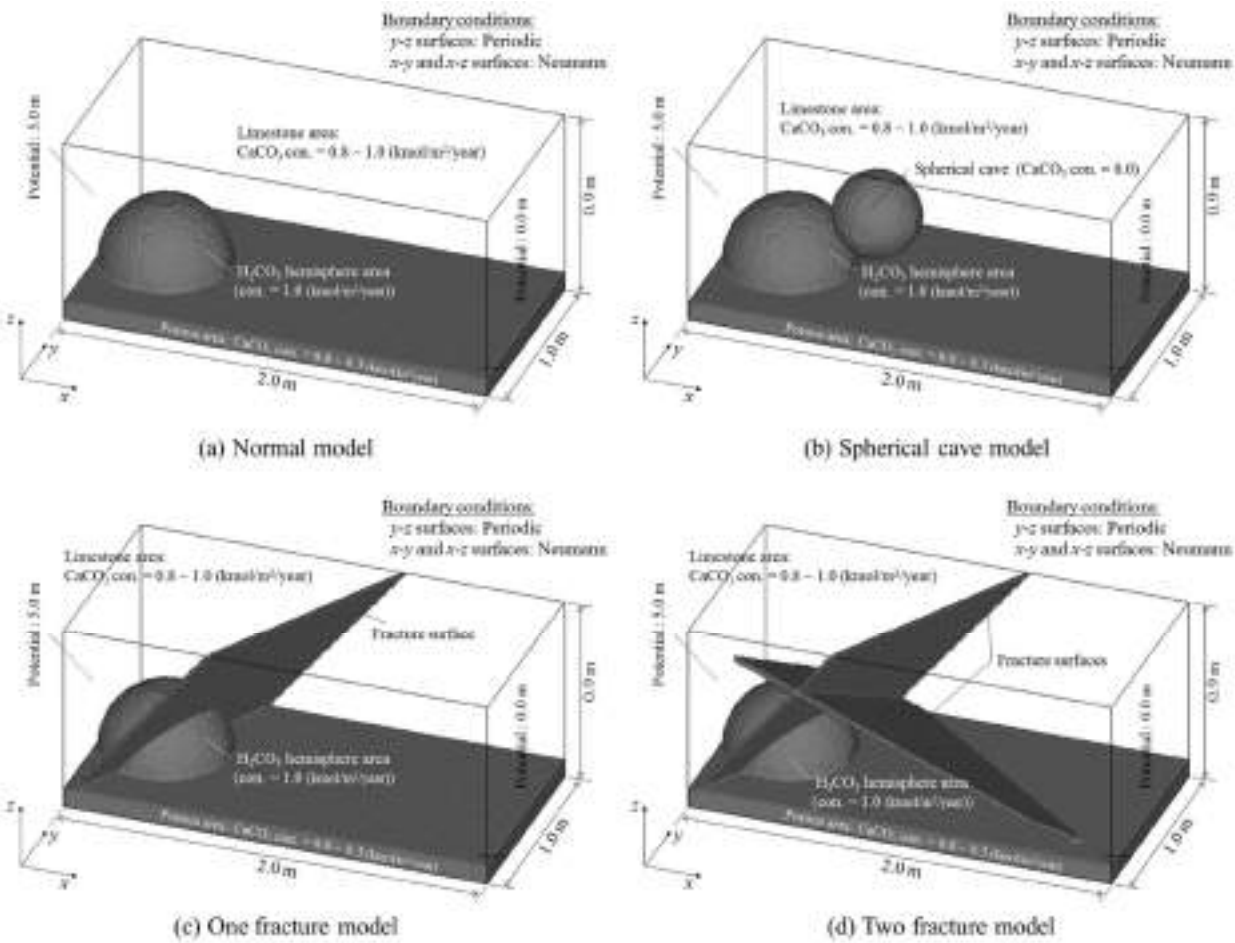


Figure 4. Simulation models in the four studies.

3.2. Simulation results and discussion

Figures 5–8 show the dissolution processes of calcium carbonate in the normal model, spherical cave model, one fracture model, and two fractures model, respectively. In the figures, the green colours are given as the isosurface of $CaCO_3$ concentration. In all cases, the initial semisphere hole spreads in the direction of the groundwater flow, and the calcium carbonates finally dissolve towards cave-like structures. Regarding the dissolution patterns, the amount of dissolution in the case of the two fractures model is the largest, and the dissolution pattern is the most complicated in the case of fracture distribution models. In contrast, the calculation of the cases of the spherical cave model became unstable in about 2500 years on.

Figure 9 illustrates the relationship between the normalized $CaCO_3$ (a) and H_2CO_3 (b) and time. From Figure 9(a), the dissolution rate is the smallest in the case of the spherical cave model and the largest in the case of the two fractures model (spherical cave model < normal model < one fraacture model < two fractures model).

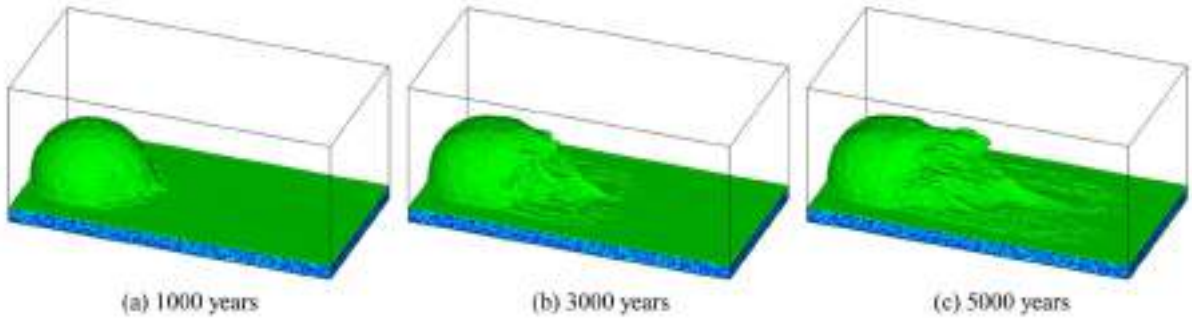


Figure 5. Dissolution process of calcium carbonates in the normal model.

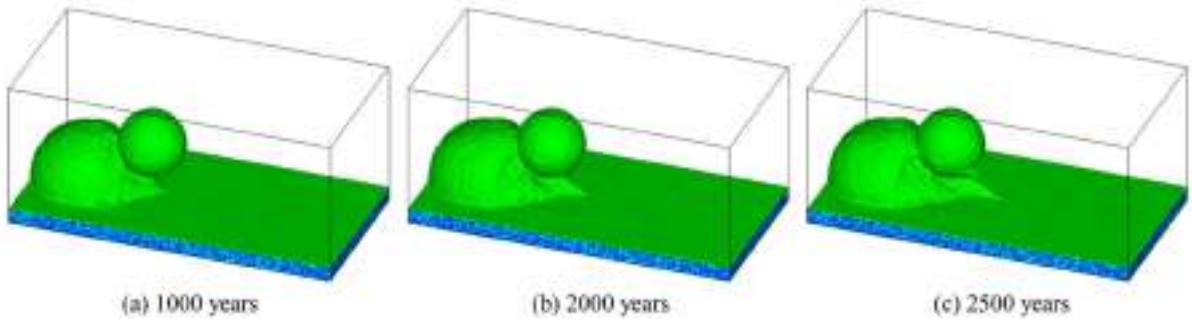


Figure 6. Dissolution process of calcium carbonates in the spherical cave model.

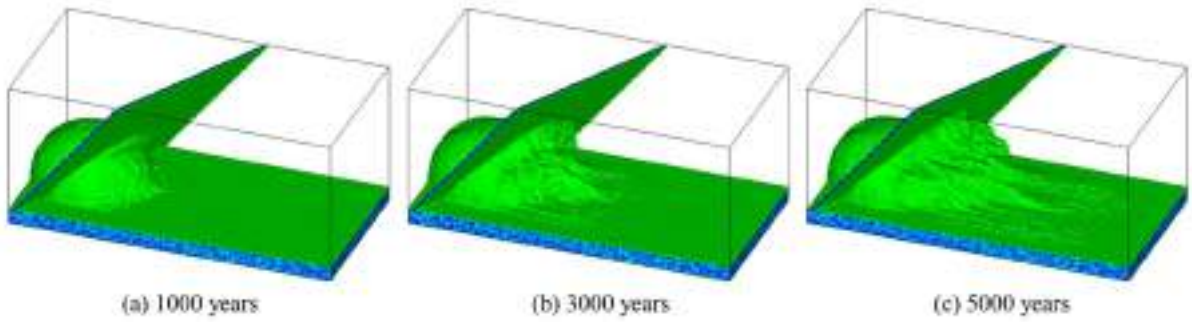


Figure 7. Dissolution process of calcium carbonates in the one fracture model.

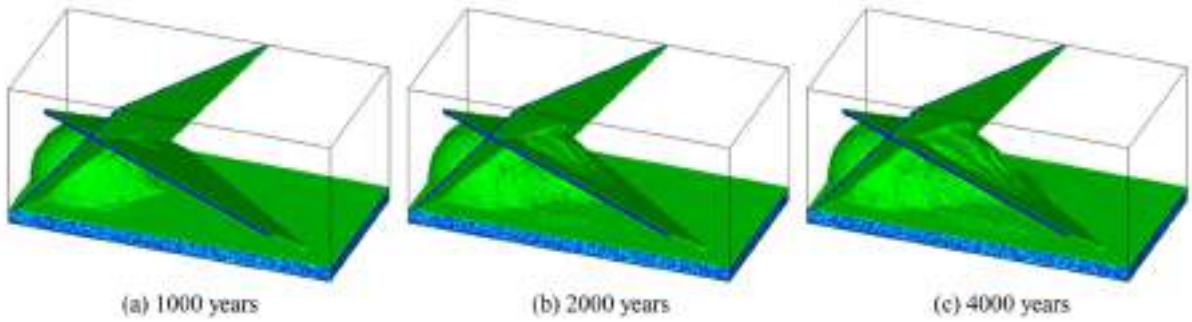


Figure 8. Dissolution process of calcium carbonates in the two fractures model.

It is interesting that the rates in the all cases are nonlinear corresponding to H_2CO_3 concentration. In the simulations, the case of spherical cave and two fractures models were failed at about 2500 and 4000 years, respectively. In the spherical cave model, H_2CO_3 flowed into the spherical cave from about 500 years on, and stored in the cave. On the other hand, in the two fractures model $CaCO_3$ was complicatedly dissolved along the two fractures. Therefore, it is noted that some complex behaviour of $CaCO_3$ and H_2CO_3 observed in these models could not be simulated with the sufficient accuracy by using the proposed model. Although in this study the simple chemical reaction as Equation (1) was assumed in order to examine the adequacy of the simulation system, other more accurate/exact chemical reactions that occur in nature could be applied to this system in the future.

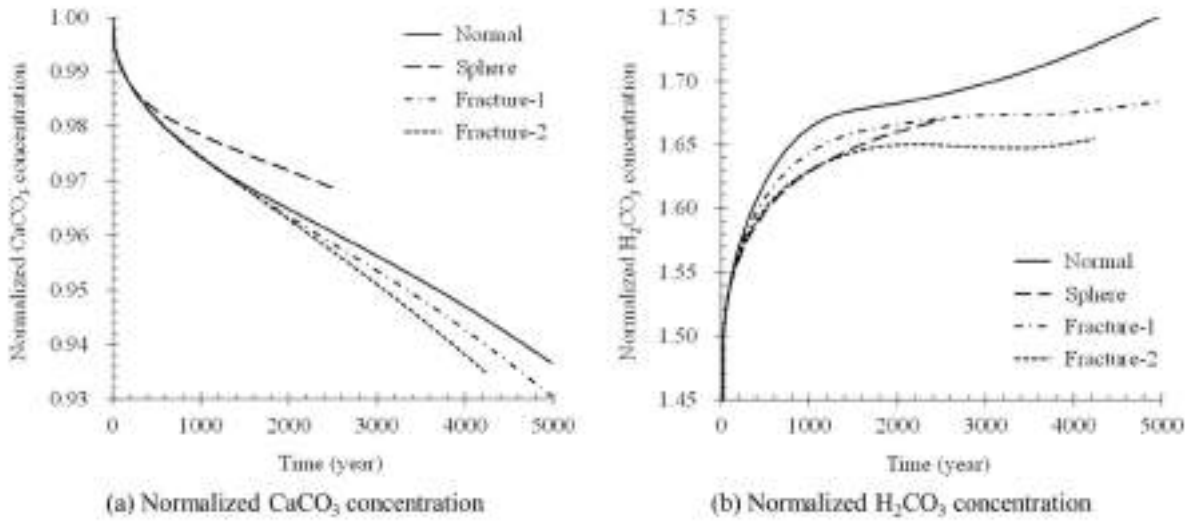


Figure 9. The relationship between the normalized materials and time (year).

4. CONCLUSIONS

In this work, a mathematical model for the 3 dimensional dissolution of calcium carbonate in limestone has been proposed, and a novel numerical simulator has been developed. The interpretation of this study can be summarized as follows:

(1) The 3 dimensional dissolution phenomena of limestone can be simulated by the advection–reaction–diffusion system, and various geomorphologies of the dissolution patterns in limestone can be obtained by using the proposed model.
(2) The dissolution patterns depend on the groundwater flow, the expansion of the cavities exhibits a directivity associated with the direction of the groundwater flow.
(3) The difference in the dissolution rate of limestone would be due to the difference in the contact area between the limestone and groundwater.

Although the proposed model is not the only possible scheme for understanding geomorphological evolution in karst, this work describes a series of techniques which greatly support our understanding of

geo-disasters such as sinkholes and provides details of a novel method which can be applied to other similar processes.

5. ACKNOWLEDGEMENTS

The author acknowledges the helpful comments and discussions by Prof. Aydan Ömer, Dr. Kosaburo Hirose, and Mr. Ryogo Kawakami. This work was supported by the University of the Ryukyus Strategic Research Grant: Grant Number 17SP01301.

6. REFERENCES

Abbaszadeh, M., Nasiri, M., Riazi, M., 2016. Experimental investigation of the impact of rock dissolution on carbonate rock properties in the presence of carbonated water. Environmental Earth Sciences, 75(9), 791 (1-6).

Alkattan, M., Oelkers, E.H., Dandurand, J.L., Schott, J., 1998. An experimental study of calcite and limestone dissolution rates as a function of pH from − 1 to 3 and temperature from 25 to 80 C. Chemical geology, 151(1-4), 199-214.

Artamonova, I.V., Gorichev, I.G., Godunov, E.B., 2015. Study of calcium and iron carbonate dissolution kinetics in order to resolve corrosion problems in carbonate solutions. Chemical and Petroleum Engineering, 50(9-10), 605-609.

Budhu, M., 2015. Soil Mechanics Fundamentals. John Wiley & Sons.

Bouchelaghem, F., 2010. A numerical and analytical study on calcite dissolution and gypsum precipitation. Applied Mathematical Modelling, 34(2), 467-480.

Boving, T.B., Grathwohl, P., 2001. Tracer diffusion coefficients in sedimentary rocks: correlation to porosity and hydraulic conductivity. Journal of Contaminant Hydrology, 53(1-2), 85-100.

Chou, L.E.I., Garrels, R.M., Wollast, R., 1989. Comparative study of the kinetics and mechanisms of dissolution of carbonate minerals. Chemical Geology, 78(3-4), 269-282.

Gutiérrez, F., Parise, M., De Waele, J., Jourde, H., 2014. A review on natural and human-induced geohazards and impacts in karst. Earth-Science Reviews, 138, 61-88.

Herman, J.S., Lorah, M.M., 1988. Calcite precipitation rates in the field: measurement and prediction for a travertine-depositing stream. Geochimica et Cosmochimica Acta, 52(10), 2347-2355.

Kumsar, H., Aydan, Ö., Tano, H., Çelik, S.B., Ulusay, R., 2016. An integrated geomechanical investigation, multi-parameter monitoring and analyses of Babadağ-Gündoğdu creep-like landslide. Rock Mechanics and Rock Engineering, 49(6), 2277-2299.

Mamaghani, I.H., Aydan, Ö., Kajikawa, Y., 1999. Analysis of masonry structures under static and dynamic loading by discrete finite element method. JSCE Structural Engineering and Earthquake Engineering, 16(2), 1-12.

Nakamura, T., Tanaka, R., Yabe, T., Takizawa, K., 2001. Exactly conservative semi-Lagrangian scheme for multi-dimensional hyperbolic equations with directional splitting technique. Journal of Computational Physics, 174(1), 171-207.

Pokhrel, R.M., Kiyota, T., Kuwano, R., Chiaro, G., Katagiri, T., Arai, I., 2015. Preliminary field assessment of sinkhole damage in Pokhara, Nepal. ISSMGE International Journal of Geoengineering Case Histories, 3(2), 113-125.

Tang, C.A., Kaiser, P.K., 1998. Numerical simulation of cumulative damage and seismic energy release during brittle rock failure — Part I: Fundamentals. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 35(2), 113-121.

Tiner, R.W., 2003. Geographically isolated wetlands of the United States. Wetlands, 23(3), 494-516.

Turing, A.M., 1952. The chemical basis of morphogenesis. Phil. Trans. R. Soc. Lond. B, 237(641), 37-72.

Vacher, H.L., Mylroie, J.E., 2002. Eogenetic karst from the perspective of an equivalent porous medium. Carbonates and Evaporites, 17(2), 182.

Yabe, T., Tanaka, R., Nakamura, T., Xiao, F., 2001. An exactly conservative semi-Lagrangian scheme (CIP–CSL) in one dimension. Monthly Weather Review, 129(2), 332-344.

Katı Atık Düzensiz Depolama Sahasının Su Kaynaklarına Etkisinin İncelenmesi ve İyileştirilmesine Yönelik Öneriler: Düzce Belediyesi Örneği

Investigation and Improvement of the Solid Waste Irregular Disposal Sites in Düzce Province

Hazel ALAN*, Nazife ONARAL, Efe İZMİRLİ, Remzi KARAGÜZEL

İTÜ, Maden Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Ayazağa Kampüsü, 34469 İstanbul
*(*hazel.alan@itu.edu.tr)*

ÖZ: Bu çalışmada, Düzce İli'nde yer alan katı atık düzensiz depolama sahasının su kaynaklarına etkisinin belirlenmesi ve iyileştirilmesine yönelik öneriler getirilmesi amaçlanmaktadır. Katı atıklar, İstanbul metropolitanının içme suyunun temin edildiği Melen Barajı havzasında olup, Küçük Melen Çayı kenarında ve alüvyon üzerinde hiçbir önlem alınmaksızın dökülmüştür. Düzensiz depolama alanı ve yakın çevresinin, jeoloji ve hidrojeoloji haritaları hazırlanmıştır. İnceleme alanında düzensiz katı atık sahasının yüzey ve yeraltısuyu kalitesine etkisini belirlemek amacıyla; sahanın menba ve mansap tarafında temsili noktalardan su örnekleri alınmıştır. Alınan su örneklerinin kimyasal analizleri yapılmış, kirlilik durumları ve çeşitli kullanım alanlarına uygunlukları tartışılmıştır. Katı atık düzensiz depolama sahasının yüzey ve yeraltısuları ile ilişkisi farklı çevre koşullarında değerlendirilmiş ve kavramsal modeller hazırlanmıştır. Sonuç olarak, yüzey ve yeraltısularının katı atıklardan olumsuz yönde etkilendiği tespit edilmiş ve ıslah amaçlı mühendislik çalışmaları önerilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Katı atık, hidrojeoloji, arazi ıslah çalışmaları

ABSTRACT: *This study has been prepared to clarify environmental impacts of irregular solid waste disposal sites in Düzce. Solid wastes were found in the Melen dam basin where the drinking water of the Istanbul metropolitan area was provided, and poured on the edge of the Küçük Melen Stream and on alluvium without taking any precautions. Geological and hydrogeological maps of solid waste irregular disposal sites and its surroundings are prepared. In order to determine the groundwater quality in the study area chemical analysis results determined for potability and various usability purposes. The contact between surface and groundwater of irregular solid waste disposal site was evaluated under different environmental conditions and conceptual models were prepared. As a result, surface and groundwater were found to be negatively affected by solid wastes, and engineering design for field rehabilitation were recomended.*

Keywords: *Solid waste, hydrogeology, field rehabilitation*

1. GİRİŞ

Ülkemizde katı atıklar ''Katı Atıkların Kontrolü Yönetmeliği''ne uygun olarak toplandıktan sonra uygun alanlara taşınmakta ve geri kazanılması için gerekli yükümlülükler ve sorumluluklar çevre ve insan sağlığına olumsuz etki oluşturmayacak şekilde yerine getirilmektedir. Türkiye genelinde 2014 yılı (ilk yarısı) itibari ile katı atık düzenli depolama tesislerinin sayısı 76'ya yükselmiştir (ÇŞB, 2014). Ülke genelinde toplanan belediye atıklarının, %6'sı geri kazanım, %64'ü düzenli depolama ve %30'u ise vahşi depolama (kontrolsüz, çöplük) yöntemiyle bertaraf edilmektedir (TMMOB ÇMO, 2018). Türkiye'de bu konu ile ilgili yasal düzenlemeler olsa da vahşi depolama alanlarının geçmiş yıllardan günümüze kadar olan olumsuz çevresel etkileri halen devam etmektedir.

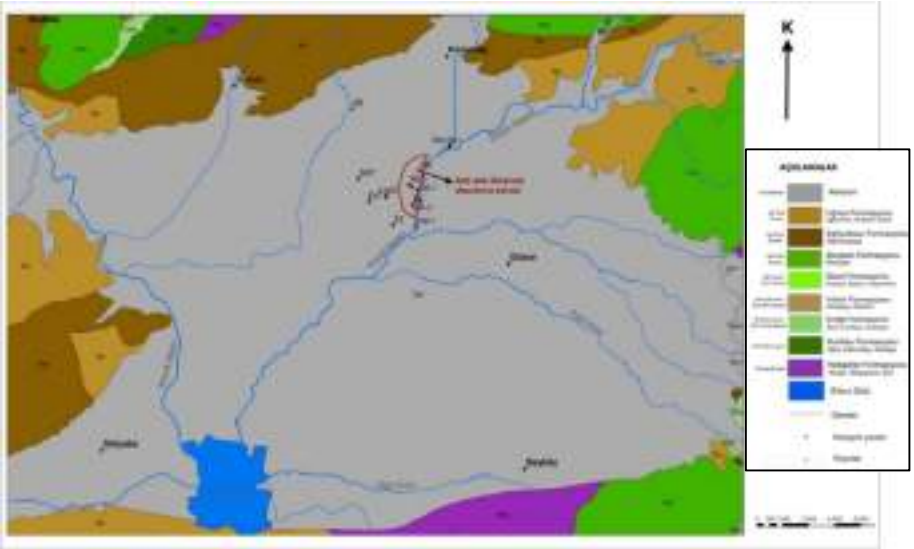
Bu çalışmada, İstanbul'a içme suyu temin edilmesi planlanan Melen Baraj Gölü Havzası'nda bulunan katı atık düzensiz döküm alanının su kaynaklarına etkisinin belirlenmesi ve iyileştirilmesine yönelik potansiyel çözümlerin önerilmesi amaçlanmıştır. Katı atık düzensiz depolama sahası, Düzce ovasında, Küçük Melen Çayı'nın sağ sahilinde olup, yaklaşık 183.450 m^2'lik bir alana yayılmaktadır (Şekil 1). Çalışma amacına yönelik olarak katı atık düzensiz depolama sahası vey yakın çevresinin jeolojik, hidrolojik ve hidrojeolojik özellikleri belirlenmiş ve temsili noktalardan yüzey ve yeraltısuyu örnekleri

alınmış ve kimyasal analizleri yapılmıştır. Analiz sonuçlarından yararlanarak yeraltısularının kirlilik durumları tartışılmıştır.

Şekil 1. Yer bulduru haritası.

2. GENEL JEOLOJİ

Prekambriyen yaşlı birim olan Yedigöller Formasyonu çalışma alanının kuzey sınırında görülmektedir. Kurtköy Formasyonu (Ok), Yedigöller Formasyonu (PEy) üzerine uyumsuz olarak gelen Alt Ordivisiyen yaşlı bir birimdir. Üst Kampaniyen- Alt Eosen yaşlı olan Akveren Formasyonu; beyaz marn, kireçtaşı, karbonatlı kumtaşı, karbonatlı şeyl ve çörtlü kireçtaşlarından oluşmaktadır. Akveren formasyonu (KTa) üzerinde bulunan Alt-Orta Eosen yaşlı Safranbolu formasyonu çalışma alanının güneydoğusunda dar bir alanda yüzeylenmektedir. Çaycuma formasyonu (Tes), konglomera-kumtaşı seviyesi ile başlar ve üzerine gelen karbonatlı kumtaşı- kumlu kireçtaşlarına geçiş yapar. Yığılca Formasyonu (Tçy) genel olarak andezit, bazalt, tüf, aglomera ve volkanojenik kumtaşlarından oluşmaktadır. Düzce havzasını dolduran tümü kırıntılı çökellerin çakıl-kum-silt ve killerden oluştuğu görülmektedir (Özmen, 2000).



Şekil 2. Düzce ovası ve dolayının jeoloji haritası.

3. HİDROLOJİ

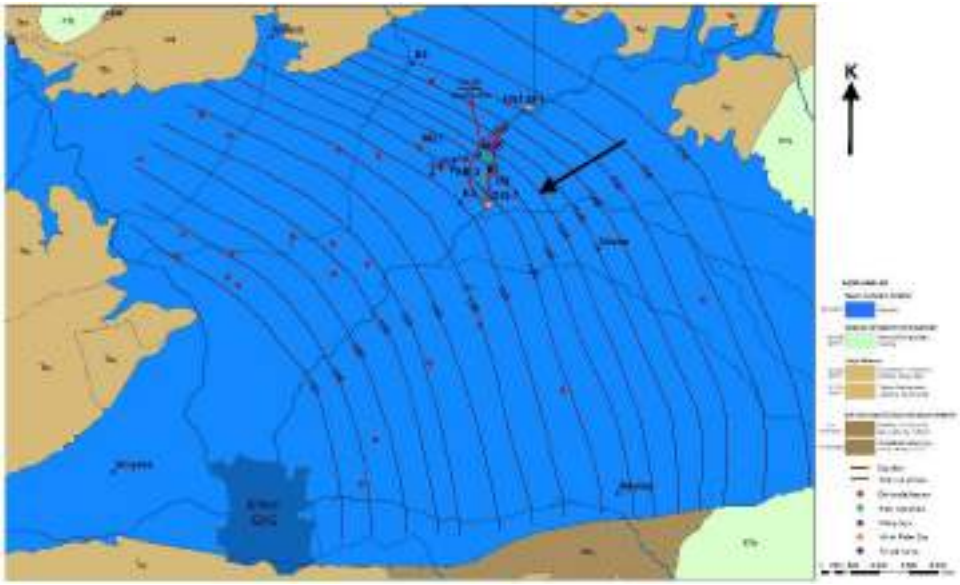
Çalışma alanına ait hidrolojik özellikler gerek vahşi depolama alanının iyileştirilmesinde, gerekse yeni bir düzenli depolama tesisinin su kaynaklarına etkisinin tartışılmasında sızıntı suyu miktarı hesaplarında da önem taşımaktadır. Bu amaca yönelik olarak Düzce-Meteoroloji istasyonundan alınan veriler

kullanılarak havzaya düşen yağış, buharlaşma ve akışa geçen su miktarı hesaplanmıştır.

İnceleme alanına ait 10 yıllık yağış verilerinin ortalaması hesaplanarak ortalama yıllık yağış miktarı 746,44 mm, ortalama sıcaklık değeri 14,22 °C olarak bulunmuştur. Penman yöntemi kullanılarak gerçek buharlaşma değeri 534,02 mm olarak hesaplanmıştır. Buna göre havzaya düşen yağışla bağlantılı olarak bölgede 212,42 mm'lik bir akış gerçekleşmiştir. Sonuç olarak düzensiz depolama sahasına yılda 135 000 m^3 yağış düşmektedir. Yağış suları, özellikle yağışlı dönemlerde taban sızdırmazlık sistemi bulunmayan katı atık sahasında kirlenerek doğrudan yeraltısuyuna karışmaktadır. Küçük Melen Çayının taşkın anında çöp sahasına taşması, yeraltısularını beslemesi ile hem yeraltısuları hem de yüzeysuları kirlenmektedir. Su bilançosu hesaplarında yeterli ölçüm verisinin bulunmadığı durumlarda yeraltına süzülen su miktarı teorik olarak akışın 1/3 olarak alınabilmektedir. Çalışmanın amacı doğrultusunda bölgede hesaplanan akış miktarına göre bu akışın 70,59 mm'lik bir kısmı yeraltına süzülmektedir. Ayrıca, maksimum taşkın deşarjı 1300 m^3/s olan Küçük Melen Çayı kenarında dökülen katı atıkların bu taşkın suyundan olumsuz etkilenmesi kaçınılmazdır (DSİ, 1991). Bu bulgular, incelenen alanda, su kalitesinin korunmasına yönelik olarak yüzey sularının katı atıklarla temasının kesilmesine yönelik önlemlerin alınması gerektiğini göstermektedir.

4. HİDROJEOLOJİ

Çalışma alanındaki jeolojik birimler fiziksel ve hidrojeolojik özelliklerine sınıflandırılarak hidrojeoloji haritası hazırlanmıştır. Bu haritada, pekişmemiş birimler (alüvyon) "Yaygın-Zengin akiferler" ve Pekişmiş Formasyonlar ise "Yaygın-Zengin Akifer", "Zayıf akiferler", "Çok Zayıf akiferler" olarak tanımlanmıştır. Düzce havzasında geniş alanlara yayılmış alüvyonlar, yaklaşık 260 m kalınlığında olup (Özmen, 2000, Ünsal ve Çelik, 2010) , "Yaygın-Zengin Akifer" olarak sınıflandırılmıştır. Katı atık vahşi döküm sahasının da üzerinde yeraldığı alüvyonlar bölgenin en önemli akifer sistemlerini (serbest, 2 adet basınçlı akifer) oluşturmaktadır. Yüzeyden derinliğinin çok sığ (1.5 10) olduğu ovada yeraltısuları, içme amacına yönelik olarak da kullanılmaktadır. Ekim-2017 döneminde sondaj kuyuların da yeraltısu seviyeleri ölçülmüş ve YAS seviye haritası hazırlanmıştır (Şekil 3). Yeraltısuyunun akış hızı yılda 9,650 km olarak hesaplanmıştır (Alan vd., 2018). Seviye haritasından yeraltısuyu akım yönünün kuzey doğudan (katı atık düzensiz depolama sahasından) güneybatıya olduğu görülmüştür. Sonuç olarak, ovanın kuzeydoğu kıyısında yer alan katı atık düzensiz depolama alanından yeraltısuyuna ulaşan kirleticilerin Düzce ovasında zaman içerisinde geniş alanlara yayılacağı anlaşılmaktadır.



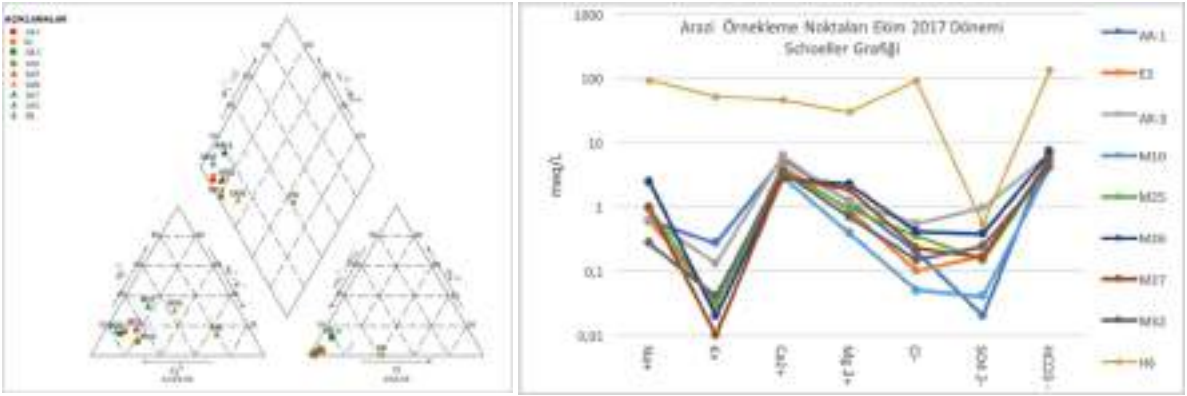
Şekil 3. Ekim- 2017 dönemi hidrojeoloji haritası (MAM, 2017).

5. SU KİMYASI VE KİRLİLİĞİ

İnceleme alanında yüzey ve yeraltısularının kalitesini ve katı atık vahşi depolama alanından etkilenme derecesini belirlemek amacıyla sahanın menba ve mansap tarafında temsili noktalardan su örnekleri alınmıştır. Alınan su örneklerinin hidrojeokimyasal analizleri yapılmış, Schoeller, Piper, diyagramları kullanılarak su sınıflaması yapılmıştır. Ayrıca, suların içilebilirlik ve sulamaya uygunlukları belirlenmiştir (Çizelge 1, Çizelge 2).

Şekil 4. Çalışma alanındaki sondaj kuyularının ve araştırma çukurlarının uydu görüntüsü.

Çalışma alanından alınan su numunelerinin fasiyeslerini belirlemek amacıyla majar anyon ve katyonların %meq değerleri hesaplanmış ve Piper diyagramında gösterilmiştir (Şekil 5). Piper diyagramına göre H6 nolu örnek Na-HCO3'lı ve diğerleri Ca-HCO_3'lı sular sınıfında yer almaktadır. H6 nolu örnek katı atık sahasının hemen mansap sınırındaki "sızıntı" suyundan alınmıştır.



Şekil 5. Su numunelerinin a) Piper Diyagramı (%meq) ve b) Schoeller Diyagramı üzerinde gösterimi.

Schoeller (1962) su sınıflamasına göre iki adet araştırma çukurundan, yedi adet sondaj kuyularından ve bir adet yüzey sızıntı suyundan alınan su numuneleri klorür derişimine göre H6 Orta Klorürlü Sular, diğerleri ise Normal Klorürlü Sular, sülfat derişimine göre Normal Sülfatlı sulardır. Karbonat ve bikarbonat derişimine göre E3, AR-3 ve H6 Hiperkarbonatlı Sular, diğer örnekler Normal Karbonatlı Sular sınıfına girmektedir. İnceleme alanındaki yeraltısuları major elementler açısından genel olarak benzer özellik (Ca+Mg> Na+K) ve HCO_3>SO_4>Cl) göstermektedir. H6 farklı özellik göstermekte olup (Na>K>Ca>Mg ve HCO_3>Cl>SO_4) ve farklı fasiyese sahip olması katı atıklar ile ilişkilidir.

Çizelge 1. Major elementler açısından TSE-266'ya göre kullanıma uygun olmayan örnekler.

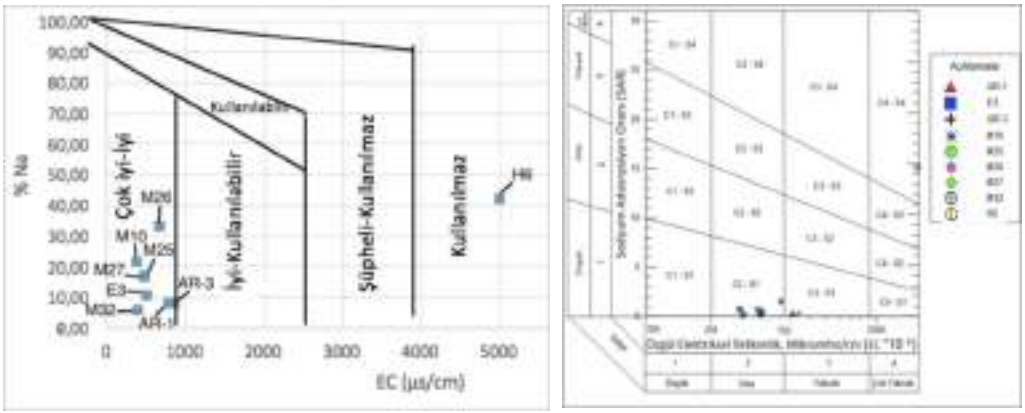
PARAMETRE	BİRİM	TSE-(266) Tavsiye edilen	TSE-(266) Maksimum değer	WHO	Kullanıma Uygun olmayan örnekler
pH		6.5	8.5	-	-
Sıcaklık	°C	12	25	-	-
Elektrik İletkenliği (EC)	µS/cm	400	2000	-	M10,M32,H6
Cl^-	mg/l	25	600	250	AR-1,E3,AR-3,M10,M25,M26,M27,M32,H6
SO_4^{-2}	mg/l	25	250	250	AR-1,E3,M10,M25,M26,M27,M32,H6
Ca^{+2}	mg/l	100	200	-	E3,M10,M25,M26,M27,M32,H6
Mg^{+2}	mg/l	30	50	-	AR-1,E3,AR-3,M10,M25,M26,M27,M32,H6
Na^+	mg/l	20	175	200	AR-1,AR-3,M32,H6
K^+	mg/l	10	12	-	AR-3,E3,M1,M10,M25,M26,M27,M32,H6

Suların katı atıklardan etkilenme derecesini ağır metal konsantrasyonu da doğrulamaktadır (Çizelge 2). Ağır metal ve nitrüent (nitrit, nitrat) konsantrasyonları, AR-1, E3, AR-3, M27 nolu su örneklerinin İnsani Tüketim Amaçlı Sular Yönetmeliği (TS-266)'ne göre içilemez özellikte olduğu belirlenmiştir (Çizelge 2). Bölgede yaşayan canlı türleri ile etkileşim halinde olan H6 nolu yüzey sızıntı suyu ise çevre sorunu oluşturduğu için ıslah edilmelidir.

Çizelge 2. İnsani Tüketim Amaçlı Sular Yönetmeliğine göre suların içilebilirlik özellikleri.

PARAMETRE	BİRİM	Tavsiye Edilen	Maksimum Değer	Uygun Olmayan Örnekler
NO_3^-	mg/l	25	50	-
NO_2^-	mg/l	-	0.1	AR-1,AR-3,E3,H6
Al	µg/L	50	200	M27,M32,H6
B	µg/L	1000	2000	-
Mn	µg/L	50	200	AR-1,M1,M26,M27,H6
Cu	µg/L	100	3000	-
Zn	µg/L	100	5000	-
F	µg/L	-	1500	-
Ba	µg/L	100	500	H6
As	µg/L	-	10	H6
Cd	µg/L	-	5	-
Cr	µg/L	-	50	H6
Se	µg/L	-	10	-
Ni	µg/L	-	20	H6
Pb	µg/L	-	10	H6
Fe	µg/L	-	200	M26,M27,M32,H6
Sb	µg/L	-	5	H6

ABD Tuzluluk Diyagramına göre sondaj kuyularından alınan su numuneleri sulama suyu olarak kullanılabilirlik açısından iyi durumdadır (Şekil 6).



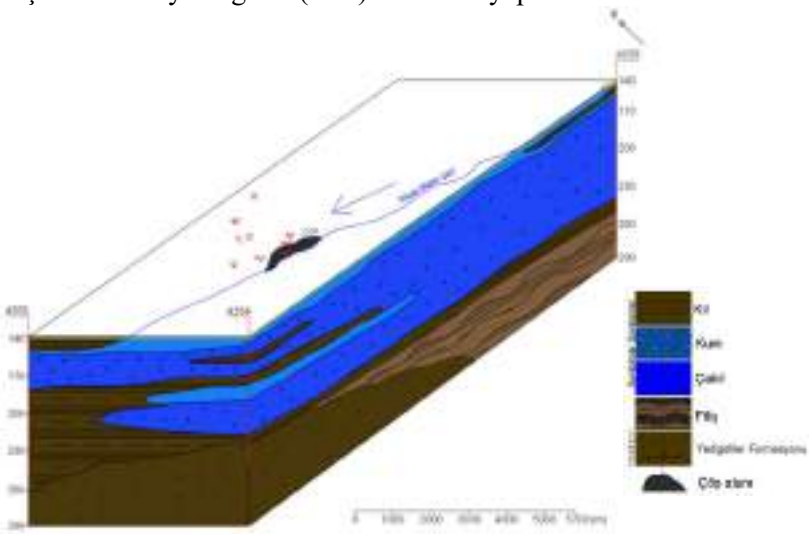
Şekil 6. Su numunelerinin, a)Wilcox Diyagramı ve b) ABD Tuzluluk Diyagramı üzerinde gösterimi (Örnek tarihi Ekim-2017).

Sonuç olarak, katı atık düzensiz depolama sahasının özellikle mansap tarafından alınan su numunelerinin kimyasal analiz sonuçları değerlendirildiğinde katı atıkların yakın çevresinde yüzey ve

yeraltısularının kirlendiği, uzun zaman içerisinde kirliliğin daha geniş alanlara yayılma potansiyelinin yüksek olduğu anlaşılmıştır.

6. MÜHENDİSLİK JEOLOJİSİ

Katı atık düzensiz depolama (döküm) sahasının su kaynaklarına etkisini önlemeye yönelik olarak mühendislik jeolojisi incelemesi yapılmıştır. Bu kapsamda; katı atık vahşi döküm sahasının geometrik boyutları (60000 m^2) belirlenmiş ve konumlandığı alanın yakın çevresinin üç boyutlu jeolojik-hidrojeolojik modeli oluşturulmuştur (Şekil 7). Bu modelin hazırlanmasında DSİ tarafından açılan su sondajı loglarından yararlanılmıştır. Ayrıca, arazideki kazı ve araştırma çukurlarında incelemelerde bulunulmuştur. Bu kapsamda üç adet araştırma çukuru açtırılarak zemin profilleri hazırlanmış, örselenmiş örnekler alınmış ve dane boyu dağılım (elek) analizleri yapılarak zeminler sınıflandırılmıştır.



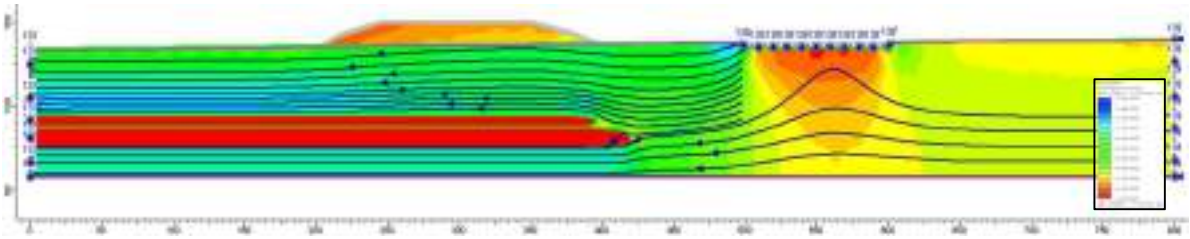
Şekil 7. Çalışma alanındaki sondaj verileri kullanılarak yapılmış üç boyutlu jeolojik kesit (Alan vd, 2018).

Araştırma çukurlarından alınan zemin örnekleri elek analizine tabii tutulmuş ve dane boyuna göre sınıflandırılmış ve zemin örneklerinin %50'den fazla iri tane ve %5'ten az ince tane içerdiği tespit edilmiştir. Sonuç olarak, TS 1500'e göre yapılan zemin sınıflama sisteminde üniformluk ve süreklilik katsayıları Cu>4 ve 1<Cr<3 aralığında bulunan zemin örnekleri iyi derecelenmiş (GW) düzgün tane dağılımlı çakıl olarak sınıflandırılmıştır

7. İYİLEŞTİRME ÖNERİSİ

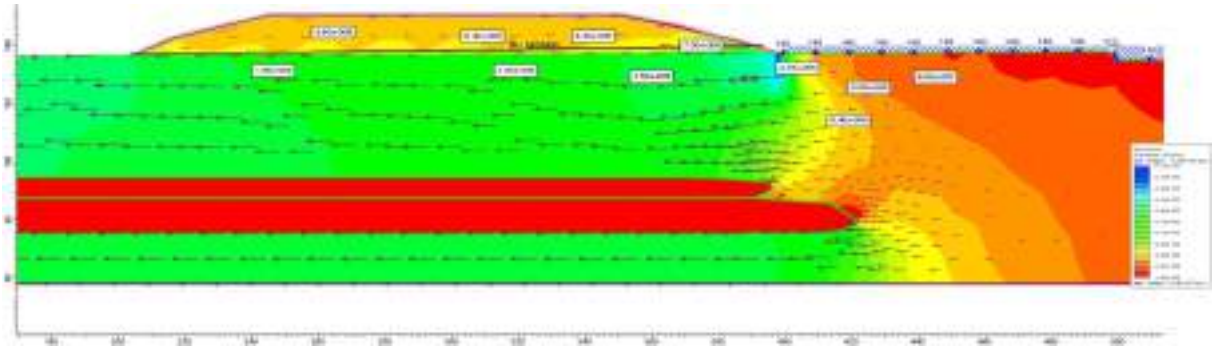
Islah çalışmaları kapsamında öncelikle depolama sahasındaki katı atıkların olabildiğince dar bir alanda toplanması ve bu dar alana yığılan atıkların miktarı hesaplandıktan sonra stabilize analizinin yapılması gerekmektedir. Ayrıca, yeraltısuyu kirliliğini önlemek amacıyla yağış sularının katı atıklar ile temasının kesilmesi için geçirimsiz örtü sistemi planlanmalıdır. Böylelikle atıklardaki mevcut sızıntı suların dışında başka bir kirleticinin yeraltısuyuna karışması sınırlandırılmış olacaktır. Öte yandan, geçirimsiz taban sistemi bulunmayan atık sahasında yeraltısuyu seviyesinin yükselimi ve akımı ile yayılacak kirliliğe karşı da önlem alınması gerekmektedir. Bu soruna karşı en etkili önlem; düşey geçirimsizlik sisteminin tabandaki doğal bir geçirimsiz bariyere bağlanmasıdır. Ancak, Şekil 7'den de anlaşılacağı üzere geçirimsiz tabaka atık tabanından 45 m derinliktedir. Bu derinlikte bir geçirimsizlik bariyerinin maliyetinin yüksek olması beklenmektedir. Böyle yüksek maliyetli bir çözüme alternatif olarak askıda bir geçirimsizlik perdesinin atık sahasının tabanında YAS seviyesinin yükselmesinde ve akımının engellenmesinde etkinliğinin belirlenmesine yönelik olarak sonlu elemanlar yönteminden yararlanılarak sayısal analizler yapılmıştır. Senaryo-I 'de katı atık vahşi depolama alanının doğal durumdaki YAS modeli bulguları (yatay akım hızları ve vektörleri) gösterilmiştir (Şekil 8). Buradan çöpler içerisinde yatay yeraltısuyu akımının olmadığı görülmektedir. Senaryo II'de Küçük Melen Çayının taşkın

durumunda ve Senaryo III'te geçirimsiz temele ulaşmayan bir sızdırmazlık perdenin farklı derinlikler için YAS akım modeli analizleri yapılmıştır.



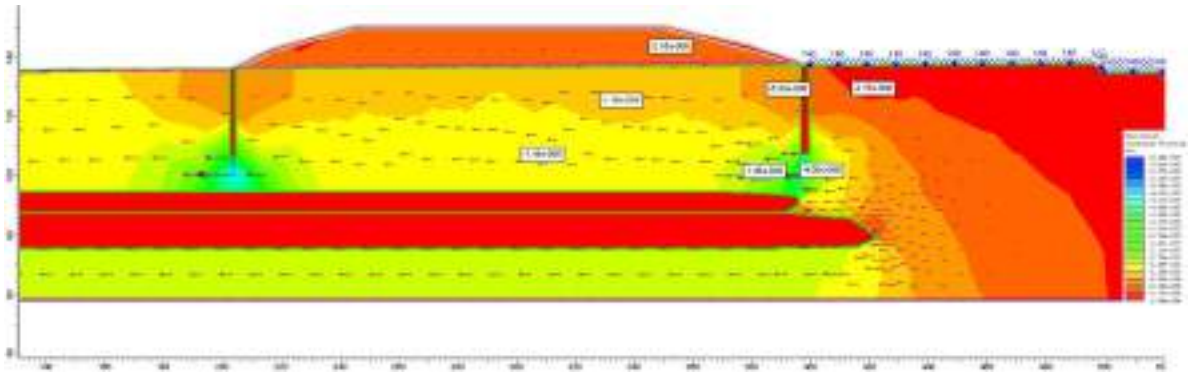
Şekil 8. Katı atık vahşi depolama alanında doğal halde yeraltısuyunun yatay akım hızları ve vektörleri.

Küçük Melen Çayı'nın 2 m taşması durumunda (Senaryo II) su tablasının atıkların içerisinde 2,6 m kadar yükseldiği ve katı atıkların içerisinde yeraltısuyu akımının gerçekleştiği görülmüştür (Şekil 9).

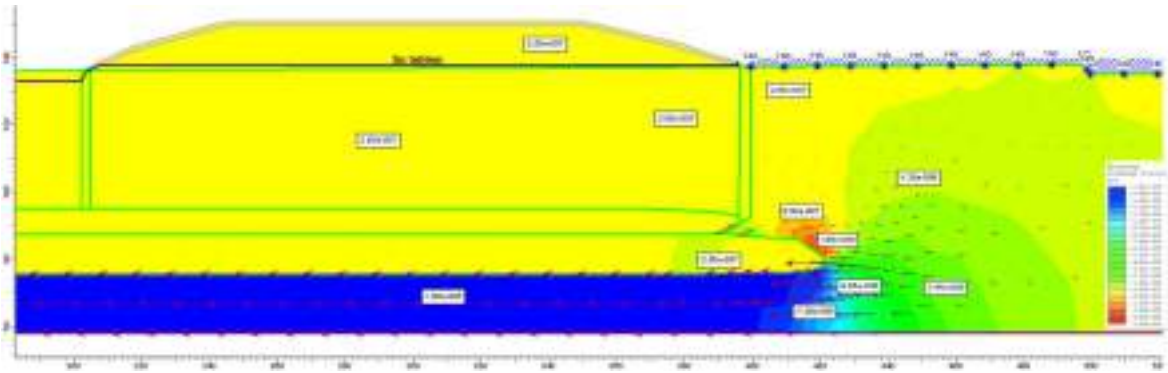


Şekil 9. Katı atık vahşi depolama alanında taşkın durumunda yeraltısuyunun yatay akım hızları ve vektörleri.

Senaryo-III'de ise taşkın durumunda yükselen su tablasını düşürmek için farklı derinliklerde geçirimsiz perde sistemleri için analizler tekrarlanmıştır. Analizlerden perde derinliğinin 10 m, 20 m ve 30 m olması halinde, yeraltısuyu seviyesinin sırasıyla 35 cm, 62 cm ve 88 cm düştüğü görülmüştür (Şekil 10). Ancak, bu değerler taşkın anındaki yükselimden daha düşüktür. Buna karşın atık sahasının tabanında yatay akımın önemli derecede azaldığı görülmüştür. Düşey sızdırmazlık sisteminin tabandaki doğal geçirimsiz kil tabakasına kadar indirilmesi (45 m) durumunda ise üzeri de geçirimsiz kil ile kaplanan katı atıklar yüzey ve yeraltısularından tamamen izole edilmiştir (Şekil 11).



Şekil 10. Katı atık vahşi depolama alanında taşkın durumunda 30 m geçirimsizlik perdesi uygulandığında yeraltısuyunun yatay akım hızları ve vektörleri.



Şekil 11. Katı atık vahşi depolama alanında taşkın durumunda 45 m geçirimsizlik perdesi uygulandığında yeraltısuyunun yatay akım hızları ve vektörleri.

8. SONUÇLAR

Katı atık düzensiz depolama sahasının çevresel etkisini değerlendirmek amacıyla yapılan bu çalışmada; inceleme alanı ve yakın çevresinin jeolojik, hidrolojik ve hidrojeolojik özellikleri belirlenmiştir. Çalışma alanının jeoloji ve hidrojeoloji haritaları hazırlanmış ve katı atıkların geçirimli alüvyon ortamda depolandığı ve yeraltısuyu derinliğinin yüzeyden 2 m olduğu görülmüştür. İnceleme alanında düzensiz katı atık sahasının yüzey ve yeraltısuyu kalitesini olumsuz etkilediği görülmüştür. Suların insani tüketim amacına uygun olmadıkları tespit edilmiştir. Buradan ıslah çalışmalarının zorunlu olduğu anlaşılmıştır. Katı atıkların çevreye olan olumsuz etkisini en aza indirgemek amacıyla hazırlanan sayısal analiz modelinde yeraltısuyu kirliliğini önlemek için ekonomik derinlikte bir geçirimsiz perde sistemi de elde edilmemiştir. Ancak 30 m derinliğindeki bir sızdırmazlık sisteminin atıklar içerinde yeraltısuyu seviyenin yükselimini ve akımını belirli oranda düşürülebileceği görülmüştür. Sonuç olarak, içme suyu havzasında bulunan bu katı atıkların bölgeden düzenli bir depolama tesisine taşınması veya 45 m derinliğinde çepeçevre bir sızdırmazlık perdesinin inşası güvenli çözüm yöntemleri olarak görülmektedir. Ayrıca, yüzey ve yeraltısularından izole edilecek ortamda mevcut ve olası sızıntı suyu seviyesinin doğal ortam su seviyesinin altında olması depolama tesisinden dışa su akımına engel olacaktır. Ayrıca, ıslah edilen depolama tesisinde gaz drenajı da planlanmalıdır.

9. KATKI BELİRTME

Bu çalışmanın kaynağını oluşturan Lisans Tezi'mizin hazırlık süresi boyunca bize sağladıkları her türlü destek için değerli hocalarımız Doç. Dr. Yılmaz Mahmutoğlu'na, Dr. Muhterem Demiroğlu'na, TÜBİTAK MAM ekibi ve DSİ Düzce Şube Müdürlüğü çalışanlarına teşekkürü borç biliriz.

10. KAYNAKLAR

Alan H., Onaral N., İzmirli E., 2018. Düzce Belediyesi Katı Atık Düzensiz Depolama Sahasının Su Kaynaklarına Etkisinin İncelenmesi ve İyileştirilmesine Yönelik Öneriler.
Devlet Su İşleri, 1991. Türkiye'deki Barajlar, s.306.
Düzce Valiliği, 2016. İl Çevre Durum Raporu, Düzce.
https://www.csb.gov.tr, 2014, Türkiye Cumhuriyeti Çevre ve Şehircilik Bakanlığı.
Özmen B., 2000. Düzce-Bolu Bölgesi'nin Jeolojisi, Diri Fayları ve Hasar Yapan Depremleri, 12 Kasım 1999 Düzce Depremi Raporu. Deprem Araştırma Dairesi, Ankara, s. 1-14.
Schoeller, H., 1962. Les eauv souterrailnes, Mason, Paris.
TMMOB - ÇME, 2018. Dünya Çevre Günü Raporu, s. 31, Ankara.
TÜBİTAK MAM, 2017. Melen Barajı Havzası Özel Hüküm Belirleme Projesi, Gebze-Kocaeli (Yayımlanmamış Rapor).
Türk Standartları Enstitüsü (TS 266), 2005. İnsain Tüketim Amaçlı Sular Hakkında Yönetmelik, Resmi Gazete (Tarih: 17.02.2005, sayı: 25730), Ankara.
Ünsal, N., Çelik, M., 2010. Hydrogeochemistry Along the Flow Path of a Confined Aquifer, Düzce Plain, North Western Turkey. Acta Geologica Sinica-English Edition, 84(1), 213-222.

Engiz Çayı (Ondokuzmayıs-Samsun) Akiferi'nin Hidrokimyasal Özellikleri Açısından Değerlendirilmesi

Evaluation of Hydrochemical Properties of Engiz River (Ondokuzmayıs-Samsun) Aquifer

Arzu FIRAT ERSOY*, Zeynep KARACA

Karadeniz Teknik Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 61080 Trabzon
*(*arzufirat@gmail.com)*

ÖZ: Bu çalışmada Ondokuzmayıs İlçesi'nde bulunan Engiz Çayı akiferi yeraltısuyunun hidrokimyasal açıdan incelenmesi amaçlanmıştır. Akiferde 15 noktadan alınan yeraltı suyu örneğinin fiziksel ve kimyasal analizleri yapılmıştır. Engiz Çayı akiferinde sıcaklık 22,1-26,7 ºC; EC 274-8400 µS/cm; pH 7-8; sertlik 15,11-151,21 FS; TDS 287,64-5712 mg/l arasında değişmektedir. ABD Tuzluluk Laboratuvarı diyagramına göre örnekler "orta-yüksek tuzlu-düşük sodyumlu" su sınıfında bulunmaktadır. Yeraltısuyu Ca-Mg-Na-SO4 ve Ca-Mg-Na-Cl su tipindedir. Su Kirliliği Kontrolü Yönetmeliği'ne göre NO_3^-, NH_4^+, Pb, Zn, Cr ve Cd değerleri açısından I. Sınıf, Mn, Fe, Ni ve As değerleri açısından I ve II. Sınıf, Cu ve Al değerleri açısından I, II ve III. Sınıf sular sınıfında bulunmaktadır. Mn, Fe, Ni, Al ve As değerlerinin sınır değerini aştığı belirlenmiştir. Engiz Çayı yeraltısuyunun yüksek Na, Al, As, Fe ve Ni içerikleri nedeniyle insani tüketim amaçlı kullanımının uygun olmadığı belirlenmiştir. SAR, RSC ve KR değerleri açısından bazı örneklerin sulamaya uygun oldukları, yüksek Na, Mg tehlikesi ve PI değerleri açısından uygun olmadıkları belirlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Yeraltısuyu, hidrokimya, su kalitesi, Engiz Çayı

ABSTRACT: *In this study, it was aimed to investigate the hydrochemical aspect of the groundwater in the Engiz Stream Aquifer in the Ondokuzmayıs District. Physical and chemical analysis of the groundwater samples taken from 15 wells in the aquifer were made.The temperature in the Engiz Stream Aquifer ranges between 22,1-26,7 ºC; EC 274-8400 µS/cm; pH 7-8; TH 15,11-151,21 FH; TDS 287,64-5712 mg/l. According to the US Salinity Laboratory, the groundwater samples are in water class "middle-high salinity-low sodium". The groundwater is Ca-Mg-Na-SO4 ve Ca-Mg-Na-Cl water type. According to the Regulation on the Quality Control of Inland Water Resources, in terms of NO_3^-, NH_4^+, Pb, Zn, Cr and Cd values in Class I, in terms of Mn, Fe, Ni and As values in Class I and II, in terms of Cu and Al in Class I, II and III. Mn, Fe, Ni, Al and As values were found to exceed the limit value. It was determined that Engiz Stream groundwater was not suitable for drinking due to the high contents of Na, Al, As, Fe and Ni. In terms of SAR, RSC and KR values, it was determined that some samples were suitable for irrigation but some were not due to high Na, Mg Hazard and PI values.*

Keywords: *Groundwater, hydrochemistry, water quality, Engiz River*

1. GİRİŞ

Dünya'nın 2/3'ü su ile kaplıdır, fakat bu suların sadece %3'ü insanlar tarafından kullanılabilmektedir (UNESCO 2012). Son yıllarda artan kuraklık ve azalan yağış nedeniyle mevcut su kaynaklarının önemi giderek artmaktadır. Ülkemizde yerleşim merkezleri çoğunlukla sulak alanlara, yeraltısuyu havzalarına doğru yayılmakta ve gelişmektedir. Özellikle kıyı akiferlerinde aşırı miktarda yeraltısuyu çekiminin yapılması durumunda yeraltısuyu seviyesi düşmekte ve bunun sonucunda da deniz suyu akifer içine doğru hareket etmektedir. Bu nedenle kıyı bölgelerde yer alan akiferlerin yeraltısuyu özelliklerinin ve su seviyelerinin sürekli olarak izlenmesi ve değerlendirilmesi gerekmektedir.

Bu çalışmada Samsun ili Ondokuzmayıs İlçesi'nde bulunan Engiz Çayı akiferinin hidrojeolojik, hidrokimyasal açıdan incelenmesi ve su kalitesinin izlenmesi amaçlanmış ve bu amaç doğrultusunda; yeraltısularının fiziksel, kimyasal özellikleri ve kirlilik parametre değerleri belirlenmesi, suların tarımsal sulama ve kullanmaya uygunlukları araştırılması ve bu çalışma alanındaki deniz suyu girişiminin etkisi araştırılmıştır. Analiz sonuçlarından yararlanılarak suların sınıflandırılması yapılmış ve su kalitesi belirlenmiştir.

Çalışma alanı, Samsun E36-d4 ve F36-a1 paftaları içerisinde yaklaşık 40 km^2'lik bir alanı kapsamaktadır. Engiz Çayı'nın toplam uzunluğu 31,8 km olup, su toplama alanı ise 151,4 km^2'dir. Samsun Meteoroloji Gözlem İstasyonunda 1950-2015 yılları arasında ölçülen ortalama yağış ve sıcaklık değerlerine göre yıllık ortalama sıcaklık 14.5 C, yıllık toplam yağış 706.3 mm'dir (Karaca, 2017).

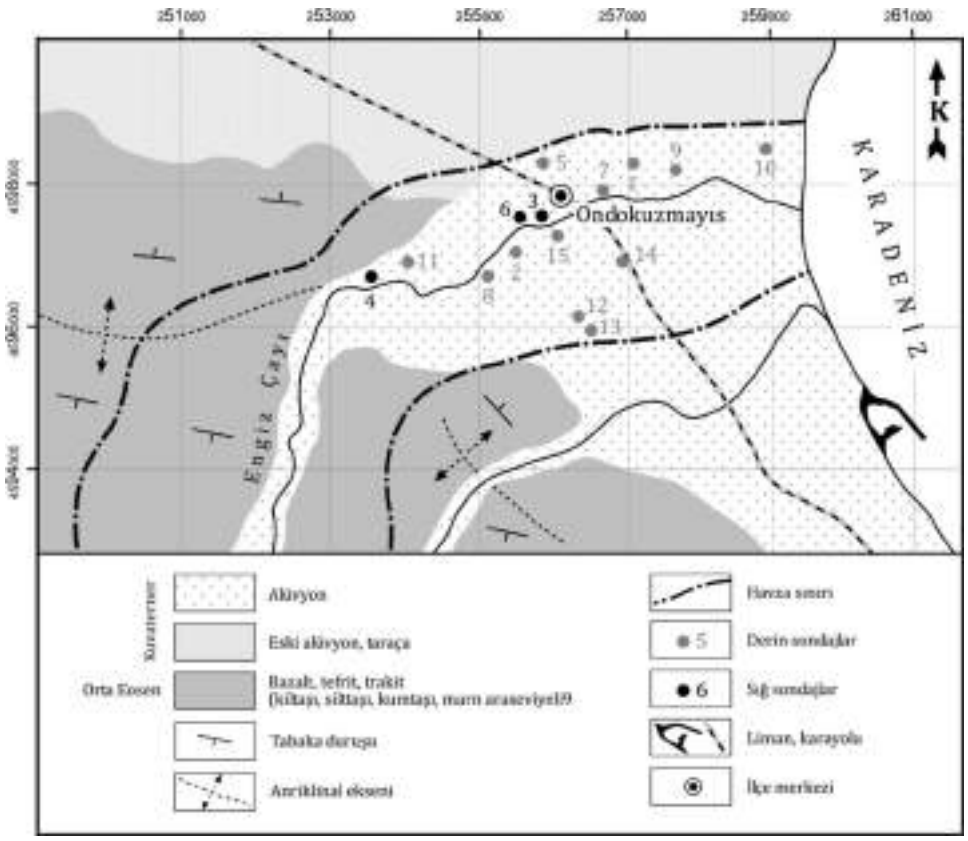
2. MATERYAL VE METOT

Çalışma kapsamında, Engiz Çayı akiferinde açılmış 15 adet su sondajı kuyusundan Haziran (2016) ve Ekim (2016) tarihinde su örnekleri alınarak DSİ 7. Bölge Kalite Kontrol ve Laboratuvar Şube Müdürlüğü ve DSİ 22. Bölge Kalite Kontrol ve Laboratuvar Şube Müdürlüğü tarafından kimyasal analizleri yapılmıştır. Analizler TS EN ISO standartlarına uygun olarak gerçekleştirilmiştir. Su örnekleri, kuyularda 15 dakika pompaj yapıldıktan sonra alınmış ve polietilen şişelere doldurulmuştur. pH, EC, TDS, DO ve sıcaklık değerleri YSI marka çoklu parametre ölçer kullanılarak yerinde ölçülmüştür. Önceden saf su ile yıkanmış polietilen şişeler su örnekleri üzerinde majör anyon-katyon ve iz element analizleri yapılmıştır. Analiz sonuçlarının yorumlanmasında AquaChem 2014.1 bilgisayar programı kullanılmış ve sonuçlar Kıta İçi Su Kaynakları Kalite Kontrol Yönetmeliği (2004), sulama suyu yönünden ABD Tuzluluk Laboratuvarı diyagramları, içme suyu yönünden TS 266 İnsani Tüketim Amaçlı Sular Hakkında Yönetmeliği (2005)'ne göre değerlendirilmiştir.

3. BULGULAR

3.1. Jeoloji ve Hidrojeoloji

MTA tarafından yapılan çalışmalara göre (Yoldaş vd., 1985) Samsun ilinde, genç delta ovalarında alüvyonlar bulunmakla birlikte dik yamaçlarla ayrılmış taraçalarda eski alüvyonlar görülmektedir. Çalışma alanında yaşlıdan gence doğru, Tekkeköy Formasyonu (Eosen), Eski Alüvyon (Kuvaterner) ve Alüvyon (Kuvaterner) birimleri yüzeylenmektedir (Şekil 1).



Şekil 1. Engiz Çayı Akiferi ve yakın çevresinin jeoloji haritası (Karaca, 2017).

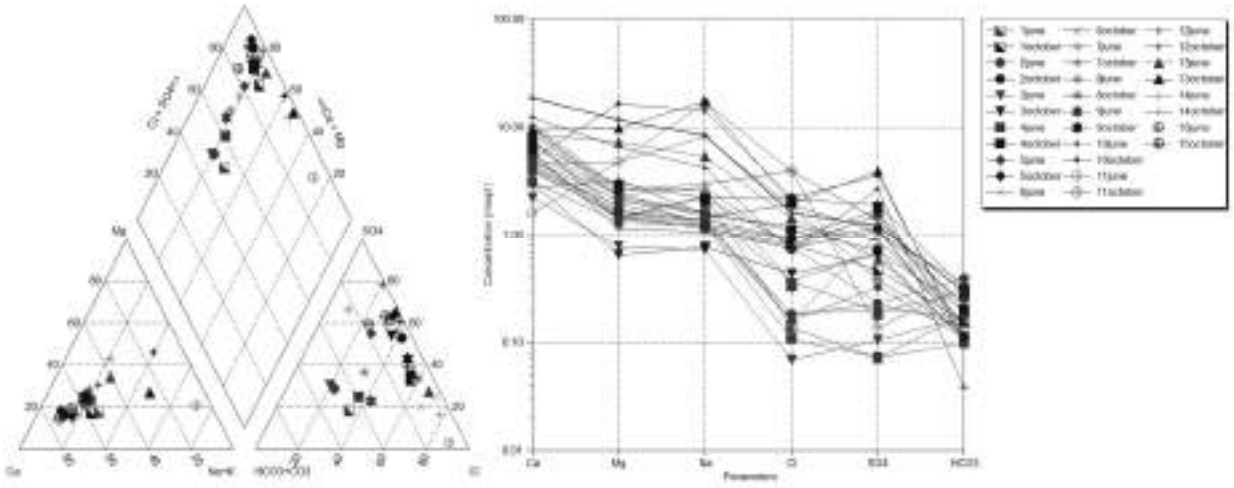
Tekkeköy Formasyonu kumtaşı, marn ve tüfit ardalanması ile bazalt ve aglomeralardan oluşmaktadır. Birimin 200 m seviyesinde kalınlıkları 20-25 m olan iki tüfit tabakası yer almaktadır. Bu istif üst seviyelere doğru bazalt, aglomera ve tüf şeklinde devam etmektedir. Aglomeralar tüf bir matriks içerisinde andezit, bazalt, çakıl ve bloklardan meydana gelmiştir. Kötü boylanmalı, yer yer kalın ve belirgin olmayan tabakalanma göstermektedir. Eski alüvyon Yeşilırmak, Kızılırmak ve Terme çayının eski kanal çökelleridir. Az tutturulmuş kumtaşı, çakıltaşı, kum ve çakıllardan oluşmaktadır. Yeşilırmak ve Kızılırmak deltalarında kanallar halinde gözlenmektedir. Alüvyonlar ise delta ovasıyla, yan dere ve Kızılırmak'ın yataklarında biriktirdiği silt, kum, çakıl, blok ve bunların değişik oranlardaki karışımından oluşur (Karaca, 2017).

Engiz Çayı akiferinde yeraltısuyu, eski alüvyon ve güncel alüvyonlarda bulunmaktadır. Yeraltısuyu bu birimlerin çakıl ve kumlu seviyelerinde yer almaktadır ve serbest akifer özelliğindedir. YAS seviyesi yüzeyden itibaren 3.05-14 m derinlikler arasındadır.

3.2. Yeraltısuyunun Hidrokimyasal Özellikleri

Samsun ili Ondokuzmayıs İlçesi'nde sulama suyu gereksinimi yeraltı suyundan karşılanmaktadır. Çalışma kapsamında, DSİ 7. Bölge Müdürlüğü ve özel şirketler tarafından açılmış, su sondajı kuyularından yararlanılmıştır. Çalışma alanı içerisinde açılmış 12 adet derin kuyudan ve 3 adet sığ kuyudan Haziran (2016) ve Ekim (2016) tarihlerinde yeraltısuyu örnekleri alınarak analizleri yaptırılmıştır. İncelenen sondaj kuyularının derinlikleri 24-60 m arasında değişmekte olup, debileri 1 lt/sn ile 16 lt/sn arasındadır. Engiz Çayı akiferindeki yeraltısuyu; fiziksel ve kimyasal parametreler açısından değerlendirilerek Kıta İçi Su Kaynakları Kalite Kontrol Yönetmeliği (2004)'e göre sınıflandırılmıştır. Ayrıca, sınıflaması yapılan yeraltı suları TS 266 İnsani Tüketim Amaçlı Sular Hakkında Yönetmeliği (2005) nolu standardına göre de değerlendirilmiştir. Fiziksel parametreler açısından; yeraltısularında ortalama pH değeri 7.31, EC değeri 273-1615 µS/cm arasındadır. Toplam sertlik değeri 15.1-151.2 FS arasında yer almakta ve sert-çok sert sular sınıfında bulunmaktadır. Kimyasal parametreler açısından; Na 10, 11 ve 13 nolu su kuyularında içilebilir limit değerlerini aşmaktadır. Al 4, 7, 11 ve 15 nolu örneklerde standardın üzerindedir. As, Fe ve Ni açısından değerlendirildiğinde 1, 2, 3, 4, 5, 7, 8, 9, 10, 11, 12 ve 15 nolu örnekler insani tüketim amaçlı uygun değildir. NO_3 açısından ise 10 ve 12 nolu örnekler içilebilir standardın (50 mg/l) üzerinde yer almaktadır (Çizelge 1 ve 2).

Piper diyagramına göre yeraltısuyu örnekleri Ca-Mg-Na-SO_4 ve Ca-Mg-Na-Cl su tipindedir. Schoeller diyagramına göre ise baskın katyon bulunmamakla birlikte baskın anyon çifti Cl ve SO_4'tür (Şekil 2).



Şekil 2. Engiz Akiferi yeraltısuyu örneklerine ait Piper ve Schoeller Diyagramı.

Çizelge 1. Engiz Akiferi yeraltısuyunun fiziksel ve kimyasal özellikleri.

Örnek No	Örnek Türü	Örnekleme Tarihi	T (°C)	pH	EC (µS/cm)	TDS	FH	Ca^{+2}	Mg^{+2}	Na^{+}	K^{+}	HCO_3^{-}	SO_4^{2-}	Cl^{-}	Su Tipi
1	Yeraltısuyu	Haziran-2016	23.6	7.36	616	419	29.3	88.27	17.53	51.95	3.40	11.18	3.43	4.81	Ca-Na-Mg-Cl
		Ekim-2016	22.5	7.67	701	477	32.9	101.26	18.07	49.33	2.94	9.59	22.61	28.79	Ca-Na-Mg-Cl
2	Yeraltısuyu	Haziran-2016	23.0	7.26	746	507	27.1	77.92	18.58	30.50	3.21	23.82	10.97	6.50	Ca-Mg-Na-HCO_3
		Ekim-2016	22.6	7.27	816	555	45.7	149.14	20.67	31.16	1.89	6.67	55.74	33.02	Ca-Mg-Na-SO_4
3	Yeraltısuyu	Haziran-2016	24.0	7.48	467	318	15.1	44.84	9.50	15.85	1.51	10.50	5.05	2.45	Ca-Mg-Na-HCO_3
		Ekim-2016	22.5	7.61	423	288	18.4	60.19	7.91	16.54	1.80	6.74	30.74	15.42	Ca-Na-Mg-SO_4
4	Yeraltısuyu	Haziran-2016	23.5	7.33	525	357	22.3	62.96	16.09	22.32	9.63	6.03	3.50	3.80	Ca-Mg-Na-Cl
		Ekim-2016	22.5	7.28	695	473	35.5	98.81	25.82	31.10	10.56	12.26	34.46	40.07	Ca-Mg-Na-Cl
5	Yeraltısuyu	Haziran-2016	23.7	7.08	1036	705	30.1	81.63	23.45	29.51	2.80	6.68	15.69	5.62	Ca-Mg-Na-SO_4
		Ekim-2016	22.5	7.12	998	679	55.3	175.52	27.36	28.26	1.73	6.92	84.14	31.92	Ca-Mg-SO_4
6	Yeraltısuyu	Haziran-2016	23.8	7.09	1394	948	45	133.12	28.69	61.71	3.10	8.94	11.01	27.46	Ca-Na-Mg-Cl
		Ekim-2016	22.4	7.46	1337	909	62.4	198.17	31.38	68.02	3.00	13.01	66.07	141.36	Ca-Na-Mg-Cl
7	Yeraltısuyu	Haziran-2016	24.3	7.35	878	597	27.5	80.41	17.89	26.44	3.37	21.77	49.03	5.64	Ca-Mg-Na-SO_4
		Ekim-2016	22.5	7.44	648	441	35.6	118.17	14.13	23.95	1.27	6.79	53.16	26.96	Ca-Mg-Na-SO_4
8	Yeraltısuyu	Haziran-2016	24.8	7.31	1028	699	31	90.76	20.26	28.92	1.72	10.46	9.77	6.44	Ca-Mg-Na-Cl
		Ekim-2016	22.5	7.22	1085	738	59.5	190.30	28.95	32.68	3.43	14.29	52.57	68.22	Ca-Mg-Cl
9	Yeraltısuyu	Haziran-2016	25.6	7.34	1141	776	39.3	109.90	28.50	35.45	3.99	17.81	9.40	12.92	Ca-Mg-Na-Cl
		Ekim-2016	22.5	7.23	1172	797	49.8	138.90	36.56	46.63	8.51	19.59	91.68	78.02	Ca-Mg-Na-Cl-SO_4
10	Yeraltısuyu	Haziran-2016	25.6	7.54	579	394	151.2	371.02	142.38	174.60	32.91	18.16	58.94	57.74	Ca-Mg-Na-SO_4
		Ekim-2016	22.1	7.67	840	571	107.8	101.53	200.23	267.20	96.86	6.96	171.73	79.10	Mg-Na-Ca-Cl
11	Yeraltısuyu	Haziran-2016	26.7	7.30	763	519	32.3	32.64	58.61	376.15	21.49	20.20	6.60	140.56	Na-Mg-Cl
		Ekim-2016	22.3	7.30	809	550	45.9	153.78	17.64	25.42	2.48	8.58	72.57	28.85	Ca-Mg-SO_4
12	Yeraltısuyu	Haziran-2016	25.0	7.13	1594	1084	66.7	211.99	33.47	56.47	5.69	6.41	33.23	13.09	Ca-Mg-Na-Cl
		Ekim-2016	22.4	7.17	1615	1098	94.5	246.55	80.14	96.06	2.53	2.34	130.32	25.20	Ca-Mg-Na-SO_4
13	Yeraltısuyu	Haziran-2016	24.8	7.07	274	186	80.3	174.04	89.44	122.33	2.79	6.75	28.59	51.74	Ca-Mg-Na-Cl
		Ekim-2016	22.5	7.12	273	185	96.2	188.38	119.45	397.89	4.39	6.03	189.76	70.20	Na-Mg-Ca-SO_4
14	Yeraltısuyu	Haziran-2016	24.9	7.29	968	658	46.7	91.28	58.09	188.37	1.22	7.64	18.42	65.23	Na-Mg-Ca-Cl
		Ekim-2016	22.4	7.35	879	598	30	54.69	39.79	33.09	4.61	9.25	42.63	43.46	Mg-Ca-Na-Cl
15	Yeraltısuyu	Haziran-2016	25.0	7.21	904	614	51.3	169.14	21.44	29.62	2.22	6.58	18.15	5.35	Ca-Mg-Na-SO_4
		Ekim-2016	22.5	7.30	760	517	34.5	106.51	18.65	26.95	1.91	11.28	76.60	26. 27	Ca-Mg-Na-SO_4
	En küç. değ.		22.1	7.07	273	185	15.1	32.64	7.91	15.85	1.22	2.34	3.43	2.45	
	En büy.değ.		26.7	7.67	1615	1098	151.2	371.02	200.23	397.89	96.86	23.82	189.76	141.36	
	Ort.		23.5	7.31	865.47	588.57	49.97	130.06	42.36	80.82	8.23	10.77	48.55	38.21	
	St. Sap.		1.27	0.17	340.33	231.42	30.07	70.57	43.7	101.32	17.99	5.47	47.39	36.67	
TS266	**(Sınır Değerler)**			**6.5-9.5**	**2500**					**200**			**250**		

*İyon konsantrasyonları ve TDS mg/l dir

Çizelge 2. Engiz Akiferi yeraltısuyunun iz element içerikleri.

Örnek No	Örnek Türü	Örnekleme Tarihi	Al (µg/l)	As (µg /l)	Cd (µg /l)	Cu (µg /l)	Cr (µg /l)	Fe (µg /l)	Mn (µg /l)	Ni (µg /l)	Pb (µg /l)	Zn (µg /l)	NH_4^+ (mg/l)	NO_3^- (mg/l)
1	Yeraltısuyu	Haziran-2016	5.98	2.15	1.87	2.94	<0.1	33.89	0.30	9.85	0.70	35.86	0.001	3.85
		Ekim-2016	39.26	1.72	<0.1	8.22	1.58	319.32	0.57	4.16	0.41	35.99	0.001	17.82
2	Yeraltısuyu	Haziran-2016	43.03	10.10	1.89	5.29	1.53	147.73	0.02	16.49	4.67	42.20	0.001	4.52
		Ekim-2016	42.77	-	<0.1	50.58	1.53	123.65	0.03	5.64	0.55	32.77	0.001	17.27
3	Yeraltısuyu	Haziran-2016	0.71	26.50	1.87	18.91	3.59	28.34	0.04	11.69	0.89	21.91	0.08	1.37
		Ekim-2016	155.49	<0.1	<0.1	38.77	1.04	265.80	0.14	3.22	1.08	38.71	0.001	5.18
4	Yeraltısuyu	Haziran-2016	-	<0.1	1.87	16.16	2.10	29.21	0.03	8.61	0.80	4.85	0.001	1.78
		Ekim-2016	558.17	<0.1	<0.1	19.99	2.39	826.40	0.61	7.30	2.30	29.92	0.001	22.90
5	Yeraltısuyu	Haziran-2016	-	<0.1	1.88	1.26	0.78	23.33	0.64	21.60	0.65	5.57	0.001	3.34
		Ekim-2016	84.48	<0.1	<0.1	55.21	1.39	222.19	1.26	9.71	1.57	26.73	0.001	14.87
6	Yeraltısuyu	Haziran-2016	-	<0.1	<0.1	3.21	0.86	31.08	0.02	22.32	0.70	12.28	0.37	6.82
		Ekim-2016	15.19			9.18	1.58	117.16	0.01	7.37	0.38	28.78	0.001	40.76
7	Yeraltısuyu	Haziran-2016	8.32	<0.1	<0.1	<0.1	0.66	40.17	0.91	17.64	0.86	12.18	8.24	2.59
		Ekim-2016	243.37				1.22	621.82	0.81	17.73	0.24	55.84	0.001	14.22
8	Yeraltısuyu	Haziran-2016	-	<0.1	<0.1	1.96	1.27	37.77	0.09	21.78	0.69	18.69	0.001	2.61
		Ekim-2016	51.18			7.47	0.91	165.08	0.47	10.41	0.55	47.80	0.001	27.21
9	Yeraltısuyu	Haziran-2016	5.57	<0.1	<0.1	7.38	-	71.02	0.77	7.38	0.78	13.03	0.001	4.85
		Ekim-2016	65.60			29.00	1.06	168.25	0.60	7.12	0.71	35.53	0.001	16.82
10	Yeraltısuyu	Haziran-2016	20.22	20.45	<0.1	27.97	4.33	75.69	0.18	13.16	1.06	6.91	0.001	11.51
		Ekim-2016	94.14	20.86		22.20	7.43	334.28	0.22	5.43	3.06	24.40	0.001	51.92
11	Yeraltısuyu	Haziran-2016	13.4	<0.1	<0.1	7.78	3.99	59.5	0.24	19.98	<0.1	23.87	0.001	3.90
		Ekim-2016	484.52			23.05	1.25	530.55	0.93	6.95		37.35	0.001	13.02
12	Yeraltısuyu	Haziran-2016	16.98	<0.1	<0.1	14.15	2.39	48.95	0.03	22.02	0.77	18.37	0.001	7.38
		Ekim-2016	45.98			37.10	1.13	117.32	0.01	6.72	0.37	22.73	0.001	51.70
13	Yeraltısuyu	Haziran-2016	47.27	<0.1	<0.1	<0.1	7.25	79.09	0.02	22.52	<0.1	40.12	0.001	10.83
		Ekim-2016	38.19				2.33	144.32	0.04	5.65		24.32	0.001	43.37
14	Yeraltısuyu	Haziran-2016	20.01	<0.1	<0.1	22.24	3.53	56.97	0.14	17.34	0.98	17.31	0.001	4.07
		Ekim-2016	37.57			5.4	0.91	128.72	0.11	5.29	2.04	53.37	0.001	18.05
15	Yeraltısuyu	Haziran-2016	25.24	<0.1	<0.1	5.57	4.47	128.97	1.04	22.72	0.9	22.99	0.001	0.00
		Ekim-2016	282.50			1.12	1.27	612.90	0.83	9.10	0.71	42.99	0.001	13.13
	En küç.değ.		0.71	0.3	1.87	1.12	0.66	23.33	0.01	3.22	0.24	4.85	0.08	0
	En büy.değ.		558.17	29.32	1.91	55.21	7.43	826.4	1.26	22.72	4.67	55.84	8.24	51.92
	Ort.		94.04	9.96	1.88	16.74	2.28	186.32	0.37	12.23	1.08	27.78	2.9	14.59
	St.Sap.		143.84	10.5	0.01	14.71	1.81	205.68	0.38	6.64	0.93	13.68	4.63	14.71
TS266	**(Sınır Değerler)**		**200**	**10**	**5**	**2**	**50**	**200**	**50**	**20**	**10**			

Çizelge 3. Engiz Akiferi yeraltısuyunun %Na, SAR, RSC, KR, Mg tehlikesi, PI değerleri.

Örnek No	Örnek Türü	Örnekleme Tarihi	%Na	SAR	RSC	KR	Mg Tehlikesi	PI
1	Yeraltısuyu	Haziran-2016	28.54	1.32	-5.69	0.38	24.87	33.04
		Ekim-2016	25.26	1.18	-6.41	0.33	22.92	29.16
2	Yeraltısuyu	Haziran-2016	20.55	0.8	-5.06	0.24	28.44	28.82
		Ekim-2016	13.26	0.63	-9.07	0.15	18.76	16.00
3	Yeraltısuyu	Haziran-2016	19.35	0.56	-2.86	0.23	26.1	29.66
		Ekim-2016	17.26	0.53	-3.56	0.2	17.97	23.96
4	Yeraltısuyu	Haziran-2016	21.33	0.65	-4.39	0.22	29.87	23.54
		Ekim-2016	18.62	0.72	-6.89	0.19	30.34	21.32
5	Yeraltısuyu	Haziran-2016	18.33	0.74	-5.92	0.21	32.38	22.05
		Ekim-2016	10.32	0.52	-10.95	0.11	20.62	12.74
6	Yeraltısuyu	Haziran-2016	23.39	1.26	-8.9	0.3	26.43	26.14
		Ekim-2016	19.5	1.18	-12.32	0.24	20.88	22.09
7	Yeraltısuyu	Haziran-2016	18.32	0.69	-5.15	0.21	27.05	26.23
		Ekim-2016	13.16	0.55	-6.98	0.15	16.62	16.92
8	Yeraltısuyu	Haziran-2016	17.29	0.71	-6.06	0.2	27.12	22.33
		Ekim-2016	11.23	0.58	-11.69	0.12	20.23	14.27
9	Yeraltısuyu	Haziran-2016	17.28	0.78	-7.57	0.2	30.18	22.12
		Ekim-2016	18.35	0.91	-9.68	0.2	30.49	21.58
10	Yeraltısuyu	Haziran-2016	21.71	1.95	-30.12	0.25	39.01	21.41
		Ekim-2016	84.5	3.52	-21.67	0.53	76.67	35.82
11	Yeraltısuyu	Haziran-2016	72.18	9.06	-6.18	2.51	74.95	74.02
		Ekim-2016	11.32	0.52	-9.02	0.12	16.05	14.42
12	Yeraltısuyu	Haziran-2016	16.27	0.95	-13.28	0.18	20.83	17.54
		Ekim-2016	18.24	1.35	-18.94	0.22	35.14	18.86
13	Yeraltısuyu	Haziran-2016	25.02	1.87	-16.04	0.33	46.14	26.32
		Ekim-2016	47.33	5.56	-19.27	0.89	51.38	48.03
14	Yeraltısuyu	Haziran-2016	46.64	3.78	-9.27	0.87	51.47	48.56
		Ekim-2016	20.47	0.83	-5.9	0.24	54.8	24.41
15	Yeraltısuyu	Haziran-2016	11.6	0.57	-10.14	0.13	17.44	14.02
		Ekim-2016	15.07	0.63	-6.7	0.17	22.59	19.89
	En küç.değ.		10.32	0.52	-30.12	0.11	16.05	12.74
	En büy.değ.		84.5	9.06	-2.86	2.51	76.67	74.02
	Ort.		24.24	1.5	-9.86	0.34	31.92	25.84
	St.Sap.		17.09	1.83	6.07	0.45	15.89	12.52

%Na Sodyum Yüzdesi. SAR Sodyum Adsorpsiyon Oranı. RSC Kalıcı Sodyum Karbonat. KR Kelly Oranı. Mg Hazard Magnezyum Tehlikesi. PI Permeabilite Indeksi

Samsun ilinde yer alan Bafra ve Çarşamba ovaları ülkemizde yoğun tarımın yapıldığı yerlerden biridir. Bafra ovasında yer alan Engiz Çayı akiferi yeraltısuları bu çalışmada tarımsal sulama uygunluğu açısından irdelenmiştir. Bu amaçla yeraltısuyu örneklerine ait analiz sonuçlarından yararlanılarak %Na, SAR, RSC, KR, Mg tehlikesi ve PI değerleri belirlenmiştir. Buna göre örnekleri %Na değerleri 10.32-84.5 arasında değişmekte ve sulama suyu açısından "çok iyi" ve "kullanılamaz" sınıflarında yer almaktadır. SAR açısından çok iyi sulama suyu olarak tanımlanmaktadır. RSC değerlerine göre yeraltısuyu örnekleri iyi su sınıfındadır. KR değerlerine göre 11 nolu örnek dışındaki tüm örnekler tuzluluk tehlikesi dışında yer almaktadır. Mg tehlikesi değerine göre 10, 11, 13 ve 14 nolu örnekler sulama suyu olması açısından uygun değildir. PI değerlerine göre yeraltısuyu örneklerinin %70'i sulama açısından uygun değildir (Çizelge 3) (Fırat Ersoy and Karaca, 2019).

4. SONUÇLAR

Samsun ili Bafra Havzasında insan nüfusunun ve endüstriyel kullanımın artması, tarımsal sulamaya olan ihtiyacın artması nedeniyle son 10-20 yılda yeraltısuyu kullanımı artmıştır. Bafra akiferinin Karadeniz'e ulaştığı yerde bulunan Engiz akiferi, Karadeniz'e sınırı olması nedeniyle yeraltısuyunun dikkatli kullanılması gereken bir konumda bulunmaktadır. Olası bir deniz suyu girişiminin etkisiyle yeraltısuyu kalite problemleri yaşanacaktır. Bu nedenle bu çalışmada Engiz Akiferi yeraltısuyu örnekleri içme ve sulama uygunluğu açısından incelenmiştir. Pompaj kuyularının denize yakın konumda olması ve yeraltısuyu seviyelerinin yüzeye yakın olması nedeniyle akifer deniz suyu girişimi ile karşı karşıyadır. Elde edilen sonuçlara göre, yeraltısuyu örneklerinin %Na, KR ve Mg tehlikesi açısından birçok noktada

sulama suyu olarak kullanılamaz nitelikte olduğu belirlenmiştir. Bu nedenle akiferde düzenli örnekleme ve analiz çalışmaları yürütülmeli, Karadeniz'e yakın olan kuyularda pompaj debileri azaltılmalıdır.

5. KATKI BELİRTME

Bu çalışma Karadeniz Teknik Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Birimi tarafından 5515 nolu proje kapsamında desteklenmiştir.

6. KAYNAKLAR

Fırat Ersoy, A., Karaca, Z., 2019. Determination of groundwater parameters for drinking and agricultural use in the coastal region of Engiz Aquifer System, Samsun (NE Turkey). Arabian Journal of Geosciences, 12: 198.

Karaca, Z., 2017. Engiz Çayı (Samsun) Akiferinin Hidrojeolojik ve Hidrokimyasal Özellikleri Açısından İncelenmesi. Yüksek Lisans Tezi, 75 s. Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.

Kıta İçi Su Kaynakları Kalite Kontrol Yönetmeliği, 2004. 25687, Ankara.

TS 266, 2005. İnsani Tüketim Amaçlı Sular Hakkında Yönetmeliği, Ankara.

UNESCO (United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization), 2012. World's Groundwater resources are suffering from poor governance. UNESCO Natural Sciences Sector News UNESCO, Paris.

Jeoteknik Çalışmalarda Enjeksiyonun Önemi ve Örnek Çalışma

Importance of Grouting at Geotechnical Studies and Case Study

İsmail GÜLER*, Ayhan KOÇBAY

DSİ Genel Müdürlüğü, Ankara
*(*ismailguler@dsi.gov.tr)*

ÖZ: Başarılı bir enjeksiyon uygulaması için, yüzey ve yeraltı jeolojisinin ayrıntılı olarak araştırılması için enjeksiyonda uygulanacak basınç, karışımlar ve paternin saha koşullarına göre hazırlanmış olması gerekmektedir. Bunun için özellikle büyük barajlarda deneme enjeksiyonları yapılmalıdır. Günümüzde tünel açma metotlarındaki yeniliklere paralel olarak kimyasal enjeksiyon yöntemlerinin kullanılmaya başlanması, gerek klasik çimento gerekse kimyasal enjeksiyonda kullanılan katkı malzemelerinin gelişmesi ve çeşitliliğinin artması sebebiyle enjeksiyon uygulamalarına bazı yenilikler getirilmiştir. Karışımda kullanılacak çimento, su, kimyasal katkı malzemeleri ve bentonitin cinsi, miktarı ve ilave etme zamanı deneylerle belirlenmektedir. Gerçekleştirilen çalışmalarda çimento/su şeklinde belirlenen karışım oranları daha tedrici bir geçişle sıralanmış (1/1, 10/9, 5/4, 7/5) ve su oranının yüksek olduğu 1/3 ve 2/3'lük karışımların kullanılmasına son verilmiştir. Bunlar barajların inşasında rutin çalışmalar olmakla birlikte inşa esnasında veya sonrasında bir sorunla karşılaşılması durumunda projeye özgü daha detaylı çalışmalar yapılabilmektedir. Yusufeli Barajı ve HES Projesine özel uygulanan metodoloji de bu çalışma kapsamında yer almaktadır.

Anahtar Kelimeler: Enjeksiyon, Enjeksiyon Karışımı, Konsolidasyon, Yusufeli Barajı ve HES

ABSTRACT: *In order to sustain successful grouting process, surface and underground geology should be known properly and pressure, mixtures and pattern to be applied during the grouting must be prepared according to the site specific conditions. Test application should be done particularly in massive dam projects. Nowadays, in parallel with the innovations in tunneling methods, such as usage of new chemical additives at traditional cement and chemical grouting applications, variety of application alternatives are increased. The type, amount, and the time of addition of cement, water, chemical additives and bentonite to be used in thegrouting mixture are determined bya series ofexperiments. With these studies, usage of 1/3 and 2/3 mixtures are terminated after the following cement / water mixing ratios are sorted with a more gradual transition (1/1, 10/9, 5/4, 7/5), respectively. These are routine works for the construction of dams, but if a problem is encountered during or after construction, more detailed site specific studies should becarried out. The grouting methodology applied to Yusufeli Dam and HEPPProject is also included in this study.*

Keywords: *Grouting, Grouting Mixture, Consolidation, Yusufeli Dam and HEPP*

1. GİRİŞ

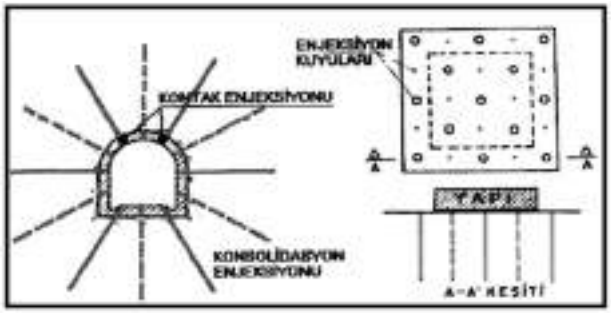
Belirli oranlarda Çimento/Su ve/veya Kimyasal Maddeler ile hazırlanan karışımların açılan sondaj kuyularından belirli basınç ve hacimlerde boşluklara enjekte edilme (boşluk doldurma) işlemi enjeksiyon uygulamasını tanımlamaktadır. Enjeksiyon, baraj güvenliğinde en eski ve en çok kullanılan iyileştirme yöntemlerinden biridir. Baraj, gölet, regülatör, santral, yükleme havuzu, cebri boru, pompa istasyonu, kanal, tünel, galeri vb. su yapılarında; yapıların oturacağı temelin su geçirimsizliğini sağlamak, yeraltısuyunun kaldırma etkisini en aza indirmek, temelin taşıma gücünü arttırmak, beton bloklar arasındaki derzleri tıkamak, yer altı yapılarının beton kaplaması ile kaya, çelik boru ve beton arasındaki ve kayaçtaki doğal boşlukları doldurmak gibi amaçlar için enjeksiyon işlemi yapılmaktadır.

Konsolidasyon enjeksiyon uygulamaları zayıf zeminlerin mühendislik özelliklerini (taşıma gücünü artırmak) iyileştirmek amacıyla yapılan enjeksiyon yöntemlerinden biridir. Yapı temellerinin su seviyesi altında kaldığı durumlarda, su geçirmez bir alan oluşturmak, yüzey zemin hareketlerini kontrol etmek, zemini konsolide ederek kayma mukavemetlerini artırmak, temel zemininde bulunan boşlukları doldurarak ve gevşek olan zemini sıkılaştırarak olası oturmaları önlemek için yapılır (Naik, 2006; Balkıs, 2009). Enjeksiyonun uygulanabilirliği açısından kullanılacak malzemelerin özelliği önemlidir.

Karışımlar çimento, su, bentonit, kimyasal katkılar ve bazen de kum gibi taneli malzemelerden oluşturulur. Ancak enjeksiyon şerbetindeki bentonit içeriğinin yüksek olması durumunda çimento şerbetindeki bağları zayıflatır ve bu dayanımı olumsuz etkilediğinden karışıma minimum oranda katılmalıdır. Uygulanan çimento şerbetinin çimento/su oranı enjeksiyonun uygulanabilirliği açısından önemlidir çünkü düşük çimento/su oranı enjeksiyon sıvısının zemine/kayaya enjekte edilebilirliğini artırarak zeminde/kayada istenilen seviyelerde iyileştirilme sağlanmaktadır. Son yıllarda kimya sanayinin gelişmesi sonucunda üretilen katkılar sayesinde daha stabil enjeksiyon şerbetleri elde etmek mümkün olmaktadır. Bu katkılardan akışkanlaştırıcılar (süper-hiper) enjeksiyon şerbetlerinin viskozite değerlerini indirerek basılabilir hale getirebilmekte ve bunun sonucunda az su ihtiyacına sahip, düşük basınçla hareket edebilen, yüksek nüfuz kabiliyetli şerbetler yapılabilmektedir. Bu bildiride kimyasal katkılar ile enjeksiyon şerbeti hazırlanarak özel bir uygulama metodolojisine sahip olan Yusufeli Barajı ve HES inşaatında yapılan baraj temeli konsolidasyon enjeksiyonları anlatılmaktadır.

2. TEMEL KONSOLİDASYON ENJEKSİYONLARI

Temeli sağlamlaştırmak ve taşıma gücünü artırmak amacıyla yüzeyden ve/veya yer altından ilgili projeler uyarınca konsolidasyon enjeksiyonu yapılır. Beton kaplama ve/veya açık kazı yüzeyinden yapılacak olan konsolidasyon enjeksiyonu ile çatlak, fisür, eklem, tabaka ve fay düzlemi gibi süreksizlikler ile kaya içindeki boşluklar doldurulur (Şekil 1). Perde ve konsolidasyon enjeksiyonun birlikte projelendirildiği yerlerde konsolidasyon enjeksiyonu önce yapılır. Beton yapılara komşu kaya kütlelerinin konsolidasyon enjeksiyonu, beton yapının tamamlanması ve mukavemetini kazanmasından sonra yapılır. Temel kayanın diş kazıları ve dolguları ile diğer tür yüzeysel ve yersel ıslahları konsolidasyon enjeksiyonundan önce bitmiş olmalıdır. Kazı işlemi sırasında saptanan süreksizliklere ve bozuk zonlara projecinin belirleyeceği şekilde enjeksiyon yapmak amacıyla borular yerleştirilir. Bu işlem projesinde belirtilen konsolidasyon enjeksiyonu paterni ile birlikte değerlendirilir.



Şekil 1. Kontak ve konsolidasyon enjeksiyonlarının şematik görünümü.

2.1. Örnek Uygulama (Yusufeli Barajı ve Hes 440.00m Kotu Temel Konsolidasyon Enjeksiyonu)

Zemin ve kaya iyileştirme yöntemlerinden biri olan temel konsolidasyon enjeksiyon uygulamaları baraj güvenliğinde büyük önem arz etmektedir. Özellikle Beton Ağırlık Baraj (Konvansiyonel, Silindirle Sıkıştırılmış Beton (SSB), Hardfill) ve Kemer Barajlar için projeye özel olarak hazırlanması gereken enjeksiyon uygulamalarındandır. Devlet Su İşleri (DSİ) projelerinde 2016 yılında revize edilerek onaylanmış olan "Temel Sondaj ve Enjeksiyon Teknik Şartnamesi" ve "Jeoteknik Etüt Teknik Şartnamesi" gereği konsolidasyon enjeksiyonlarının projelendirilmesi yapılmaktadır. Buna ek olarak, ihtiyaç olması halinde projeye özel enjeksiyon uygulama metodolojisi geliştirilebilmektedir. Bu bildirinin konusu olan örnek çalışmada DSİ projelerin de rutin olarak uygulanan temel konsolidasyon enjeksiyon metodolojisi yerine projenin ihtiyaçları doğrultusunda projeye özel enjeksiyon uygulama metodolojisi geliştirilmiştir.

2.1.1. Yusufeli Baraj Gövdesi Temel Alanı Konsolidasyon Enjeksiyonu Metodolojisi

Baraj ekseni Çoruh Nehri üzerinde, Oltu Çayının Çoruh Nehri ile birleşme noktasının yaklaşık 500 m mansabında yer almaktadır. Çizelge 1'de baraj karakteristikleri hakkında genel bilgiler verilmiştir.

Çizelge 1. Yusufeli Barajı'nın teknik özellikleri.

Baraj gölü normal maksimum su seviyesi (m. deniz seviyesinden)	710
Baraj gölü yüzey alanı (deniz seviyesinden 710 m'de) (km²)	33
Baraj tipi	beton kemer
Talweg kotu (m. deniz seviyesinden)	495
Kret kotu (m. deniz seviyesinden)	715
Talwegten yükseklik (m)	220
Temelden yükseklik (m)	270
Kret genişliği (m)	8
Kret uzunluğu (m)	490
Vinç platform kotu (m. deniz seviyesinden)	775
Kret üstü kazı şevlerinin maksimum kotu (m. deniz seviyesinden)	845 sol sahil / 840 sağ sahil
Kret üstü kazı şevlerinin maksimum yüksekliği (m.)	130 sol sahil / 125 sağ sahil

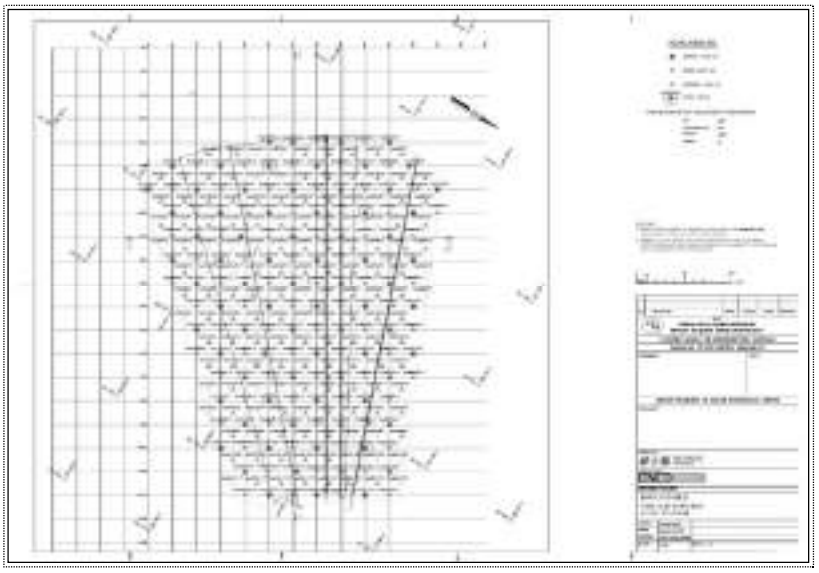
Proje alanındaki jeolojik formasyonlar, yer yer Kuvaterner çökellerle kaplı tortul ve magmatik kayaçlar ile temsil edilmektedir. Baraj yeri, Jura ve Kretase yaşlı formasyonlarla sokulumlu İkizdere Batoliti'nin Eosen yaşlı granitler, granodiyoritler, tonalitler ve diyabaz dayklarında yer almaktadır. Baraj yerindeki kayaçlar, çeşitli derecelerde eklemlenmiş ve ayrışmış/altere olmuş ve çok sayıda faylarla kesilmişlerdir. Şekil 2'de Yusufeli Barajı ve HES 440.00m kotu baraj temeli konsolidasyon enjeksiyonu alanı gösterilmiştir.

Şekil 2. Yusufeli Barajı 440.00 m kotu temel kazısından görünüm.

Konsolidasyon enjeksiyonu ano sisteminde daralan aralık yöntemi ile yapılmaktadır. Enjeksiyonu yapılacak kuyular projesinde belirtilen derinliğe kadar delinerek, basınçlı temiz su ile yıkanır ve kuyu dibinden kuyu ağzına doğru 5 m'lik kademelerde enjeksiyonları yapılır. Şayet delgi esnasında kuyuda yıkıntı veya devri daim suyunun %70'den fazlası kaçarsa ilerlemeye 1 m daha devam ettikten sonra kademenin enjeksiyonu delgiye paralel olarak yukardan aşağıya doğru inen kademeler metoduna göre uygulanmaktadır. DSİ enjeksiyon projelerinde genel olarak ano boyu 24 m olarak alınmakta ve ano başı kuyuları karotlu açılmakta ve Basınçlı Su Testi (BST) yapılmaktadır. Bu projede ise ano boyları 12 m'ye indirilmiş yapılacak karotlu kuyu sayısı ile BST adedi 2 kat arttırılmıştır. Buda daha fazla veri elde etme imkanı sağlamış ve temelin jeolojik durumu hakkında daha ayrıntılı bilgi edinilmesine yardımcı olmuştur. Konsolidasyon enjeksiyonlarına önce 12 m aralıkları olan ano başı kuyularından başlanmıştır (Primer kuyuları-P). Ano başı kuyuları 76 mm çapında karotlu olarak delinerek 5 m'lik kademelerde lugeon (basınçlı su testi) deneyi yapılmıştır. Delgisi biten ano başı kuyularında enjeksiyon aşağıdan yukarı çıkan fazlar yöntemi kullanılarak uygulanmıştır. Primer (P) kuyuları tamamlandıktan sonra 6 m

aralıklı ikincil kuyular (Seconder-S) karotsuz – eritmeli delinerek ve enjeksiyonları primer enjeksiyon kuyularında uygulandığı gibi aşağıdan yukarı doğru çıkan fazlar metodu ile yapılmıştır. Üçüncül (Tersiyer-T) kuyuların yerleşimi ve derinlikleri ise P ve S kuyularının enjeksiyon alışlarının değerlendirilmesi ve Seconder (S) kuyularında ki katı madde alış miktarının 100 kg/m ve fazlası olması durumunda yeniden değerlendirilmiştir. İlave olarak enjeksiyonun başarısını artırmak amacıyla baraj temeli üzerine 4 m kalındığında taban betonu atılmış ve böylece olası yüksek basınçta enjekte edilen şerbetin betona zarar vermesi (betonu kaldırması) engellenmiştir. Bu kapsamda baraj temeli konsolidasyon enjeksiyon kotu 444.00m'ye yükseltilmiş ve her bir enjeksiyon kuyusu için toplam 34 m derinliğinde enjeksiyon kuyusu delgisi tamamlandıktan sonra beton-anakaya kontağından itibaren 30 m boyunca bütün enjeksiyon kuyularında enjeksiyon işlemi tamamlanmıştır.

Şekil 3'te ise temel konsolidasyon enjeksiyon planı gösterilmiştir. Söz konusu çalışmalarda kuyu delgi ve enjeksiyon çalışmalarına 24 saat kesintisiz devam edilmiş olup Şekil 3'te siyah daire ile belirtilen ano başı enjeksiyon kuyularından (Primer-P) başlanılmıştır.



Şekil 3. Yusufeli Barajı 440.00m kotu temel konsolidasyon enjeksiyon planı (DSİ, 2018).

2.1.2. Temel Konsolidasyon Enjeksiyonu Çimento-Su-Kimyasal Katkı Karışımı

İdeal bir çimento enjeksiyonu yapmak için öncelikle stabil bir çimento-su karışım oranına ve bu karışıma ilave edilen kimyasal katkı (akışkanlaştırıcı, priz hızlandırıcı vb.) türüne karar vermek gerekmektedir. Çünkü düşük viskozite ve kohezyona sahip duraylı nüfuz edici özelikte bir enjeksiyon karışımının elde edilmesi enjeksiyon uygulama başarısını etkileyen en önemli parametrelerden biridir. Bu yüzden kullanılacak çimento, kimyasal katkı ve bentonitin farklı üreticilerden temin edilerek test edilmesi en ideal enjeksiyon karışım oranlarının (çimento/su (Ç/S) ve katkı oranı) belirlenmesinde önem arz etmektedir. Bu amaçla, Yusufeli Barajı enjeksiyonlarında kullanılmak üzere yapılan karışım deneyleri için TS EN 196-1, 196-2 ve 196-3 standartlarına uygun olan dört (4) çeşit çimento (Aşkale CEM II A - 42,5R, Aşkale CEM II (A - M) P - LL 42,5R, ÜNYE CEM I 42,5R ve ÜNYE II (A - M) P - LL 42,5R), 2 farklı kimyasal katkı malzemesi (akışkanlaştırıcı olarak Sikament FFN, BASF Rheobuilt 1000T) ve TS EN ISO 13500 standartlarına uygun olan Karakaya Bentonit kullanılmıştır.

Çimento/Su oranları sırasıyla 1/1, 10/9, 5/4 ve 7/5 olmak üzere, enjeksiyon karışımında kullanılan bentonit çimento ağırlığının maksimum %1'i oranında ilave edilmiştir. Kullanılan bentonit 1/10 (Bentonit/Su) oranında hazırlanarak, 24 saat düzenli olarak karıştırılarak dinlendirildikten sonra karışım deneyleri için kullanıma hazır hale getirilmiştir. Enjeksiyon karışımı hazırlanırken öncelikle su ve kimyasal akışkanlaştırıcı 45 sn süreyle el mikseri ile karıştırılmış hemen sonrasında hazırlanmış

bentonit-su karışımı eklenmesinin ardından 2 dk süre ile karıştırıldıktan sonra son aşamada çimento yavaş yavaş hazırlanmış olan karışımın içerisine ilave edilerek 5 dk daha uniform olarak karıştırılmıştır. Hazırlanmış olan enjeksiyon karışımı Şekil 4'te gösterildiği gibi çökelme deney tüplerine (mezür) aktarılarak 2 saate kadar olan çökelme değerleri ölçülmüştür.

Akışkanlaştırıcı miktarı ise %1 ve %2 (çimento ağırlığının) oranında test edilmiş, en uygun sonucu veren kimyasal katkı türü ve oranı seçilmiştir. Aynı zamanda çimento/su karışımının çökelme miktarı, viskozitesi ve özgül ağırlıkları uygulama sahasında (şantiye) ve DSİ TAKK Dairesi laboratuvarlarında yapılan deneylerle belirlenerek karşılaştırılmıştır. Kullanılan enjeksiyon karışımının 1/1 ve 10/9 Ç/S oranları için 30-35 sn, 5/4 ve 7/5 Ç/S oranları için ise 33-37 sn Marsh Hunisi viskozite değerine ve 1,40-1,60 g/cm^3 yoğunluğa sahip olması beklenmektedir. Şekil 5'te gösterildiği gibi karışım deney başlangıç aşamasında ilk olarak çimento ve su kullanılarak şahit numuneler hazırlanmış ve 30 dk, 60 dk ve 120 dk'lık çökelme değerleri ölçülmüştür. Daha sonra tüm karışım oranları için çökelme değerleri ölçülerek kayıt edilmiştir. Deney sonuçları bir sonraki bölümde tartışılacaktır.

Şekil 4. Enjeksiyon karışım deneyleri.

2.1.3. Enjeksiyon Karışım Deney Sonuçları

Enjeksiyon karışımları 1/1, 10/9, 5/4 ve 7/5 oranlarında (çimento/su), en çok %1 bentonit ve %1-%2 kimyasal katkı (akışkanlaştırıcı) olarak dizayn edilmiştir. Yapılan enjeksiyon karışımlarında çökelme, viskozite ve yoğunluk ölçümleri baraj inşaat sahasında (Yusufeli şantiyesi) ve DSİ TAKK Dairesi laboratuvarlarında karşılaştırmalı olarak yapılmış olup en uygun sonuç veren enjeksiyon karışımının temel konsolidasyon enjeksiyonlarında seçilmesi amaçlanmıştır. Enjeksiyon karışımı hazırlanma aşamasında gerek baraj inşaat sahasında gerekse TAKK Dairesi laboratuvarında aynı örnekler ile çalışılmış, tek değişken olarak iki farklı su kaynağı kullanılmıştır. Bunun en önemli sebeplerinden biri baraj inşaat sahasının ve DSİ laboratuvarının arasındaki uzak mesafeden kaynaklanmıştır. Bu sebeple yapılan su kimyası analizine göre baraj inşaat sahasında enjeksiyon karışımı için kullanılan su ile DSİ TAKK Dairesi laboratuvarında kullanılan suyun standart (limit) değerleri sağladığı tespit edilmiş ve deney sonuçlarına minimum etkisi olduğu anlaşılmıştır. Bu çalışmalarda yapılan deney sonuçları Çizelge 2, 3 ve 4'de verilmiştir.

Çizelge 2'de, 4 farklı çimento ile 2 farklı katkının DSİ Temel Sondaj ve Enjeksiyon Teknik Şartnamesinde belirlenen çimento/su (Ç/S) oranlarındaki ilk iki karışımına (1/1 ve 10/9) %1 bentonit (su ile şişirilmiş) ve %1 kimyasal akışkanlaştırıcı ilavesi ile yapılan deneyleri verilmiştir. Tüm çimentolar ile yapılan şahit numunelerde (1/1 oranında çimento/su katkısız) 120 dk'lık çökelme deneyi sonucunda yaklaşık olarak %19 oranında çökelme ölçülmüştür. Daha sonra hazırlanan enjeksiyon karışımları (1/1 ve 10/9) içerisine %1 bentonit ve %1 kimyasal katkı katılmasıyla enjeksiyon karışımının çökelme yüzdesi önemli oranlarda düşürülmüştür. Fakat, deney sonuçları incelendiğinde kullanılan kimyasal katkı maddelerinin enjeksiyon karışımının çökelme yüzdelerine aynı oran da etki etmediği gözlemlenmiş ve Sikament FFN isimli katkının çökelme yüzdesinin BASF Rheobuild 1000T değerlerine göre daha uygun sonuçlar verdiği görülmüştür. Bu yüzden, kullanılan kimyasal akışkanlaştırıcılardan, BASF Rheobuild 1000T, elenerek diğer kimyasal katkı maddesi olan Sikament FFN kullanılmasının

daha uygun olacağı kanaatine varılmıştır. Sonraki çalışmalarda Çizelge 2'deki çökelme sonuçları değerlendirilerek daha iyi çökelme yüzdesi elde edebilmek amacıyla kimyasal katkı miktarının 2 katına çıkarılması (%2) ile enjeksiyon karışım deneylerinin yapılmasına karar verilmiştir. Bu deneylerde elde edilen sonuçlar Çizelge 3'de verilmiştir. Deney sonuçları incelendiğinde kullanılan kimyasal katkı maddesinin (Sikament FFN) 2 katına çıkartıldığında çökelme yüzdesinin daha uygun sonuçlar verdiği tespit edilmiştir.

Çizelge 2. Enjeksiyon karışım deneyleri (DSİ TAKK, 2018).

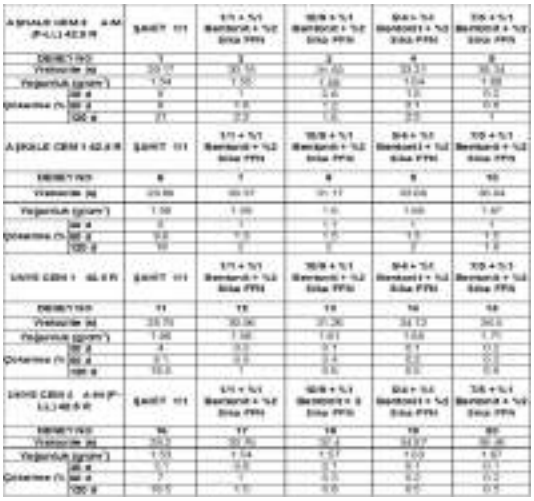
AŞKALE CEM 2 A-M (P-LL) 42.5 R		ŞAHİT 1/1	1/1 + %1 Bentonit + %1 Sika FFN	10/9 + %1 Bentonit + %1 Sika FFN	1/1 + %1 Bentonit + %1Basf Rheobuild 1000T	10/9 + %1 Bentonit + %1Basf Rheobuild 1000T
DENEY NO		1	2	3	4	5
Viskozite (s)		29.48	31.18	32.91	30.85	34.3
Yoğunluk (g/cm^3)		1.51	1.51	1.54	1.46	1.53
Çökelme (%)	30 d	3	0.9	0	5	1
	60 d	7	1.8	1	8.5	1.5
	120 d	19	3.2	2.2	12	2.8
AŞKALE CEM 1 42.5 R		ŞAHİT 1/1	1/1 + %1 Bentonit + %1 Sika FFN	10/9 + %1 Bentonit + %1 Sika FFN	1/1 + %1 Bentonit + %1Basf Rheobuild 1000T	10/9 + %1 Bentonit + %1Basf Rheobuild 1000T
DENEY NO		6	7	8	9	10
Viskozite (s)		29.2	30.63	32.37	34.06	33.58
Yoğunluk (g/cm^3)		1.53	1.51	1.54	1.5	1.53
Çökelme (%)	30 d	4.5	1	1	2	0
	60 d	9	2.5	1.5	3.2	1
	120 d	18.2	4.8	2.5	5	2.1
ÜNYE CEM 1 42.5 R		ŞAHİT 1/1	1/1 + %1 Bentonit + %1 Sika FFN	10/9 + %1 Bentonit + %1 Sika FFN	1/1 + %1 Bentonit + %1Basf Rheobuild 1000T	10/9 + %1 Bentonit + %1Basf Rheobuild 1000T
DENEY NO		11	12	13	14	15
Viskozite (s)		29.26	30.94	32.87	31.23	33.94
Yoğunluk (g/cm^3)		1.52	1.52	1.55	1.51	1.51
Çökelme (%)	30 d	4.2	0	1	2	1.5
	60 d	8	1	1.6	5	2
	120 d	18	2	2.3	7.8	2.6
ÜNYE CEM 2 A-M (P-LL) 42.5 R		ŞAHİT 1/1	1/1 + %1 Bentonit + %1 Sika FFN	10/9 + %1 Bentonit + %1 Sika FFN	1/1 + %1 Bentonit + %1Basf Rheobuild 1000T	10/9 + %1 Bentonit + %1Basf Rheobuild 1000T
DENEY NO		16	17	18	19	20
Viskozite (s)		30.09	30.71	31.91	32.31	33.86
Yoğunluk (g/cm^3)		1.51	1.52	1.55	1.5	1.54
Çökelme (%)	30 d	3.5	0.7	0.6	4.8	1
	60 d	8.1	1.8	1.2	8.5	1.8
	120 d	19	3.5	2.1	11.4	3

Çizelge 3. Karışım deneyleri %2 akışkanlaştırıcı (DSİ TAKK, 2018).

AŞKALE CEM 2 A-M (P-LL) 42.5 R		ŞAHİT 1/1	1/1 + %1 Bentonit + %2 Sika FFN	10/9 + %1 Bentonit + %2 Sika FFN	5/4 + %1 Bentonit + %2 Sika FFN	7/5 + %1 Bentonit + %2 Sika FFN
DENEY NO		1	21	22	29	30
Viskozite (s)		29.48	31.12	32.89	34.86	36.3
Yoğunluk (g/cm^3)		1.51	1.51	1.55	1.59	1.61
Çökelme (%)	30 d	3	0.7	0.8	0.3	0.2
	60 d	7	1.5	1.1	0.6	0.4
	120 d	19	2.5	2	0.8	0.7
AŞKALE CEM 1 42.5 R		ŞAHİT 1/1	1/1 + %1 Bentonit + %2 Sika FFN	10/9 + %1 Bentonit + %2 Sika FFN	5/4 + %1 Bentonit + %2 Sika FFN	7/5 + %1 Bentonit + %2 Sika FFN
DENEY NO		6	23	24	31	32
Viskozite (s)		29.2	30.85	32.34	34.83	36.04
Yoğunluk (g/cm^3)		1.53	1.53	1.57	1.61	1.62
Çökelme (%)	30 d	4.5	1.3	0.5	0.2	0.1
	60 d	9	2.2	1.2	0.6	0.2
	120 d	18.2	3.6	2.1	1	0.5
ÜNYE CEM 1 42.5 R		ŞAHİT 1/1	1/1 + %1 Bentonit + %2 Sika FFN	10/9 + %1 Bentonit + %2 Sika FFN	5/4 + %1 Bentonit + %2 Sika FFN	7/5 + %1 Bentonit + %2 Sika FFN
DENEY NO		11	25	26	33	34
Viskozite (s)		29.26	31.71	32.67	36.5	37.17
Yoğunluk (g/cm^3)		1.52	1.52	1.56	1.59	1.62
Çökelme (%)	30 d	4.2	0.2	0.1	0	0
	60 d	8	0.8	0.5	0	0
	120 d	18	1.4	1	0.3	0.2
ÜNYE CEM 2 A-M (P-LL) 42.5 R		ŞAHİT 1/1	1/1 + %1 Bentonit + %2 Sika FFN	10/9 + %1 Bentonit + 2 Sika FFN	5/4 + %1 Bentonit + %2 Sika FFN	7/5 + %1 Bentonit + %2 Sika FFN
DENEY NO		16	27	28	35	36
Viskozite (s)		30.09	31.13	32.7	35.35	37.49
Yoğunluk (g/cm^3)		1.51	1.52	1.56	1.58	1.6
Çökelme (%)	30 d	3.5	0.5	0.3	0	0
	60 d	8.1	1	0.7	0.1	0.1
	120 d	19	1.9	1	0.5	0.4

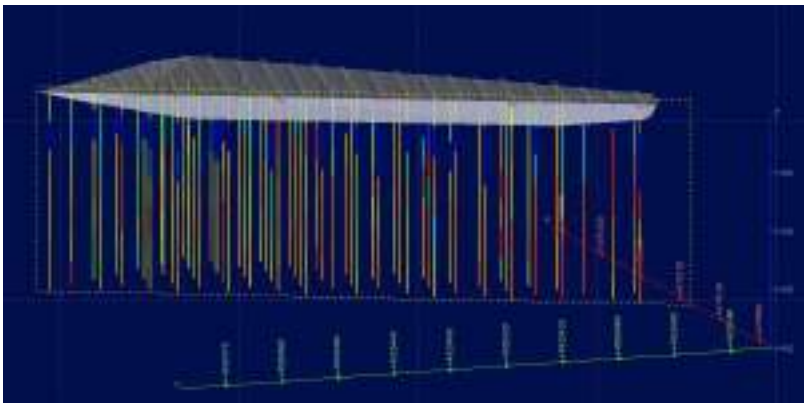
Çizelge 2 ve 3'de karışım hesapları verilen deneylerden uygun sonuçlar alınmış, son aşamada bu deneylerin baraj inşaat sahasında tekrarlanması planlanmıştır. Bu amaçla yapılan ve Çizelge 4'de verilen deney sonuçları laboratuvar ortamında elde edilen ve Çizelge 3'de sunulan yüzde çökelme değerlerinin baraj inşaat sahasında nasıl değerler vereceğini tespit etmek amacıyla yapılan deneylerdir. Şantiyede yapılan deneylerin test sonuçları ile laboratuvarda yapılan test sonuçları karşılaştırıldığında aralarında önemli farklılıklar olmadığı görülmüş olup seçilecek karışımların sahada uygulanabilirliği kanaatine varılmıştır.

Çizelge 4. Karışım deneyleri %2 akışkanlaştırıcı (Yusufeli Baraj ve HES İnşaatı Santiyesi).

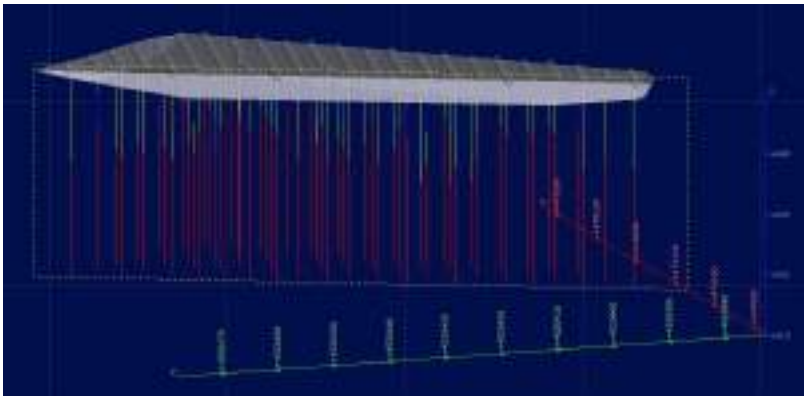


Yusufeli baraj temeli konsolidasyon enjeksiyonları sonucunda projede, birincil (Primer), ikincil (Seconder) ve üçüncül (Tersiyer) kuyularında açılan 6983 m delgi sonucunda toplam 132,94 ton katı madde basılmış olup 176,66 m^3 çimento şerbeti enjekte edilmiştir. Projeli kuyularda katı madde ortalaması 40 kg/m iken bu değer üçüncül kuyularda 11.6 kg/m değerlerine düşmüştür. Tüm kuyuların

ortalama katı madde alış değeri 18.8 kg/m dir. Genel olarak enjeksiyonun en çok alış yapan kademesi 5-15 m arasında gerçekleşmiştir. Aşağıdaki Şekil 9 ve 10'daki kesitler temel betonunun sol sahil memba ucundan sağ sahil mansap ucuna alınmıştır. Bu kesitlerden Şekil 5'de Primer ve Sekonder kuyulara ait enjeksiyon alış miktarları, Şekil 6'da ise Tersiyer kuyularına ait enjeksiyon katı made alış miktarları gösterilmiştir. DSİ Temel Sondaj ve Enjeksiyon Teknik Şartnamesi'nde belirtildiği üzere; katı madde alış miktarı 100 kg/m üzerinde ise Mavi, Kırımızı ve Siyah renk ile gösterilmiş olup, 100 kg/m ve daha az ise Sarı ve Yeşil renkler ile gösterilmiştir. Enjeksiyon öncesi açılan karotlu kuyularda yapılan BST testleri elde edilen değerler enjeksiyon sonrasında elde ettiğimiz katı madde alış miktarları ile aynı kademlerde örtüştüğü gözlenmiştir. Sonuç olarak katı madde alış dağılımlarına göre değerlendirdiğimizde, yoğunluk olarak 5-15 m kademelerinde gözlemlendiği, beton-anakaya kontağının ideal uygulama derinliğinin 15 metreye kadar yapılması uygun olacağı gözlemlenmiştir. Üçüncül (Tersiyer) kuyularda katı madde alış miktarlarında birincil (Primer) ve ikincil (Seconder) kuyulara nazaran azalma olduğu belirlenmiştir.



Şekil 5. Baraj temeli enjeksiyon P ve S kuyularının alış miktarlarının model üzerinde gösterimi (DSİ, 2018).



Şekil 6. Baraj temeli enjeksiyon T kuyularının alış miktarlarının model üzerinde gösterimi (DSİ, 2018).

3. SONUÇLAR

Yusufeli Barajı ve HES inşaatı temel konsolidasyon enjeksiyonu için DSİ teknik şartnameleri, işin sözleşmesi ve proje ihtiyaçları dikkate alınarak yeni bir enjeksiyon metodolojisi geliştirilmiştir. Doğru enjeksiyon karışım oranının belirlenmesi için çökelme ve viskozite deneyleri DSİ TAKK laboratuvarlarında ve baraj inşaat sahasında 4 farklı çimento ve 2 farklı kimyasal akışkanlaştırıcı katkı malzemesi kullanılarak yapılmıştır. Elde edilen deney sonuçlarına göre enjeksiyon çökelme deneylerinde kullanılan kimyasal akışkanlaştırıcılardan biri olan BASF Rheobuild 1000T'nin (%1 oranında) DSİ teknik şartnamesinde belirtilen enjeksiyon şerbeti limit çökelme yüzde değerlerini

karşılamadığı için temel konsolidasyon enjeksiyonu için uygun olmadığı kanaatine varılmıştır. Kullanılacak akışkanlaştırıcı (Sikament FFN) miktarının %1'den %2'ye çıkarılmasının daha iyi sonuçlar verdiği yapılan deneylerle belirlenmiştir. Karışım deneyleri sonucunda ilgili şartnamelerde önerilen limit çökelme değerleri karşılanmış (2 saat sonunda %5'ten az), istenilen viskozite değerleri elde edilerek (1/1 için yaklaşık 30 sn) enjeksiyonlarda başarıyla kullanılabilecek karışımlar elde edilmiştir.

Sonuç olarak seçilen karışımla yapılan temel konsolidasyon enjeksiyonlarının Birincil (Primer) ve İkincil (Seconder) kuyularındaki katı madde alış miktarlarının Üçüncül (Tersiyer) kuyularda azaldığı gözlemlenmiştir. Başka bir deyişle tersiyer kuyulardaki alış miktarlarının düşmesi, primer ve seconder kuyularında uygulanan enjeksiyon işleminin enjeksiyon yapılan zeminin kırık, çatlak ve boşluklarının doldurularak mühendislik özelliklerinin iyileştiği anlamı taşımaktadır.

4. KATKI BELİRTME

Makalenin hazırlanmasında emeği geçen mesai arkadaşımız Jeo. Yük. Müh. Mehmet SAGNAK'a teşekkürü bir borç biliriz.

5. KAYNAKLAR

Balkız P.A., 2009. Enjeksiyon Yöntemleriyle Zemin İyileştirmesi. 3. Geoteknik Sempozyumu, Adana.
DSİ, 2016. Jeoteknik Etüt Şartnamesi, Ankara.
DSİ, 2016. Temel Sondaj ve Enjeksiyon Teknik Şartnamesi, Ankara.
DSİ, 2018. Yusufeli Barajı ve HES İkmal İşi Baraj Temeli 440.00m Kotu Konsolidasyon Yapım Metodoloji, Ankara.
DSİ, 2018. Yusufeli Barajı ve HES Temel 440.00m Kotu Konsolidasyon Enjeksiyonları Sonuç Raporu, Ankara.
Naik T., 2006. Managing CCPs Resource of USA. UWM-CBU Workshop on Recycling Opportunities for Fly Ash and Other CCPs in Concrete and Construction Materials, Michigan.

İçme Suyu ve Atık Su Arıtma Tesisleri Yer Seçimindeki Jeoteknik Çalışmalar ve Örnek Projeler

Geotechnical Studies on Site Selection of Waste and Potable Water Treatment Plants and Case Studies

Mikdat ÖZMEN*, Tuna ALTAY

DSİ Genel Müdürlüğü, Jeoteknik Hizmetler ve YAS Dairesi, Ankara
*(*mikdatozmen@dsi.gov.tr)*

ÖZ: Devlet Su İşleri bünyesinde yapımı planlanan içme suyu ve atık su arıtma tesislerinde gerçekleştirilen mühendislik çalışmalarının bileşenleri, yöntemleri ve yer seçimi aşamasında göz önünde bulundurulan mühendislik yaklaşımlarının vurgulanması ile karşılaşılan olumlu ve olumsuz örneklerin irdelenmesi bu bildirinin amacını oluşturmaktadır. Kurum bünyesinde gerçekleştirilen jeoteknik etüt çalışmaları ön inceleme, planlama, kesin proje, uygulama ve uygulama sonu aşamaları olmak üzere bölümlendirilmektedir. Projenin aşaması ve ihtiyacına uygun etüt çalışmaları yapılarak, gerekli temel parametreleri elde edilmektedir. Araştırma yapılan sahada zemin sınıfına ve araştırmanın amacına uygun numuneler alınarak, laboratuvarda bu örneklerin indeks, fiziksel ve makaslama dayanımı gibi özellikleri elde edilmektedir. Laboratuvardan elde edilen bu parametreler kullanılarak yapılan hesaplamalar ile arazide yapılan yerinde deneylerin yorumlanması vasıtasıyla, yapı zemin etkileşimini olumsuz yönde etkileyebilecek taşıma gücü, oturma-farklı oturma, şişme, sıvılaşma, duraylılık gibi sorunlar risk değerlendirmesi yapılarak temel zemininde imalat sırası ve sonrasındaki davranışlar hakkında öngörülerde bulunulmaktadır.

Anahtar Kelimeler: Jeoteknik, atık su, içme suyu

ABSTRACT: *The purpose of this study is to present the geotechnical studies carried out at potable and waste water treatment plants within the scope of the State Hydraulic Works (DSI) in terms of engineering aspects and components. These researches are segmented as preliminary examination, planning, final project, construction and after construction stages. The necessary fundamental parameters are obtained according to the stage and needs of the project. In the research area, core samples are taken according to the granulometric distribution of the soil and the purpose of the research, and the index, physical and shear strength properties of these samples are obtained in the laboratory. By means of the calculations made by using parameters obtained from the laboratory and in-situ experiments, geotechnical risks such as bearing capacity, settlement, differential settlement, liquefaction, stability, shrink and swell behavior of the soil are predicted forehand.*

Keywords: *Geotechnics, Wastewater, Potable water*

1. GİRİŞ

Her türlü mühendislik yapısının güvenli bir şekilde inşa edilerek, yapı zemin etkileşiminin kurulmasını sağlamak için jeoteknik etüt çalışmaları yapılmaktadır. Temel zemininden kaynaklı mevcut ya da oluşması muhtemel sorunların sebeplerinin saptanarak en uygun ve ekonomik çözüm yollarının ortaya konulması, bu çalışmaların amacını oluşturmaktadır. Jeoteknik çalışmalar Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü tarafından planlanan, projelendirilen, inşaa edilen kontrollüğü ve danışmanlığı yapılan baraj, gölet, hidroelektrik santral (HES), regülatör, pompa istasyonu, arıtma tesisi, kanal, tünel, cebri boru, yükleme havuzu, isale hattı, su deposu, atık su, köprü, bina vb. yapıların ön inceleme aşamasından uygulama sonrasına kadar bütün aşamalarında yer almaktadır. Bu hizmetler kapsamında, her projede jeolojik ve jeoteknik etütler yapılmakta ve elde edilen verilerin değerlendirilmesi sonucunda projenin aşamasına uygun olarak jeoteknik etüt raporu hazırlanmaktadır. Hazırlanan bu raporlar ile yapı temel etkileşimine sorun teşkil edebilecek taşıma gücü, oturma, sıvılaşma, donma, şişme, heyelan ve sismik aktivite gibi risk unsurlarının olası etkilerine yönelik etüt çalışmaları yapılmaktadır. İnşaat sonrası yeraltı su seviyesinin ihmal edilerek imalata başlanılan Edirne Keşan Atık Su Arıtma Tesisi ile Kuzey Anadolu

Fayı üzerinde konumlandırılan Erzincan İçme Suyu Arıtma Tesislerinde yapılan çalışmalar etütlerin öneminin kavranmasında örnek teşkil etmektedir.

2. JEOLOJİK VE JEOTEKNİK ÇALIŞMALAR

Jeoteknik çalışmalar; yapı yerlerinde bulunan jeolojik birimlerin duraylılık, geçirimlilik, taşıma gücü, yük altında elastik-plastik davranış özellikleri, sıvılaşma potansiyeli, oturma miktarı, şişme potansiyeli, kazı klası, kazılabilme, delinebilme, sertlik, deformasyon modülü, Poisson oranı, kayma modülü, kohezyon, içsel sürtünme açısı gibi jeoteknik bilgilerin/verilerin elde edilmesi amacıyla yerinde ve laboratuvardaki araştırmalarla birlikte detaylı mühendislik jeolojisi, harita, kesit ve raporları hazırlama çalışmalarıdır. İnşası planlanan yapı yerlerinin jeolojik ve jeoteknik açıdan uygunluğunun incelenmesi amacıyla yapılan çalışmalar; ön inceleme, planlama, kesin proje, uygulama ve uygulama sonu aşamaları olmak üzere bölümlendirilmiştir (DSİ, 2016).

İçme suyu ve atık su arıtma tesislerine ait yapıların konumlandırılacağı zeminler farklı jeolojik formasyonlar üzerinde yer alacağından, zemin araştırma çalışmaları neticesinde; zemin profili, yeraltı suyu derinliği, zemin indeks ve mekanik özellikleri (birim hacim ağırlık, kohezyon, içsel sürtünme açısı, geçirgenlik vb.), emniyetli taşıma gücü (farklı yöntemlerle hesaplanıp karşılaştırma yapılması ve uygun değerin önerilmesi), oturma ve şişmeye yönelik hesaplama ve değerlendirmeler, sıvılaşma analizi, şev analizleri, kazı ve inşaat yöntemi, zemin grubu, yerel zemin sınıflaması, maksimum yatay yer ivmesi, kazı klası, yeraltı suyunun betona etkisi, zemin iyileştirme önerileri ortaya konulur. Yer seçimi aşamasında; içme suyu arıtma tesislerinin şehir depolarına yakın kamusal mülk içerisinde cazibeye imkân veren üst kotlarda konumlandırılmasına özen gösterilirken, atık su arıtma tesisleri deşarj noktaları yakınına konumlandırılır. Tesislerin boyutları kapasitelerine ve amaçlarına göre değişkenlik gösterdiğinden, saha seçimi öncesinde proje bilgilerinin öğrenilmesi topoğrafik açıdan seçilen sahanın uygunluğunun belirlenmesi amacıyla gereklidir. Çalışmalar; ön çalışma, sondaj ve araştırma çukuru gibi yöntemleri barındıran intrüzif çalışmalar, arazi ve laboratuvar deney çalışmaları ve tüm bunların değerlendirilerek etüt raporunun hazırlanması çalışmalarını kapsamaktadır.

Jeoteknik etüt raporu içerisinde yer alan jeolojik çalışmalar; proje sahasında bulunan birimlerin özelliklerini ortaya çıkarmak amacıyla; birimlerin litolojisi, yaşı, ayrışma ve bozuşma durumu, tabakalanma, şistozite, kıvrım, eklem, çatlak, fay ve bu yapısal unsurların birbirleriyle ilişkileri, konumları, karstlaşma vb. özellikleri belirlenerek, harita kesit ve raporların hazırlanma çalışmalarını kapsar.

Ön inceleme kapsamında etüdü yapılacak alan ya da yakın çevresindeki alana ait geçmişte yapılmış çalışmalar incelenir. Buna göre yeraltı su seviyesi, bölgenin topoğrafik ve jeolojik haritaları, depremsellik bilgileri, uydu ve hava fotoğrafları araştırılır. Yapılması planlanan projeye ait birim alana etkiyen yük, temel boyutları ve temel derinliği gibi proje karakteristikleri elde edilir. Elde edilen veriler ışığında gözleme dayalı arazi çalışması yapılarak mostralar ve yüzlek veren litolojiler incelenir. Etüt alanı çevresinde geçmişte inşa edilmiş olan yapıların zeminle etkileşimleri incelenerek varsa mevcut sorunları saptanır. Ön inceleme neticesinde sahanın proje yapımına uygun bulunması halinde bir sonraki aşama olan planlama aşamasına geçilir. Ön inceleme aşamasında yapılamayan temel sondaj kuyuları, araştırma galerileri ve yarma açılması gibi intrüzif çalışmalar bu aşamada gerçekleştirilir. Proje gereksinimlerinin elde edilmesine yönelik olarak yapılan bu çalışmalar ile yapının tolerans limitlerinin zemin tarafından sağlanabilirliği araştırılır. Bu amaçla açılan sondajlardan elde edilen örselenmemiş numunelerin laboratuvar sonuçları ile arazi deneylerinin hesaplamaları birlikte yorumlanarak riskli görülen hususlar planlama aşaması jeoteknik etüt raporlarında belirtilir. Planlama aşamasında muhtemel riskler tespit edilmiş ise bunların projeye muhtemel etkilerinin aydınlatılması ve çözüm önerilerinin uygulanabilirliğinin detaylı tespiti amacıyla kesin proje aşaması jeoteknik çalışmaları yapılır.

Kesin proje aşamasında ortaya konulan çözüm önerileri ve elde edilen parametreler tasarıma esas kriterler olduğundan, çözüme kavuşturulmamış hiç bir mühendislik problemi bu aşamada kalmamış olacaktır. İnşaat sırasında yapılan kazılarda mevcut raporlarla uyumsuzluk gösteren veya ön görülmemiş

bir zemin koşulu ile karşılaşılması halinde, uygulama aşamasında da ek jeoteknik çalışmalar talep edilebilir.

Jeoteknik çalışmalar kapsamında yapılan sondaj, gözlem ve araştırma çukurlarının sayısı, paterni, derinlikleri proje ve zeminin özelliklerine göre şekillenir. Yapılması planlanan etüt çalışmasının yeterli olması amacıyla proje yükünün sönümlendiği etki derinliğine kadar olan tabakaların jeolojik ve jeoteknik özelliklerinin incelemeleri yapılır. Araştırmalar yapının temel tipi ve geometrisine bağlı olarak değişkenlik göstermekte olup sondaj araştırma derinliği DSİ Jeoteknik Etüt şartnamesinde minimum temel seviyesi (Df) ile temel genişliğinin(B) iki katının toplamına karşılık gelen derinliktir. Bu derinlik radye ve tekil temelde Df +(1.5-2)B, şerit temelde Df+4B ve derin temelde 2Df/3 + 1.5B olarak değişiklik gösterir(Huvaj, 2016). Diğer bir yaklaşım ise yapı yükünden kaynaklı olarak zeminde oluşan düşey gerilmelerin mevcut jeolojik örtü yükünün %10'una denk geldiği derinliğe kadar araştırmaların yapılması yönündedir.

Yapılması planlanan sondajların paterni ve sayısı, yapının ebatları ve tolerans sınırlarına göre belirlenmekte olup, temelde farklı birimlerin ve değişkenlerin gözlenmesi durumunda sıklaştırılır. Zemin özelliği gösteren birimlerin yenileceği büyüklükte yüke sahip yapılar için, ana kayada minimum 5 metre derinliğe kadar olmak üzere sondaj planlaması yapılır. Ayrışmış kaya zonu ile ana kaya özelliği gösteren birimlerin ayrımının doğru yapılması, inşaat sonrası yapıda oluşabilecek farklı gerilme ve oturmaların önlenebilmesi açısından önem arz etmektedir. Sondaj, arazi ve laboratuvar çalışmaları ile uygun görülen temel kazı kotuna ulaşıldığında, kazı öncesi öngörülen zemin profili ile mevcut durum karşılaştırılması yapılır. Beklenmeyen ve öngörülmemiş bir durum ile karşılaşılması halinde ek jeoteknik çalışmalar planlanır. Sulama, içme suyu ve atık su güzergâhlarında açılması planlanan araştırma çukurları ise şartnamede jeolojik koşullara göre 500-1000 m'de bir olacağı belirtilmiştir. Bu mesafe, birimlerin yanal devamlılığı ile yeraltı suyu ve benzeri faktörlere göre artar ya da azalır.

Sondajın ilerlemesine paralel olarak yapılan arazi deneyleri (in-situ deneyler), incelenen birimlerin jeoteknik davranışlarıyla ilgili doğrudan sonuçlar vermekte olup, arazide hüküm süren koşulları doğrudan ölçme avantajına sahiptir. Kaya ve zemin ortamlarda yapılan deneyler farklılık göstermekte olup genellikle 1.5 m ya da 3 m'lik manevra boylarına paralel olarak in-situ deney çalışmaları yürütülmektedir. Zeminin ya da kayacın sınıfına uygun proje gereksinimlerini karşılayacak arazi deneyleri yapılmaktadır. Genel olarak zemin ortamlarında; ince taneli zeminlerde standart penatrasyon deneyi (SPT) ve Marchetti dilatometresi (S-DMT), killi zeminlerde ise veyn (kanatlı kesici), konik penatrasyon (CPT) gibi arazi deneyleri yapılmaktadır. Presiyometre deneyinin, taşıma gücü ve oturma miktarının belirlenebilmesi amacıyla tüm zemin sınıflarında ve ayrışmış zayıf kayaya kadar geniş bir alanda uygulanma imkânı vardır. Zeminin elastik ve plastik özelliklerinin saptanmasının gerekli olduğu durumlarda plaka yükleme deneyleri yapılmaktadır.

Sondaj sırasında zeminlerden örselenmiş ve örselenmemiş olmak üzere iki farklı türde numune alınır. Alındığı yerdeki yapı, doku ve özelliklerinin tümünü bünyesinde muhafaza eden numunelere örselenmemiş zemin numunesi denir. Bulunduğu ortam koşullarını laboratuvarda da yansıtabilen kohezyonlu numunelerin alınabilmesi için shelby tüpü ve pistonlu numune alıcı gibi örnekleyiciler kullanılır, su içeriğini koruyabilmek için örnekleyicinin ağız kısımları parafin ile kapatılır. Örselenmiş numunelerle; elek analizi, özgül ağırlık, su içeriği, birim hacim ağırlık, Atterberg limitleri (Likit limit, Plastik limit, Plastisite indisi, Rötre limiti), hidrometri, organik madde içeriği gibi zeminin indeks özelliklerini bulmaya yönelik deneyler yapılırken, örselenmemiş numunelerle ise; örselenmiş numune deneylerine ek olarak, konsolidasyon, şişme basıncı, şişme yüzdesi, serbest ve üç eksenli basınç dayanımı, kesme kutusu, cep penatrometresi gibi zeminlerin dayanım parametrelerini saptayan deneyler yapılmaktadır. Zeminin izin verilebilir taşıma gücü değeri örselenmemiş numune üzerinde yapılan serbest ve üç eksenli basınç dayanımı, cep penatrometresi ve kesme kutusu deneyleri ile hesaplanır. Konsolidasyon deney sonuçlarıyla ise kohezyonlu zeminlerdeki toplam ve/veya zamana bağlı oturma miktarı bulunur.

Kayaç numuneler üzerinde yapılan dayanım deneyleriyle ise deneye tabii tutulan karot örneklerinin kohezyon, içsel sürtünme açısı, elastik modül ve basınç dayanımı gibi jeoteknik parametreleri belirlenir.

Elde edilen veriler kaya kütlesini değil, deneydeki sağlam ve masif özellikteki karotu temsil eder. Araziden elde edilen sonuçlar ile labotuvardan elde edilen sonuçlar noktasal temsil kabiliyetinde olup sadece deney yapılan zonu temsil etmektedir. Mühendislik projesi tasarımında, deneylerden elde edilen bu noktasal sonuçların proje bütününe uygulanabilirliğinin kontrolü; örneğin; yamaç molozu-anakaya veya ayrışmış zon-anakaya jeolojik kesit kontaklarındaki sınır, jeofizik araştırmalardan elde edilen verilerin korelasyonu ile de yapılabilmektedir.

3. ÖRNEK ÇALIŞMALAR

Ön çalışma aşamasında arazi ve laboratuvar çalışmaları ile uygun olarak değerlendirilmeyen alanlarda maliyet göz önünde bulundurularak iyileştirme alternatiflerinin uygulanması yerine öncelikli olarak farklı proje sahalarının araştırılması yoluna gidilmelidir. Alternatif saha araştırmalarında öncelik, alan mülkiyetinin orman ya da ilgili belediyede olması ve kamulaştırma maliyetinin çıkmamasıdır. DSİ Genel Müdürlüğü İçmesuyu ve Atıksu Dairesi Başkanlıklarınca ihalesi gerçekleştirilen Niğde Evsel Atık Su Arıtma Tesisi proje yapımı işlerine ait zemin araştırma faaliyeti bu duruma örnek teşkil eder niteliktedir.

Tesisin inşaa amacı Niğde İline bağlı Bor İlçesi Sınırları içerisinde bulunan Akkaya Baraj Gölü havzasında kirliliği arttıran arıtılmamış atık sularının toplanarak Niğde Atık su Arıtma Tesisine ulaşmasını sağlamaktır. Bu amaçla 03.07.2015 tarihinde proje sahasına gidilerek, 3.00-4.00 m derinliğinde değişen 4 adet araştırma çukuru açılmıştır. 13.07.2015 – 12.08.2015 tarihleri arasında 13 adet toplam 258 m derinlikte karotlu sondaj çalışması yapılmıştır (Çizelge 1).

Çizelge 1. Etüt Yapılan İlk Sahaya Ait Sondaj Derinlik, Koordinat ve YAS seviyeleri (Bilgin, 2016).

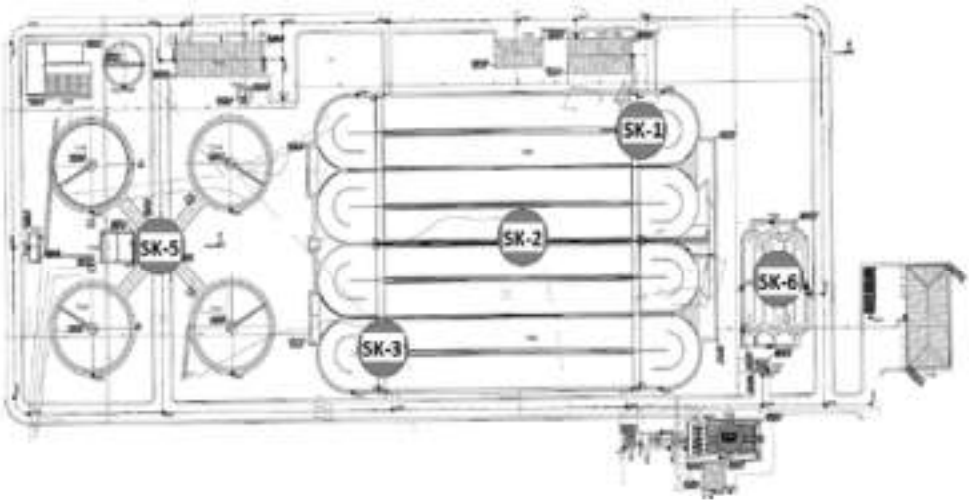
Sondaj no	X Koordinatı (ITRF 36 - 3)	Y Koordinatı (ITRF 36 - 3)	Z Koordinatı (Kot) (m)	Derinlik (m)	YASS (m)
SK-1	381027 D	4201218 K	1186	8	2.2
SK-2	381075 D	4201159 K	1188	8	3
SK-3	381070 D	4201265 K	1187	8	1.9
SK-4	381111 D	4201216 K	1189	8	1.9
SK-5	381110 D	4201310 K	1188	20	1.2
SK-6	381155 D	4201247 K	1190	15	
SK-7	381166 D	4201342 K	1188	15	1.7
SK-8	381196 D	4201291 K	1189	15	2
SK-9	381206 D	4201338 K	1189	15	4
SK-10	381203 D	4201373 K	1188	15	2
SK-11	381251 D	4201327 K	1190	15	2.8
SK-12	381237 D	4201421 K	1188	8	
SK-13	381292 D	4201346 K	1190	8	

Çizelge 2. Etüt yapılan ilk sahada elde edilen taşıma gücü değerleri (Bilgin, 2016).

Sondaj No	c (kPa)	ϕ	Df (m)	γ (kN/m^3)	Emniyetli taşıma gücü (q_a) (kg/cm^2)
SK-8	41	14.54	2.5	17.4	2.22
SK-8	21.4	22.73	6.5	17.83	4.31
SK-10	39.4	10.87	12.5	12.44	3.18
SK-13	36.9	8.22	3.5	12.93	1.51
AÇ-1	20.8	17.45	1.5	18.72	1.43
AÇ-2	16.9	9.16	1.5	14.67	0.99

Araştırma çukuru gözlemleri ve sondaja ait örselenmemiş numuneler üzerinde laboratuvarda yapılan granülometrik sınıflama sonuçlarına göre sahanın suya doygun özellikte siltli kil ve killi kum birimlerinden meydana geldiği saptanmıştır.

Karotlu sondaj çalışmalarından alınan örselenmemiş numunelere göre yapılan ortalama emniyetli taşıma gücü hesabı 2.73 kg/cm^2 hesaplanmış (Çizelge 2) ancak laboratuvar verilerine göre hesaplanan kıvamlılık indisleri zeminin akışkan özellikte olduğunu ortaya koymuştur. Terzaghi taşıma gücü formülü ile yapılan bu hesapların teyidi amacıyla mevcut çalışmalara ilave olarak 40 m derinliğinde 76 mm çapında YSK-1 ve YSK-2 numaralı 2 adet presiyometre deney kuyusu açılmıştır (Mevcut kuyularla karıştırılmaması amacıyla YSK-1, YSK-2 olarak isimlendirilmiştir) (Şekil 4). Açılan sondajlarda yeraltı su seviyesi 1.7 m seviyelerinde olduğu belirlenmiştir.



Şekil 3. Niğde Atık Su Arıtma Tesisi İlave Sondaj Lokasyonları (Cengiz, 2017).

Alınan UD numuneler üzerinde yapılan laboratuvar deneyleri vasıtasıyla hesaplanan izin verilebilir taşıma güçleri Terzaghi bağıntısı ile hesaplanmış olup 0.99-4.31 kg/cm^2 aralığında bulunmuştur. Presiyometre deneyinden elde edilen ham hacim ve basınç değerleri kalibrasyon verileri vasıtasıyla düzeltilerek Menard taşıma gücü formülü (1, 2) ile 1.87-2.11 kg/cm^2 aralığında hesaplanmıştır (Çizelge 2, Çizelge 4) (Cengiz, 2017).

Çizelge 3. SPT Deney Sonucu İle Hesaplanan Taşıma Gücü Değerleri (Bilgin, 2016).

Kuyu no	SPT - N (ort)	B (m)	Meyerhof qa (kg/cm2)	Bowles qa (kg/cm2)	Ortalama qa
YSK-2	19	20	1.77	2.77	2.27
YSK-4	7	22	0.64	1.01	0.83
YSK-5	6	35	0.53	0.82	0.68
YSK-6	15	45	1.29	2.01	1.65

Emniyetli Taşıma Gücü (Sürşarj dahil): $$q_a = q_0 + \frac{k.(P_L^*)_e}{F} \quad (1)$$

$$(P_L^*)_e = (P_{l1}^* x P_{l2}^* x P_{l3}^* x \ldots . x P_{ln}^*)^{\frac{1}{n}} \quad (2)$$

$$S = \frac{2}{9.E_d} q^*.B_0.\left(\lambda_d \frac{B}{B_0}\right)^{\alpha} + \frac{\alpha}{9.E_c} q^*.\lambda_c.B \quad (3)$$

İlk etüt yerinden elde edilen Standart Penetrasyon test değerleri ile yapılan hesaplarda ise Bowles ile 0.82 ile 2.77 kg/cm^2, Meyerhof ile 0.53 ile 1.77 kg/cm^2, ortalama 0.68 ile 2.27 kg/cm^2 aralığında izin verilebilir taşıma gücü değerleri bulunmuştur (Çizelge 3).

Çizelge 3. Etüt yapılan ilk sahaya ait presiyometre deneyi ile elde edilen taşıma gücü oturma miktarları (Cengiz, 2017).

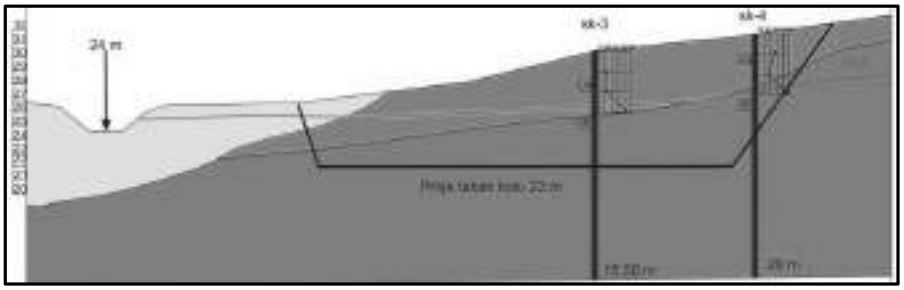
Kuyu no	Temel derinliği Df (m)	Temel boyutları B X L (m x m)	Sınır taşıma gücü qu (kg/cm^2)	Sürşarjsız zemin emniyetli taşıma gücü qa (kg/cm^2)	Sürşarjlı zemin emniyetli taşıma gücü qa (kg/cm^2)	Oturma miktarı (x P cm)
YSK-1	6.00	20 x 30	3.84	1.28	1.87	4.52
	8.00		4.05	1.35	2.08	4.66
YSK-3	6.00	20 x 30	3.96	1.32	1.91	3.72
	8.00		4.14	1.38	2.11	3.74

Proje firmasınca belirtilen yaklaşık 1.5 kg/cm^2'lik proje yükü göz önünde bulundurulduğunda elde edilen emniyetli taşıma gücü değerlerinin sınır değerlerde ya da yetersiz kaldığı gözlenmiştir. Presiyometre yapılan YSK-1 ve YSK-3 numaralı kuyularda hesaplanan oturma miktarları da muhtemel temel derinlikleri için 7 cm ve 5.61 cm olarak hesaplanmıştır. Hesaplanan taşıma gücü değerlerinin yapı için kritik olduğu görülmüş olup zamana bağlı olarak gerçekleşecek konsolidasyon oturmasıyla birlikte oturma miktarlarının da artacağı öngörülmüştür. Pompa tesisi, çökeltme havuzu, filtre tesisleri ve susuzlandırma tankları arasındaki rijit bağlantılar göz önünde bulundurulduğundan bu koşullarda tesis inşasının risk unsuru oluşturduğu düşünülmüştür. Bunun üzerine uygun zemin koşullarına sahip kamulaştırma masrafı olmayan alternatif alanlar incelenmiş ve iki farklı lokasyonda daha saha araştırma programı yapılmıştır. Araştırma yapılan diğer iki sahada da ilkine benzer nitelikte araştırma programı benimsenmiş olmasına karşın önerilen parsellerin tümünde genel olarak suya doygun özellikte ve çok zayıf dayanımda siltli kil-kum içeren sahalar olduğu ve çok düşük dayanım parametreleri sergilediği gözlenmiştir.

Üç sahada da taşıma gücünün düşük, hesaplanan oturma miktarlarının genel olarak yüksek olduğu ve kuyular arasında da oturma miktarı bakımından farklılıklar olabileceği gözlenmiştir. Gelecekte oluşabilecek farklı oturmaların önüne geçilmesi ve taşıma gücü değerlerinin arttırılması amacıyla son seçenek olan zemin iyileştirme alternatifleri değerlendirmeye alınmıştır. Niğde atık su arıtma tesisi alanında, ağırlık ve proses açısından önem arz eden bazı tesis temellerinde zemin taşıma gücü yetersizliğinden ve farklı oturmaların beklenmesinden dolayı maliyet araştırılması içerisine girilmiş ve en uygun alternatif olan 80 cm çapında ve 10 m uzunluğunda planda 2.0 m x 2.0 m yerleşim düzeni olan jetgrout kolonları kullanılarak iyileştirme projeleri hazırlanmıştır (Öktem, 2017).

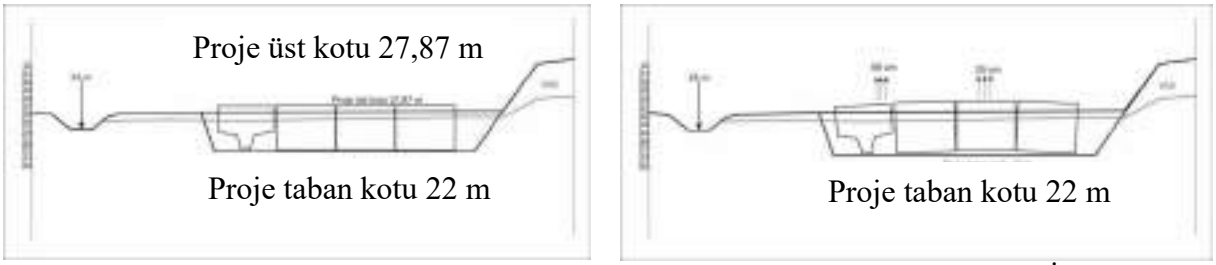
Zemin araştırmalarının multidisipliner bir çalışma olduğu ve zeminin dayanım parametrelerinin tek başına yapıyı tasarlamak için yeterli olmadığı, yeraltı su seviyesinin dahi projeler üzerinde hayati önemde rol oynadığı aşikârdır. Edirne Keşan atık su arıtma tesisi bu duruma örnek teşkil etmektedir. Tesis yerinde yapılan çalışmalarda 0.7-1.5 m kalınlıkta bitkisel toprak örtüsü altında 4.5-6.5 m derinliğe katı kıvamlı düşük plastisiteli kil ve kumlu kil, sıkı kumlu silt zemin sınıflamasında tamamen ayrışmış birimler görülmüştür. Bu birimlerin altında Üst Eosen yaşlı 20 m derinliğe kadar üst kısımları az ayrışmış, derinlere doğru zayıf - orta kaya kalitesinde ayrışmamış ince tabakalı laminalı kiltaşı silttaşı birimleri olduğu sondajlarla belirlenmiştir. Sondajlar sonrasında yapılan yeraltı suyu ölçümlerinde 1 - 4.5 m derinliklerde yeraltı su seviyesi ölçülmüştür (Şekil 4, Şekil 5) (İmmet, 2016).

Şekil 4. Edirne Keşan atık su arıtma tesis yeri, YAS durumu ve jeolojik kesiti (İmmet, 2016).



Şekil 5. Edirne Keşan atık su arıtma tesis yeri inşaat sonu YAS durumu ve jeolojik kesiti (İmmet, 2016).

Geçilen birimlerin ince taneli kesimlerinde SPT deneyleri yapılmış ve UD numuneler alınmış, kayada ise karot numuneler alınmıştır. Elde edilen jeoteknik parametrelere göre yapılan hesaplamalarda yapı yerlerinde taşıma gücü, oturma, şişme problemlerinin olmadığı ve havuz gibi yapı yerleri için zemine ekstra yük gelmediği aksine daha yük alındığı gözlenmiştir. Havalandırma havuzları ve son çökeltim havuzları inşası süresince oluşturulan drenaj kuyusu, inşaatın tamamlanmasından sonra drenaja ihtiyaç duyulmaması nedeniyle kapatılmıştır. Drenajın durması ile yeraltı suyunda meydana gelen yükseliş ile havuzlar yaklaşık 4 m'ye kadar suya batık duruma geçmiştir. Yeraltı suyunun içi boş havuzlara uyguladığı hidrostatik basınç ile havuzlarda yüzme meydana gelmiştir(Şekil 6). Yüzmenin önlenmesi amacıyla tesis çevresinde temel alt kotuna kadar inen drenaj hendeği uygulaması yapılmış ve temel altındaki su seviyesi düşürülmüştür (Kale, 2016).



Şekil 6. Edirne Keşan atık su arıtma tesis yeri inşaat sonu YAS durumu ve jeolojik kesiti (İmmet, 2016).

4. SONUÇ VE ÖNERİLER

Ön inceleme aşaması mühendislik jeolojisi çalışmaları topoğrafik haritaların temini, uydu fotoğrafları, yeraltısuyu araştırmaları, jeofizik gibi her türlü temel araştırma verisini içeren büro çalışmalarıyla gözlemsel arazi çalışmalarından meydana gelirken, planlama aşaması temel sondaj kuyuları, araştırma galerileri ve yarmaları içeren çalışmalardan meydana gelir. Temel kaya ve zeminin jeoteknik özelliklerinin daha ayrıntılı bir şekilde ortaya konulduğu ilave çalışmalar kesin proje aşamasında ele alınırken, tüm bu aşamalar sırasında yapı inşası için risk unsuru barındırdığı düşünülen zemin koşullarıyla karşılaşılması durumunda, problemin somut tespiti ve çözüm için önerilen alternatif lokasyon ya da iyileştirme yöntemlerinin maliyetleri ortaya konulur.

Zemin iyileştirmesine karar verilmeden önce daha düşük jeoteknik riskleri içerisinde barındıran düşük maliyetli alternatif sahaların aranılması yoluna gidilir. Tüm bu çalışmalara bağlı olarak yapılan değerlendirmeler neticesinde tesis inşasına karar kılınan sahada zemin iyileştirmesinin kaçınılmaz olarak görülmesi halinde, maliyet ve uygulanabilirlik açısından birden çok ıslah yönteminin hesabının (jetgrout, enjeksiyon, şev projelendirme vb.) yapılması gerekir. Uygulama aşamasında mevcut raporlara göre öngörülmeyen beklenmedik bir durum ile karşılaşılması durumunda (temel kotunda beklenilen zeminle karşılaşılmaması, şevlerde duraysızlık gerçekleşmesi, yüzme meydana gelmesi vb.) ilave araştırmalar yapılmasına karar verilir.

Yapılan sondaj ve açılan araştırma çukurları etüt yapılan sahayı temsil edecek sayıda ve derinlikte olmalıdır. Nitelikli numuneler alınmalı ve bu numuneler üzerinde yapılan laboratuvar ve arazi deneyleri değerlendirilerek yapı zemin etkileşimi için en uygun değerler verilir. Zeminin türü, yapının cinsi, hacmi, ağırlığı, tolerans limitleri ve zamana bağlı oluşabilecek deformasyonlarda değerlendirme aşamasında göz önünde bulundurulur. Atık su ve içme suyu tesisleri hacmen büyük ancak ağırlıkça hafif içi boş gömülü havuz gibi yapıları da içerdiğinden, imalat sonrasında yeraltısu seviyesi gibi değişken unsurlara bağlı yüzme tahkiki hesaplamaları yapılmalıdır. Çalışma alanı ile ilgili zemin araştırmalarında, hidrojeolojik koşullarının değişkenliği (çeltik ekimi vb.) gibi dönemsel artışların da göz önünde bulundurulmalıdır. Zemin yapı ilişkisi, dinamik yük ve yapı yükü sayısal analiz yöntemleri ile modellenerek optimum oturma koşullarındaki taşıma gücü durumu değerlendirilmeli ve gerekirse zemin iyileştirme yöntemleri önerilmelidir.

5. KAYNAKLAR

Bilgin, E.M., 2016. Niğde Atık su Arıtma Tesisi Jeoteknik Etüt Raporu, Ankara.
Cengiz, İ., 2017. Niğde Evsel Atık su Arıtma Tesisi Presiyometre Deneyleri Sonuç Raporu. Devlet Su İşleri Yayınları, Ankara.
DSİ, 2016. Jeoteknik Etüt Şartnamesi. Devlet Su İşleri Yayınları, Ankara.
Huvaj, N.. 2016. Zemin Etüdleri: Dikkat edilecek Hususlar, 01 Ağustos, Ankara.
İmmet, İ.E., 2016. Atık su Arıtma Tesisleri Yer Seçiminde Jeoteknik Çalışmalar, Edirne Projelerinden Örnekler. Devlet Su İşleri Jeoteknik Semineri, Antalya.
Kale, K., 2016. Edirne Keşan Atık Su Arıtma Tesisi İlave Jeoteknik Çalışma Raporu, Edirne.
Maden Tetkik Arama Genel Müdürlüğü (MTA), 2018. Diri Fay Haritası, Erişim: 01.11.2018.
Ökten, S., Zorlu, B., 2017. Niğde Atık su Arıtma Tesisi Zemin İyileştirme Raporu, Ankara.
Yıldırım, C., Kaygusuz, M.A., Başer, G., Khorshtd, T., Arslan, D., Akmaz, D., Ünlü, E., Güneş, F., Aslan, A.C., Damar, H., Koçan, B., 2018. Erzincan İçme Suyu ve Arıtma Tesisi Yeri Seyahat Raporu, Erzincan.

İleri Arıtılmış Atıksularla Akiferlerin Beslenmesi

Aquifer Recharge with Treated Waste Water

Mircan ACAR

İstanbul Su ve Kanalizasyon İdaresi Genel Müdürlüğü (İSKİ), 34060 Eyüpsultan, İstanbul (macar@iski.gov.tr)

ÖZ: Bu çalışmada İSKİ atıksu arıtma tesislerine gelen evsel atıksuların ileri arıtma teknikleri kullanılarak arıtıldıktan sonra, yeraltısu seviyesinin oldukça düşük olduğu Bakırköy havzası başta olmak üzere benzer durumdaki diğer havzalarda bulunan akiferlerin suni yollarla beslenmesi ve yeraltısu seviyesinin yükseltilmesi konu edilmiştir. Hâlihazırda dünyanın birçok yerinde uygulanmakta olan örnekler başta olmak üzere, yeraltısuyunu besleme yöntemleri irdelenmiş ve bu yöntemlerin uygulanması için gerekli planlama adımları özetlenmiştir. İSKİ bünyesinde ciddi rakamlarla yapılan yatırımlar neticesinde ileri arıtma yöntemleriyle elde edilen geri kazanılmış suların neredeyse tamamı derelere ve denizlere deşarj edilmektedir. Tatlı suya duyulan ihtiyacın gelecek çeyrek asırda daha da fazla olacağı göz önünde bulundurulduğunda, arıtılmış suların bir kısmının yeraltında depolanması, atıksuyun arıtılması için harcanan emek ve paranın yanında oldukça mütevazı kalan yeraltısuyunu besleme maliyetleri yeni projelere eklenmek suretiyle, geleceğe yatırım olacak ve 2053 yılı hedeflerine ulaşmada önemli katkı sağlayacaktır.

Anahtar kelimeler: Yeraltısıyunu besleme, akiferde depolama, doğrudan deşarj, sızdırma

ABSTRACT: *In this study, recharge of aquifers by artificial methods and increasing of ground water level particularly in Bakırköy Basin with further treated domestic waste water in treatment plants belonged to İstanbul Water and Sewerage Administration (İSKİ), are untreated. Groundwater recharge methods many parts of the world, have been summarized and the planning steps necessary for the implementation of these methods are discussed. As a result of the investments made with significant amount of money, almost all treated water obtained by advanced methods are being discharged into streams and sea. However, considering the increasing need for fresh water, the storage of some treated water in underground will be investment for future and adding the feed costs of groundwater to the new projects which will be quite modest comparing to the labor and money spent for treatment will provide an important contribution to the targets of year 2053.*

Keywords: *groundwater recharge; storage in aquifer; direct recharge; percolation*

1. GİRİŞ

Nüfusu hızla artan gezegenimizde tatlı suya duyulan ihtiyaç, yeraltısu seviyesinin çeşitli sebeplerden dolayı düşmesi ile meydana gelen olumsuzluklar, uzun vadede tatlı suyu korunaklı şekilde depolama ihtiyacı ve sürdürülebilirlik sorunlarından dolayı yeraltısuyunu doğal olmayan yöntemlerle besleme fikri özellikle son 20 yılda dünya gündeminde yer almaktadır.

2012'de resmi gazetede yayınlanan "Yeraltı Sularının Kirlenmeye Ve Bozulmaya Karşı Korunması Hakkında Yönetmelik" gereğince, deşarj edilecek suyun kalitesi ne olursa olsun yeraltısularına doğrudan deşarjına izin verilmemektedir. Ardından sırasıyla 2015 ve 2017 yıllarında yapılan yeni düzenlemelerde, kirletici faktörler ile takip ve tanımlar iyileştirilirken, deşarj hakkındaki kısıtlamalar devam etmiştir Ülkemizde konu ile ilgili olarak mevzuat kısmında önemli kısıtlamaların olmasıyla birlikte, dünyanın birçok yerinede akiferlerin arıtılmış atıksu ile beslenmesi, bazı zorunlu düzenleyici tedbirlerle birlikte uygun görülmektedir. Özellikle Avrupa'nın Akdeniz'e kıyısı olan ülkelerinde ve İngiltere'de 2003 yılında yaşanan kuraklığa bağlı olarak, tarımsal alanların yeterince sulanamaması ve kurak yerlerdeki yatırımların azalması neticesinde oluşan ekonomik zararın bilançosu 8,7 milyar € olduğu gözlenmiştir. Aynı yıllarda ve takip eden yıllarda ülkemizde de kuraklığın etkileri hissedilmiş ve yeraltısuyuna olan talep artmıştır. Bunun neticesinde açılan sayısız kaçak kuyular ve kontrolsüz yeraltısuyu kullanımı bazı bölgelerde çökmelere neden olurken, İstanbul Bakırköy'de yer altı su seviyesinin -10 lardan -200 kotlarına kadar düşmesine neden olmuştur.

Bu çalışmada dünya üzerindeki muhtelif ülkelerde uygulanmış ve uygulanmakta olan yeraltısuyu suni besleme yöntemlerinden örnekler sunulmuştur. Bu örneklerden bazı ülkelerin arıtılmış atıksuyu kullanmada % 75 oranlarına kadar çıktığı görülmektedir. Günümüzde Singapur ileri arıttığı suları ters ozmoz ünitelerinden geçirdikten sonra, şişeleyip marketlerde içme suyu olarak pazarlamaktadır. Bununla birlikte bazı yaşanmış olumsuzluklar göz ardı edilmemeli ve herhangi bir yeniden kullanım alternatifi için akiferi besleme suyu kalitesinin etkin bir şekilde denetlenmesi gerekli ve önemlidir. Su kalitesinin garantisi kamu tüketicileri tarafından kabul edilebilirliğini kesinlikle arttıracak ve toplumdaki önyargıları da kıracaktır.

Her yöntemin amacı tarımsal sulama, içme suyu rezervlerini koruma, depolama, tuzluluğu azaltma gibi farklı olabileceğinden, uygulanacak doğrudan besleme yöntemi, ihtiyaca binaen aşağıda ayrıntısı verilen planlama adımları ve araştırmalar sonunda seçildikten sonra uygulamaya geçilmesi uygundur. En önemlisi doğal yolla geri kazanımında gerekli olan zamandan tasarruf sağlamak ve yağmur sularının çok daha az kayıpla toprak tarafından emilimini hızlandırmak olan bu yöntemlerin her biri halihazırda İstanbul'da mevcut atıksu arıtma sistemlerine kolaylıkla entegre edilebilir olduğundan gelecekte yaşanabilecek muhtemel su kıtlığı sıkıntısına alternatif çözümler üretilebilecektir.

Atıksu Arıtma Tesisleri Teknik Usuller Tebliği (20 Mart 2010)'ne göre arıtılmış atıksuların Geri Kazanım Maksadına Göre Uygulabilecek Arıtma Sistemleri tablosunda sulama suyu kullanım kriterleri ve yeraltısuyu besleme kriterleri tanımlanmıştır. Ancak bu kritelere göre dahi henüz bir uygulama yapılmamaktadır.

2. BAKIRKÖY HAVZASININ SON DURUMU

Havza 19. Yüzyılın sonlarından bu yana yerli ve yabancı birçok araştırmacı tarafından incelenmiş, bu çalışmalarda bölgede bulunan fosiller incelenmiş formasyonların (Bakırköy, Güngören, Çukurçeşme, Kırklareli, Trakya formasyonları) yaşları, litolojileri belirlenerek adlandırılma yapılmış, jeolojik haritaları hazırlanmış ve hangi formasyonun yer altı suyu barındırdığı, bu formasyonlardaki akiferlerde yeraltısuyu seviyeleri belirlenerek etütleri yapılmıştır. Daha 1965 yılında D.S.İ. Yeraltısuları Dairesi tarafından hazırlanan "Yeraltısuyu Rezerv Raporu" na göre bölgede çekilebilecek su miktarının $2.4*10^6$ m^3 olduğu hesaplanmış, belgeli kuyular ile beslenmeden daha fazla su çekildiği tesbit edilerek yeni kuyu açılmaması gerektiği belirtilmiştir. Ancak takip eden yıllarda kaçak kuyular da dahil olmak üzere kuyu açılmaya devam edilmiş ve bölge akiferlerinde su seviyesi 2006 yılı itibariyle -200 kotlarına kadar gerilemiştir (Çizelge 1).

Çizelge 1. Jeolojik birimlerin hidrojeolojik özellikleri (Taşdan, 1996).

Zaman	Formasyon	Kalınlık(m)	Litoloji	Hidrojeolojik özellikleri
Holosen	alüvyon	5-10	kumlu siltli kil arada seyrek çakıl	*Orta Akifer*(beslemesi az ve kirlenmiş)
Miyosen	Bakırköy	15-20	tebeşirimsi marnlı kireçtaşı ve kiltaşı	*Orta -Zayıf Akifer* (çoğu kirlenmiş)
	Güngören	30-70	aşırı konsolide kil ve silt	*Geçirimsiz*
	Çukurçeşme	20-30	çakıllı kum ve silt	*İyi Akifer*(kumlu ve çakıllı ancak çoğu yerde aşırı çekim nedeniyle tükenmek üzere
Eosen	Kırklareli	60-80	sırasıyla üstten alta doğru; şeyl, killi kireçtaşı, resif ireçtaşı, şeyl, kum + kil	İyi Akifer(resifal kireçtaşı); Zayıf Akifer hatta Geçirimsiz(diğer birimler)
Karbonifer	Trakya	1500-2000	ardalanan kumtaşı, grovak, kiltaşı, silttaşı, merceksel kireçtaşı	sıkı ve sert *Geçirimsiz Temel* yerel olarak pek az su alabilir

3. İSKİ ATIKSU ARITMA VERİLERİ

İstanbul Su ve Kanalizasyon İdaresi atıksu arıtma ile ilgili özellikle 2010 yılından bu yana büyük atılımlar yapmış Ataköy, Ambarlı, Büyük Çekmece, Silivri ilçelerinde ileri biyolojik atıksu arıtma tesislerinin açılışını yaparak işletmeye almıştır. Ayrıca Asya yakasında 1998 ve 2000 yıllarında işletmeye alınan Tuzla ve Paşaköy İleri Biyolojik Atıksu Arıtma Tesislerine ise, *bantlı çamur kurutma*, *UV Dezenfeksiyon*, *Koku Giderim, Atıksu Takip Laboratuvarları* gibi ilave üniteler ekleyerek tesislerini kapasite yönlerinden sürekli geliştirmiştir. Ayrıca, Avrupa ve Asya Bölgesi köylerinde ilave tesisler devreye alarak tesis sayılarını da arttırmıştır. Halihazırda evsel atıksu nitelikli Paşaköy tesisinde arıtılan su Maltepe–Tuzla sahil bandının sulamasında kullanılmaktadır (Çizelge 2). İSKİ Atıksu Arıtma Dairesi'nin 2018 yılında İstanbul genelinde yaptığı atıksu arıtma verileri kısaca özetlenmiştir (Çizelge 2). Buna göre Avrupa Bölgesinde kapasitesi en yüksek olan Ataköy İBAAT Bakırköy, Bahçelievler, Bağcılar İlçelerinin tamamı ile Küçükçekmece ve Gaziosmanpaşa İlçelerinin bir bölümünden Ayamama ve Tavukçu derelerinde toplanan atıksuyu kolektörler marifetiyle bünyesine alarak ileri arıtma teknikleriyle arıttıktan sonra denize yakın bir noktadan yine Ayamama Deresine deşarj etmektedir.

Çizelge 2. 2018 yılı arıtma verileri (İSKİ Faaliyet Raporu).

İSKİ ileri biyolojik atıksu arıtma tesisleri		Kapasite günlük (m^3/gün)	Ortalama arıtılan su miktarı (m^3/gün)	Toplam arıtılan (m^3/yıl)
Avrupa	Ataköy İBAAT	600.000,00	411.250,00	150.106.337,00
	Ambarlı İBAAT	400.000,00	336.820,00	122.939.444,00
	Büyükçekmece İBAAT	132.500,00	77.193,00	28.175.539,00
	Silivri İBAAT	36.500,00	18.621,00	6.796.710,00
	Selimpaşa İBAAT	70.000,00	36.174,00	13.203.577,00
	Çanta İBAAT	52.000,00	12.891,00	4.705.322,00
	Tekos İBAAT	1.730,00	1.425,00	520.223,00
Asya	Tuzla İBAAT	250.000,00	362232	132214575
	Paşaköy İBAAT	200.000,00	190.598,00	69.568.148,00
			Toplam:	528.229.875,00

Ayrıca 2018 yılı sonunda, bu tesisin çıkış sularının deşarj edildiği nokta öncesinde dezenfekte edilmesi ve renk gideriminin sağlanması amacıyla 10.000 m^3/gün kapasiteli, 2.000 gr/saat O_4 (oxozone) üretimiyle 200 l/dk oksijen akışına sahip bir dezenfeksiyon ünitesi kurulmuştur. Avrupa'nın ikinci büyük kapasiteli tesisi olan *Ambarlı İBAAT*, İstanbul'un Avcılar, Esenyurt, Beylikdüzü, Bahçeşehir, Firuzköy, Gürpınar, Yakuplu, Kavaklı bölgelerinden gelen atıksuları kolektörler vasıtasıyla bünyesinde toplayarak arıttıktan sonra çevreye zararsız bir şekilde yine denize yakın bir noktadan Haramidere'ye deşarj etmektedir. Ayrıca bu tesiste, halihazırda inşaatı devam *Geri Kazanım Suyu Ünitesi'*nin ilk kademesi 25.000 m^3/gün (mevcut planlama) kapasiteli olup ikinci kademede kapasite 50.000 m^3/gün'e çıkarılacaktır. Geri kazanım suyu, tesisin çıkış suyunun ultrafiltrasyon ünitesinden geçirilmesi ve klorla dezenfeksiyonuyla elde edilecektir. Bu ünitede tesiste arıtılmış atıksu, sırasıyla Mekanik Filtreler, Aktif Karbon ve Ultrafiltrasyon gibi aşamalarından geçerek nihayetinde tesisin çıkış suyu, *Teknik Usuller Tebliği*'nde belirtilen A sınıfı su kalitesinde olacaktır.

Asya Bölgesinin en büyük kapasiteli tesisi olan Tuzla İBAAT'a Tuzla, Pendik, Kartal, Maltepe, Dragos bölgelerine ait atıksular ileri arıtıldıktan sonra -46m kotundan Marmara Denizi'ne deşarj edilmektedir. Asya Bölgesinin ikinci büyük kapasiteli Paşaköy İBAAT, Ömerli Havzasındaki yerleşim bölgelerinden toplanan atıksuları arıtmakta ve çıkış suyunu 6 km uzunluğunda bir tünel vasıtası ile Riva deresine ve bu yolla Karadeniz'e deşarj etmektedir. Paşaköy İBAAT ta ileri biyolojik arıtılılan sular, Kum filtrasonu ve UV Dezenfeksiyon Ünitesine verilmektedir. Bu sayede çıkış suyu kalitesi, endüstride kullanma suyu ve/veya sulama suyu olarak da kullanılabilme seviyesine getirilmektedir. Dezenfeksiyon sonrası arıtılmış suyun fekal koliform değeri "Atıksu Arıtma Tesisleri Teknik Usuller Tebliği", sınıf A kriterlerini sağlamaktadır (Şekil 1).

Şekil 1. UV Dezenfeksiyon Ünitesinden sonra tesis çıkış suyu akvaryuma verilmektedir.

4. YERALTISUYU BESLEME YÖNTEMLERİ VE DÜNYA ÜLKELERİNDEKİ UYGULAMALARI

4.1. Yayılma, Sızdırma, Çöktürme Yapıları

Sızdırma yöntemleri arıtılmış atıksularla yapılabildiği gibi akıllı bir sistemle toplanmış yağmur suları ile de yapılmaktadır. Yayılma veya sızdırma yöntemlerine izin veren koşullar nispeten nadirdir. Genellikle geçirgenliği düşük tabakalar, arazi yüzeyi ile su tablası arasında uzanır. Sızdırma yöntemleri topografya ve litolojiye bağlı olarak kendi içinde çok çeşitlilik göstermektedir. Sızdırma yöntemlerindeki çeşitlilik uygulandığı ülkenin ihtiyacına, yağış durumuna, hidrojeolojisine hatta uygulayıcının pratik zekâsına göre daha da artmaktadır.

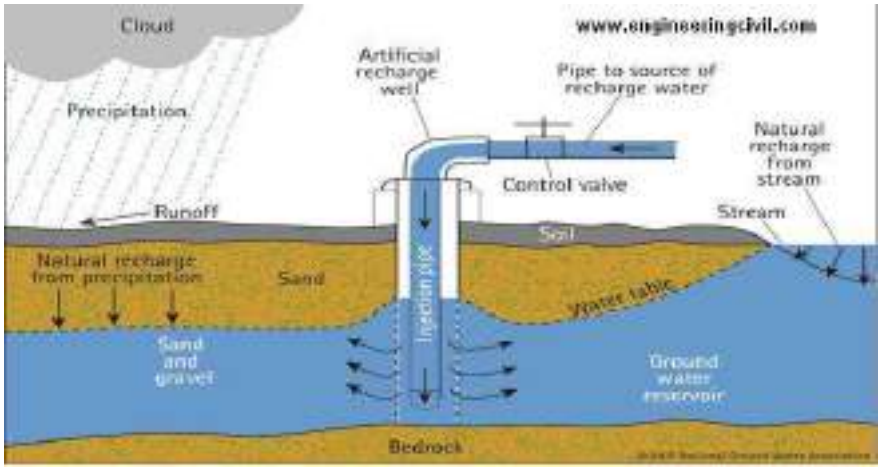
Yağmursuyu toplama sistemleriyle akiferin beslenmesi için Arjantin'de sızdırma havzaları ve kanalları gibi yapılar Tulum Vadisi'ndeki 10 hm^3 lük akiferi beslemek için kullanılmıştır. Su tuzakları yine Arjantin Mendoza'da kullanılmıştır. Yöntem kısaca dere yataklarındaki sızdırma oranını arttırmak için kısa aralıklarla mini setler kurularak uygulanmaktadır. Jameika'da yüzey akıntılarının toplanarak karstik boşluklara verilmesi uygulaması çokça kullanılmış ve bu yolla akiferdeki kirlilik ile tuzlu su girişimi önemli ölçüde engellemiştir.

Atıksuların arıtılarak geçirimli yüzeyler boyunca akifere sızdırlması yöntemi birçok ülkede kullanılmıştır. Avrupa'dan bir örnek verilecek olursa Belçika'da Kuzey Denizi kıyısındaki Koksijde şehrinde 2002 yılından bu yana evsel atıksular bir arıtma tesisinde (Wulpen WWTP) arıtıldıktan sonra bölgedeki bir akiferi beslemektedir. Suyun akiferde bekleme sür**esi** 40 gün kadardır. Bu işlem yıllar içinde YSS nin düşmesiyle tuzlu su girişimi olan bu yerde hem bu sorunu ortadan kaldırmak hem de ileriki yıllarda içme suyu rezervini korumak için yapılmıştır. Avrupadan başka bir örnek İtalya'nın Nardo şehrindedir. 12.000 m^3/gün kapasiteli biyolojik arıtılan sular, akifere tuzlu su girişimini engellemek için açık bir kanalla taşınarak doğrudan akifere enjekte edilmektedir. Çin'in başkenti Pekin'de ileri arıtılmış atıksular, 500 m^3/gün kapasiteli yavaş ilerleyen kum filtresinden sonra, doğrudan akifere verilmek üzere sızdırma kuyularına pompalanmaktadır. Aynı zamanda 150 m^3/gün kapasite ile kum filtreden pompalanamayan sular da yine akiferi beslemeye devam etmektedir. Ayrıca, İsrail'in Negev bölgesinde, Güney Afrika Atlantis'te, Amerika Los Angeles'ta (Montebelle Forebay Project), ve Kıbrıs gibi ülkelerde ise uzun yıllardır kulanılan bir yöntemdir (Şekil 2). Bu yolla geri kazanılan sulardan genellikle tarımsal sulama başta olmak üzere, akifere tuzlu su girişimine engel olmak için ve kentsel kullanımda yararlanılmıştır.

Şekil 2. Güney Afrika Atıksu Sızdırma (Atlantis) (Murrey, 2007).

4.2. Enjeksiyon Kuyuları

Tek bir sondaj kuyusu ile hem enjeksiyon hem çekim işlemi (ASR) yapılabildiği gibi, Enjeksiyon ve çekim işlemleri farklı kuyulardan da yapılabilmektedir.(ASTR). Bu yöntem, yüzey kullanım alanının sınırlı olduğunda ya da yüzey ile akifer tabakası arasında geçirimsiz bir katmanın olduğu durumlarda avantaj sağlamaktadır.



Şekil 3. Direk Enjeksiyon Kuyu Modeli (Shaikh vd., 2010).

Bu yöntem, California, Orange County'de yüksek oranda arıtılmış belediye atık sularını içeren enjeksiyon projesidir. Enjekte edilen su, akifere deniz suyu girişine engel teşkil eder, fakat aynı zamanda içme suyu temini akiferlerine de girmektedir. Proje 1976'dan beri faaliyette olup, ileri atık su arıtma işlemlerinin kabiliyeti ve güvenilirliği hakkında önemli veriler sağlamıştır. Yine El Paso, Teksas'ta geri kazanılmış belediye atık sularını kullanarak içme suyu temini akiferinin kapasitesini arttırma amaçlı olan ilk enjeksiyon projesidir (Şekil 3).

Israel'in mazisi ise 1950'li ve 60'lı yıllara dayanmaktadır. (Soil Aquifer Treatment – SAT) (Tal, 2013). Şu anda ülkede %75 oranında su geri kazanım oranı bulunmaktadır. Israil Geri kazanılmış suları tarımsal sulama, tuzlu su girişimine mani olma ve hidrolik açıkları azaltma gibi birçok alanda kullamaktadır. (Yeraltısuları Politikası, 2000)

5. YÖNTEMLERİN AVANTAJLARI VE DEZAVANTAJLARI

Avantajları kısaca;

- Sahil akiferlerine tuzlu su girişimini engellemek
- YSS nin düşmesiyle meydana gelen yüzeysel deformasyonların önüne geçmek
- Gelecekteki yeniden kullanımlar için arıtılmış suyun depolanmasını sağlamak
- Yüzey suları için gerekli boru hattı ve kanal ihtiyacını azaltmak
- Yüzeysel depolamada buharlaşma, yosun ve sudaki canlılar nedeniyle ortaya çıkan tat koku problemlerini elimine etmek
- Toprak neminin de artmasıyla birlikte bitki örtüsü çeşitliliğinin artması
- Tuzluluğu düşürmek ya da kirliliği azaltmak gibi akifer içindeki suyun kalitesini arttırmak
- Akiferin sürdürülebilir verimini arttırmak ve sulak alan ekosistemin devamlılığını sağlamak
- Uygulaması oldukça basit ve nispeten ekonomik olması
- Yüzey sularının doğal yolla geri kazanımında gerekli olan zamandan tasarruf sağlamak..

Dezavantajları;

- Gerekli yasal düzenleme ya da kuyuları korumaya yönelik mali teşvik gibi uygulamaların olmaması durumunda kuyu sahipleri ya da işletmelerin inisiyatifiyle yeraltısuları kirlilik kaynakları haline gelebilir.

- Toplumsal önyargılar,
- Arıtma yapılmadan tarımsal alanlardaki ya da otoyollardaki yüzey sularının direk enjeksiyonu sağlık riski taşımaktadır.
- Enjeksiyon suyunun uygulamadan önceki kalite kontrollerinin ihmali ve arıtılmış sularda rastlanan hormonlar, antibiyotikler ve eser metaller
- Yeteri kadar suyun enjekte edilemediği durumlarda fizibil olmadığından getireceği mali yük
- Akifer hidrojeolojisinin yeterince araştırılmaması
- Su kapanları kurulan proje sahalarında toprak veya su yapısının bozulması durumlarında çevreye olabilecek olumsuz etkileri..

6. PLANLAMA ADIMLARI

Hedef akiferin kuraklık gibi doğal bir sebepten mi yoksa insan kaynaklı aşırı çekim nedeniyle mi yeterince su bulundurmadığı tespit edildikten sonra kullanım amacı belirlenmelidir. Yani tuzlu su girişimine engel olma, tarımsal sulama, kent içi kullanım, çevresel faktörler, ileriye dönük depolama gibi nedenlerin hangileri için yapılacağına karar verilir.

Amaç belirlendikten sonra yönteme karar vermek gerekmektedir. Önce, hedef bölge jeomorfolojisi ve kullanım durumuna bakılır. Bunlar ulaşım sorunları, izinler açısından önemlidir. Bu adımdan sonra beslemek istediğimiz akifer ile ilgili hidrojeolojik etütlerin yapılması gerekmektedir. Bu etüdlerde, akiferin bünyesine alacağı maksimum su kütlesi, suyun kimyasal özelliği, su tablası, akış yönü, akiferin tabakasının derinliği, kalınlığı ve litolojisi vb. gibi hidrojeolojik özellikleri belirlenmelidir. Ardından akiferin üzerindeki katmanların tanımlamaları yapılmalı geçirimli ve geçirimsiz tabakaların yerleri, kalınlıkları, eğim ve doğrultuları belirlenmeli ve yüzey toprak analizleri yapılmalıdır.

Belirlenen yöntemde besleme suyu yağış ve yüzeyden toplanan sular ise, ayrıca bir dezenfeksiyon gerekip gerekmediği ve yıllık yağış oranları ve toplama noktaları ile akifere enjekte edilecek noktalar arasındaki mesafeler belirlenmelidir. Belirlenen yöntemde besleme suyu arıtılmış atıksular ise günlük/ yıllık arıtma kapasiteleri, arıtma değerleri, arıtma tesisi çıkışı ve besleme noktalarının lokasyoları belirlenmelidir.

Yukarıdaki tespitlerin ardından, maliyet hesapları çevre ve insan sağlığı faktörleri göz önünde bulundurularak yapılır. Uygulanmayı mali yönden destekleyen kaynaklar ve bu kaynakların devamlılığı değerlendirilir.

Son olarak anlaşmaların / sözleşmelerin detaylarının arıtma tesisi yöneticisi ve taraflar arasındaki ilişkileri düzenleyen ve görev ve sorumluluklarını tanımlayan, operatörün gerekli yasal zorunluluklara uymasını sağlamak için kontrol ve izleme için sistemler kurmak şartlarıyla, kullanıcılar tarafından imzalanması sağlanmalıdır.

Netice itibariyle yapılacak uygulama her proje için; talep, kaynak, akifer hihroliği, su kalitesi, uygulanır yöntem, çevresel faktörler, kanuni düzenlemeler, ekonomi, teknik kapasite ve kurumsal organizasyon yönlerinden ayrı değerlendirmeye tabi tutularak planlanmalıdır.

7. SONUÇ

Tatlı su ihtiyacının gelecekte daha da artacağı tüm otoritelerin hemfikir olduğu bir konudur ve bu ihtiyaç listenin en başına yerleştirilmektedir. Hatta çok yakın bir gelecekte tahmini su sıkıntısı çekebilecek ülkeler dahi (Kuzey Afrika, orta doğu ülkeleri, Pakistan, Hindistan ve Kuzey Çin) tespit edilmiştir. Ülkemiz henüz bu konumda olmamakla birlikte 2050 li yıllara gelindiğinde kişi başı kullanılabilir su miktarının yıllık 1000 m^3 ün altına düşeceği öngörülmektedir. Bu da su fakiri ülkelerin kişi başı kullandığı miktara karşılık gelmektedir. Bu durumda yeraltı sularının durumu, özellikle doğal yollardan beslenmesinin oldukça yavaş bir süreç olduğu düşünülecek olduğunda, önem kazanmaktadır.

Yukarıda pilot bölge olarak önerilmek istenen Bakırköy havzasının durumu ve İSKİ'nin atıksu arıtma kapasiteleri ile arıtılmış su kalitesi özetlenmiştir. Buna göre su seviyesi insan kaynaklı aşırı çekim nedeniyle oldukça düşmüş bir yer altı suyu havzasıyla, bu havzayı rahatlıkla besleyebilecek nitelikte ve

nicelikte arıtma yapan iki büyük atıksu arıtma tesisi bulunmaktadır. Yansıra aynı havzada yer alan havalimanı iptal edilmiş ve yerine aynı boyutlarda bir park yapılması gündeme alınmıştır. Bu park alanı içerisinde sızdırma yöntemlerinden bir ya da birkaçının doğal görünümlü pilot uygulamalar şeklinde proje kapsamında değerlendirmeye alınabilmelidir. Ayrıntısı verilen planlama adımlarında yapılacak çalışmalar neticesinde uygulanabilirliği açıklığa kavuşacaktır.

Ayrıca, bahsi geçen örnek çalışmaların dışında uygulamaların dünyanın değişik bölgelerinde yapıldığı ve sonuçlarının ise oldukça umut verici olduğu gözlenmektedir. Sağlayacağı avantajlar ve nispeten makul maliyetler göz önünde bulundurulduğunda, uzun vadede faydası görülecek olup, kanun yapıcılar tarafından konunun yeniden gündeme alınması, özellikle tatlı su ihtiyacının sürdürülebilirliği açısından geleceğe ümitle bakmamızı sağlayacaktır.

8. KAYNAKLAR

Brissaud F., 1999. Groundwater recharge with recycled municipal wastewater criteria for health related guidelines, Hydrosciences, MSE, Univ. Montpellier, France,

Commission of the European Communities, 2000. The water framework directive. Brussels, 23 October 2000 (2000/60/EEC).

Demir Ö., Yıldız M., Sercan Ü., Arzum C.Ş., 2017. Atıksuların Geri Kazanılması ve Yeniden Kullanılması, Harran Üniversitesi Mühendislik Dergisi 2/2.

Department of Water Affairs, 2009. Strategy and Guideline Development for National Groundwater Planning Requirements. Artificial Groundwater Recharge: Recent initiatives in Southern Africa. P RSA 000/00/11609/9 - Activity 4 (AR01), dated January 2010.

Dharmvir, K., 2009. Grandwater Recharge Simulator, Master Thesis, İndian Enstitute of Technology Bombay, Powai, Mombai.

Dos Anjos N.F.R., 2010. Source Book of Alternative Technologies for Freshwater Augmentation in Latin America and the CaribbeanUNEP, Part B, Sec.1.9 Artificial Recharge Of Aquifers, UNEP International Environmental Technology Centre, Osaka/Shiga, Japan.

Murray R., Tredoux, G., Ravenscroft, P., Botha, F., 2007. Artificial Recharge Strategy V.1.3, Sec. B:The Artificial Recharge Concept, Its Application And Potential page:10-11 department of water affairs and Forestry and water research commission.

National Research Council, 1994. Ground Water Recharge Using Waters Of İmpaired Quality(Chapter 6: selected artificial recharge projects:" Washington, DC: The National Academies Press. doi: 10.17226/4780.

Salgot M., Torrens A., 2008. The Future of Groundwater Recharge With Reclaimed Water In The South of Europe, Geological Society, London, Special Publications, 288, 145-168, 18.

Shaikh A., Navale A.N., Gite B., Rathi M.K., 2010. Groundwater Recharge by Waste Water, Amrutvahini College of Engineering, Sangamner University of Pune, Civil Engineering Portal.

Stefano B., 2014. Study on The Legislative Framework Regulating The Recharge of Aquifers with Adequately Treated Wastewater, Project funded by the European Union.

Wintgens T., Hochstrat R., Kazner C., Jeffrey P., Jefferson B., Melin T., 2009. Managed Aquifer Recharge as A Component Of Sustainable Water Strategies, Chapter 8, London UK

Taşdan A., 1996. Bakırköy (İstanbul) Yeraltısuyu Havzasının Tuzluluk ve Kirlenme Modeli, İstanbul Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.

Çoruh Havzası Bayburt – Demirözü Barajında Slurry-Trench Geçirimsizlik Perdesinin Başarısının Kontrolü: Pompaj Test Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Testing the Effectiveness of Slurry-Trench Impermeable Wall in Bayburt - Demirözü Dam in Çoruh Basin: The Evaluation of Pumping Test Results

Murat Mert TOKLU*, Mikdat ÖZMEN, Merve İŞLEK, Aylin Civan ERDOĞAN

*DSİ Genel Müdürlüğü, Jeoteknik Hizmetler ve Yeraltısuları Dairesi Başkanlığı, Ankara (*mertt@dsi.gov.tr)*

ÖZ: Demirözü Barajı; Çoruh Havzasının en batı kesiminde Hart-Sünür alt havzasında ve Bayburt İl sınırları içerisinde yer almaktadır. Demirözü Barajı, Çoruh Nehrini besleyen derelerden Lori deresi üzerine inşa edilmiştir. Sulama amaçlı Baraj projesinin tamamlanmasıyla 11 260 hektar tarım arazisi sulanacaktır. Demirözü Baraj yerindeki jeolojik birimleri; Paleozoik yaşlı metamorfik seri, yer yer diyabaz dayklarıyla kesilen Liyas yaşlı flişler, alüvyon ve yamaç molozları oluşturmaktadır. Baraj gövde alanında ana kaya olarak, flişler ve metamorfik birimler yer almaktadır. Bu birimlerin üzerinde, maksimum kalınlığı 35 m yi bulan çakıl (%43), kum (%35) ve kil (%22) boyutunda malzemeden oluşan, heterojen bir yapıya sahip alüvyon bulunmaktadır. Alüvyonu yaklaşık 3.00 m kalınlıkta bir toprak tabakası örtmektedir. Kil çekirdekli baraj ekseni boyunca sızdırmazlığı sağlamak amacıyla bulamaç hendeği (Slurry-trench) geçirimsizlik önlemi planlanmıştır. Slurry-trench öncesinde gövdenin oturacağı kesimde 10 m derinlikte kaya dolgu ve kil dolgu yapılmıştır. Geçirimsizlik perdesi talvegte 35 m kalınlığındaki alüvyonda 10 m de temel kayaya soketlenmiştir. Sol sahilden 60 m, sağ sahilden 120 m boyunca hem Slurry-Trench hem de ana kayaya enjeksiyon yapılmıştır. Sağ ve sol sahilde Slurry Trench ana kayaya 1.50 m soketlenmiştir. Alınan sızdırmazlık önleminin başarısını kontrol etmek amacıyla, menba tarafından mevcut cut-off drenaj kuyularına ilave olarak 4 adet pompaj kuyusundan yeraltısuyu çekilmiştir. Yeraltısuyu çekimine bağlı seviye düşüm değerleri menba ve mansapta açılan gözlem kuyularında izlenmiştir. Yapılan ölçümlerde, menbadan yüksek bir beslenim olmasına rağmen, yeraltısu seviyesinde 1.23 m düşüm sağlanmış, mansap gözlem kuyularında ise herhangi bir düşüm gözlenmemiştir. Buradan Baraj aksında uygulanan Slurry-Trench sızdırmazlık önleminin başarılı olduğu anlaşılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Çoruh Havzası, Demirözü Barajı, gözlem kuyuları, pompaj testi, slurry trench

ABSTRACT: *Demirözü Dam is located in Hart-Sünür sub-basin in the western part of the Çoruh Basin and within the borders of Bayburt Province. The Demirözü Dam was built on the Lori stream, one of the streams that discharge to the Çoruh River. Upon completion of the the dam, 11 260 hectares of agricultural land will be irrigated in the context of irrigation projects. Geological units at Demirözü Dam site are, the Paleozoic metamorphic series is composed of Liassic flysches, alluvial and slope debris cut by diabase dykes. In the dam body area, flysch and metamorphic units are the main rocks. Above these units, there is a heterogeneous alluvium, consisting of gravel (43%), sand (35%) and clay (22%) material with a maximum thickness of 35 m also there is a 3.00 m soil cover upon itself. Slurry-trench impermeability measure was planned to ensure the imperviousness along the clay core dam axis. Before the slurry-trench application, rock and clay fills were made at a depth of 10 m in the section where the body would stand. The impermeability barrier is connected to the rock at 10 m in the alluvium with a thickness of 35 m in the thalweg. Both Slurry-Trench and main rock were injected 60 m from the left side and 120 m from the right side of the dam project. Slurry Trench on the right and left sides are sockets 1.50 m to the main rock. In order to check the success of the imperviousness measures taken, groundwater was drawn from 4 pumping wells in addition to the existing cut-off drainage wells. Groundwater levels decrease due to groundwater extraction were observed in observation wells that drilled downstream and upstream in the site. In measurements, although there was a high recharge from the upstream, a decrease of 1.23 m was achieved in groundwater level and no decrease was observed in downstream observation wells. It is understood that the Slurry-Trench impermability measure applied on the dam axis has been successful.*

Keywords: *Çoruh Basin, Demirözü Dam, observation wells, pumping tests, slurry trench*

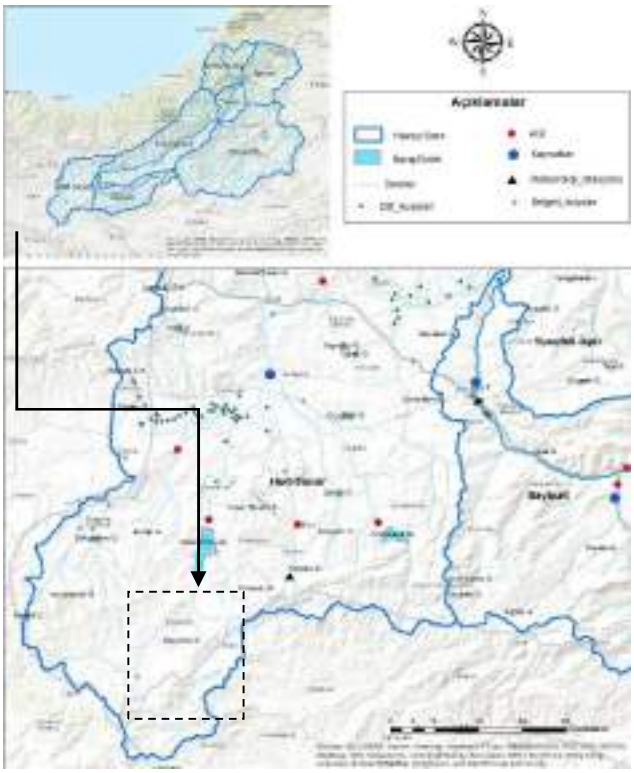
1. GİRİŞ

Artan nüfusa bağlı olarak su kaynaklarına olan talep giderek artmaktadır. Enerji üretimi, tarımsal sulama, içme-kullanma, sanayi, hayvancılık vb. kullanım alanları ile ekolojik dengenin devamlılığı bağlamında su kaynaklarının adil ve sürdürülebilir yönetimi önem kazanmaktadır. Su kaynaklarının sürdürülebilir yönetiminde, birbiriyle etkileşim halinde olan yüzey ve yeraltısuları birlikte değerlendirilmelidir. Hidrolojik süreçlerin önemli ögesi olan bu iki sistem, küresel ısınma ve iklim değişikliğinden daha da olumsuz etkilenmesi beklenmektedir. Türkiye, yarı-kurak iklim bölgesinde yer almakta ve su zengini bir ülke değildir. Son dönemlerde iklim değişikliğinin olumsuz etkileri de görülmeye başlamıştır. Bu bağlamda, su kaynaklarının daha dikkatli ve daha tasarruflu yönetilmesi zorunlu hale gelmiştir. Bu çalışmanın konusunu oluşturan, Çoruh Nehrini besleyen Lori deresi üzerine inşa edilen, Demirözü barajı ile bölgede su kaynaklarının etkin yönetimi sağlanacak, sulama projesi ile tarımsal üretimde verimlilik artacak, kırsal kesimde ekonomik kalkınma ve buna bağlı olarak sosyolojik yapı da gelişecektir.

Baraj eksen yerlerinde temel zemin/kayalardan, gövdeye gelecek yükleri taşıyabilme ve suyu tutabilme özellikleri ile yamaç ve şev duraylılığı beklenir. Çoruh Havzasında inşa edilen Demirözü Barajı mühendislik jeolojisi çalışmaları kapsamında temel zeminleri su tutma sorunu olduğu ortaya çıkmıştır (DSİ Teknik Rapor, 2010). Baraj gövdesi kil çekirdeği altında, eksen boyunca Slurry-Trench (bulamaç hendeği) sızdırmazlık yöntemi uygulanmıştır. Geçirimsizlik perdesi alüvyon ortamda ve talvegte 10 m, sahillerde ise 1.5 m temel kayaya soketlenecek şekilde yapılmıştır. Bu bildiride, baraj gövdesi altında alınan sızdırmazlık önleminin başarısı araştırılmıştır.

2. PROJE SAHASININ TANITILMASI

Demirözü Barajı; Çoruh Havzasının en batı kesiminde Hart-Sünür alt havzasında Bayburt İl sınırları içerisinde yer almaktadır (Şekil 1). Havzada en önemli akarsu Çoruh Nehri'dir. Çoruh Nehri, alt havzanın batı sınırından doğar, Hart-Sünür alt havzasında, Büyükçay, Gökçedere (Pulur), Beşpınar deresi (Lori), Tansini dere, Saruhan deresi (Haho deresi) sularını alarak, kuzeydoğuya doğru hareket ederek, Gürcistan sınırları içinde Karadeniz'e boşalır.



Şekil 1. Proje sahası Yer bulduru haritası.

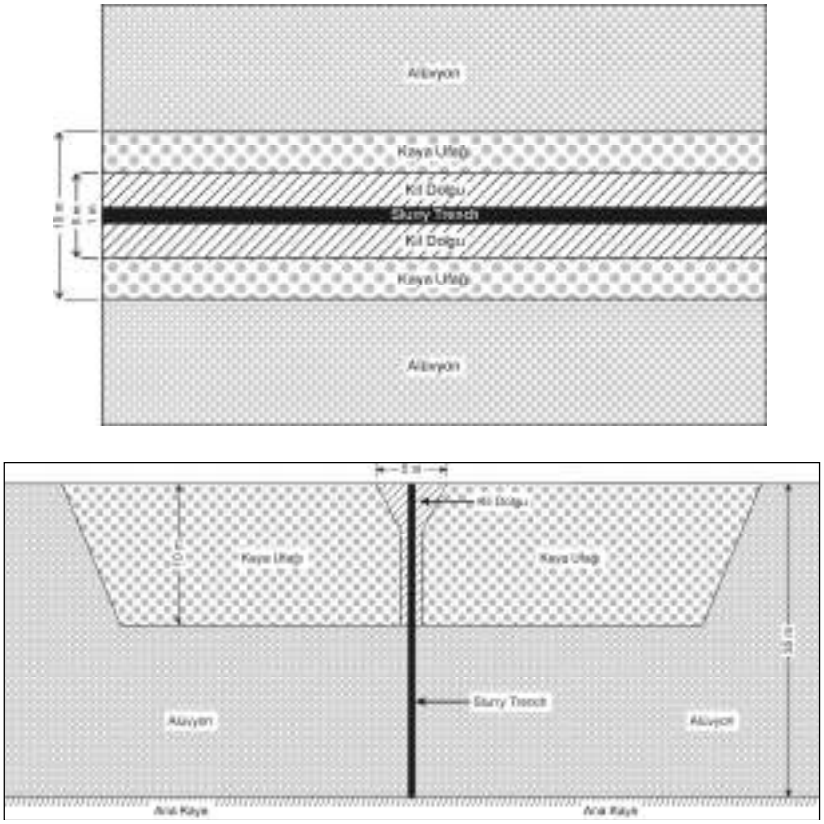
3. BARAJ YERİ ve DOLAYININ JEOLOJİSİ

Demirözü Baraj yerindeki jeolojik birimler; Paleozoik yaşlı metamorfik seri, yer yer diyabaz dayklarıyla kesilen Lias yaşlı flişler, alüvyon ve yamaç molozlarından oluşturmaktadır. Baraj aks yerinde temel kaya metamorfikler ve flişlerden oluşmaktadır. Temel kayalar üzerinde, maksimum kalınlığı 35 m yi bulan çakıl (%43), kum (%35) ve kil (%22) boyutunda malzemelerden oluşan, heterojen bir yapıya sahip alüvyon örtü yer almaktadır. Alüvyon üzerinde ise kalınlığı yer yer 3.00 m'ye ulaşan bir toprak tabakası bulunmaktadır (Esmer, 1998).

4. SIZDIRMAZLIK ÖNLEMLERİ ve BAŞARISININ DEĞERLENDİRİLMESİ

4.1. Baraj Eksen Yerinde Alınan Geçirimsizlik Önlemi

Demirözü Barajında, inşa edilecek olan baraj gövdesi kil çekirdeği altında, baraj ekseni boyunca Slurry-Trench geçirimsizlik perdesi imal edilmiştir. Geçirimsizlik perdesi alüvyon kalınlığı boyunca yapılmıştır, ayrıca 10 m de ana kayaya soketlenmiştir. Alüvyonun maksimum kalınlığı 35 m olup, yamaçlara doğru derinlik azalmaktadır. Slurry-Trench hattının uzunluğu 798 m dir. Sol sahilden 60 m, sağ sahilden 120 m boyunca hem Slurry-Trench hem de ana kayaya enjeksiyon yapılmıştır. Bu bölümlerde ana kayaya soket boyu 1.50 m dir. Slurry-Trench yapılmadan önce gövdenin oturacağı kesimde 10 m derinlikte kaya dolgu ve kil dolgu yapılmıştır. Yapılan dolgunun plan ve kesiti Şekil 2a-b' de verilmiştir.

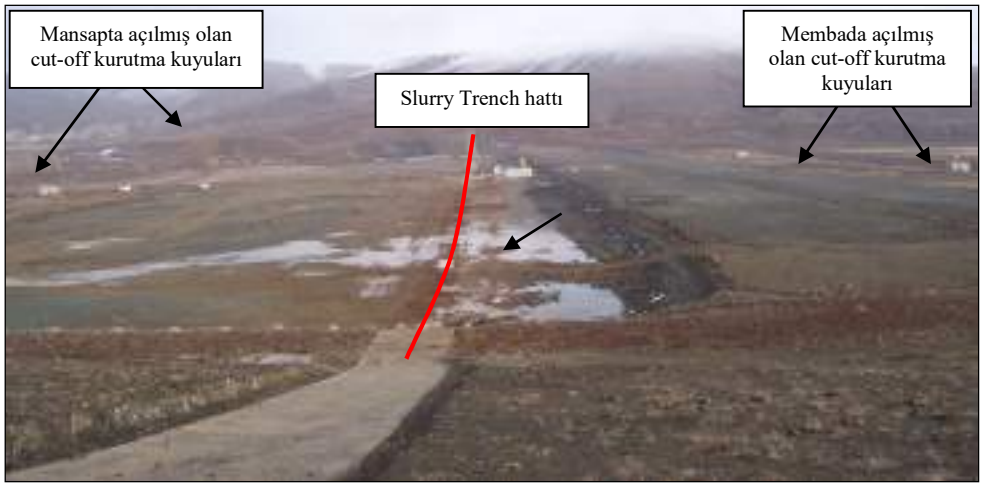


Şekil 2. Geçirimsizlik perdesi bölgesinde yapılan dolgu a) planı ve b) kesiti (Ölçeksiz).

Barajın ilk projesinde, pozitif cut-off yapılması planlanmıştır ve kazı çukurunu kurutmak için memba ve mansaba 52 adet su sondaj kuyusu açılmıştır. Bu kuyular Slurry-Trench perdesinin yaklaşık 120-130 m mesafesindedir. Slurry-Trench çalışması esnasında geçirimsizlik hattının yüzeyden 3 metre kuruda tutulması için bu kuyuların bir kısmı çalıştırılmıştır.

4.1. Pompa Kuyu Yerlerinin Belirlenmesi

Yapılan arazi çalışması sırasında baraj civarı, Slurry-Trench hattı, sağ ve sol yamaç kondüvileri, daha önce açılmış olan 52 adet su sondaj kuyusu (kurutma kuyuları) incelenmiştir (Şekil 3). Slurry-Trench geçirimsizlik testi için tahmini olarak düşünülen kuyu yerleri ve mesafeleri değerlendirilmiştir.



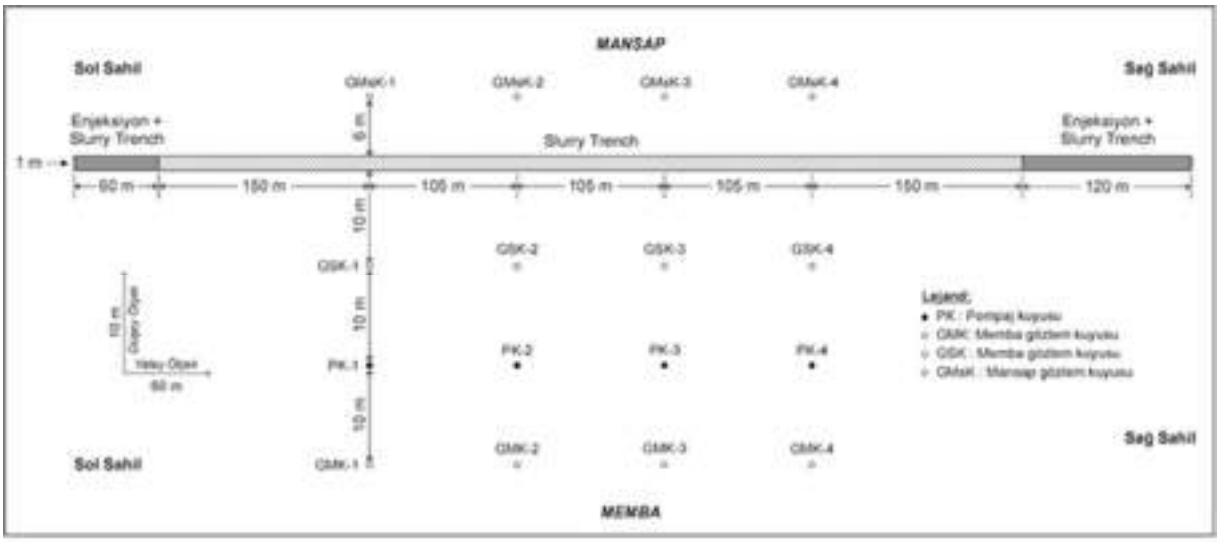
Şekil 3. Baraj yerinin eksen yerinden bir görüntü.

Pompa testi için açılacak olan pompaj ve gözlem kuyularının yerlerini belirlemek amacıyla önceki çalışmalar büroda incelenmiştir. 1998 yılında DSİ Erzurum 8-7. Sondaj Şube Müdürlüğü tarafından Demirözü Çayı etrafında 53101, 53102, 53618 ve 53619 numaralı 4 adet su sondaj kuyusu açılmış ve bu kuyularda pompa testleri yapılmıştır. Pompa tecrübeleri ile ilgili bilgiler, elde edilen düşümler ve sistemin dengeye ulaşma süreleri Çizelge 1' de verilmiştir.

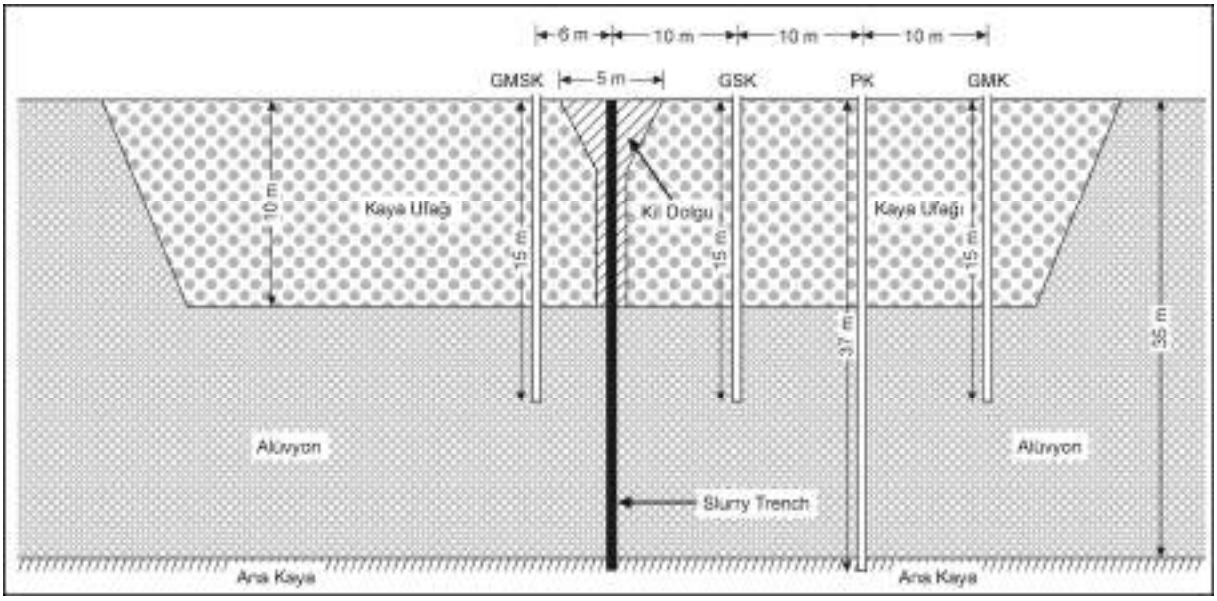
Çizelge 1. 1998 yılında yapılan pompa testi bilgileri.

Kuyu No	Derinlik (m)	Pompaj Debisi Q (lt/sn)	Düşüm (m)	Dinamik Seviyeye ulaştığı süre (dk)
53618	35	17.85	11.7	35
53619	35	17.53	9.75	22
53101	35	17.1	11.4	40
53102	30	12.57	11.06	30

Pompa testi bilgileri incelendiğinde, kuyulardan yüksek debi ile çekim yapılmasına karşın sistemin çok kısa bir sürede dengeye ulaştığı görülmektedir. Bu durumun, kuyuların Demirözü Çayı'na çok yakın açılmasından kaynaklandığı düşünülmektedir. Pompa testi yapılan kuyuların verileri kullanılarak geçirimsizlik deneyi için açılacak olan pompaj ve gözlem kuyularının derinlik ve mesafeleri hesaplanmaya çalışılmıştır. Ancak daha önce açılmış olan kuyuların lokasyonları ve dolayısıyla birbirlerine olan mesafeleri herhangi bir raporda veya kuyu logunda kesin olarak bulunamadığından dolayı, açılacak olan gözlem ve pompaj kuyularının alandaki dağılımı mevcut verilerin yorumlanmasıyla belirlenmiştir. Yapılan değerlendirmeler neticesinde, alüvyonda yüksek bir belenim olmasından dolayı, pompajın memba tarafından yapılması, düşümlerin ise hem membada hem de mansapta gözlenmesi kararlaştırılmıştır. Bu amaçla Slurry – Trench hattının uzunluğu (yaklaşık 800 m) göz önünde bulundurulduğunda, sahada toplam 12 adet gözlem kuyusu, 4 (dört) adet de pompaj kuyusu açılması planlanmıştır. Açılacak olan kuyuların lokasyonları Şekil 4. de verilmiştir. Açılacak olan kuyu yerlerini gösteren kesit ise Şekil 5. de verilmiştir.



Şekil 4. Açılacak olan kuyuların lokasyonları.

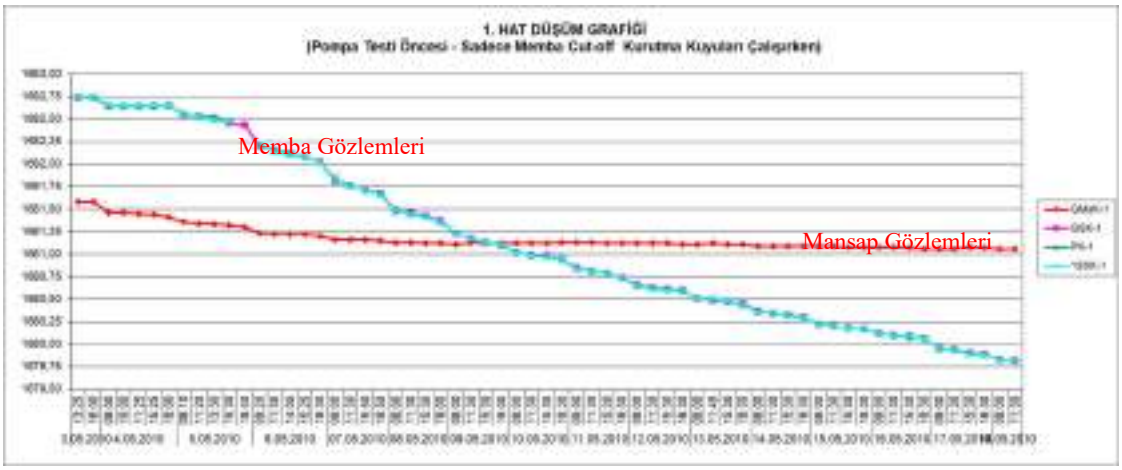


Şekil 5. Açılan kuyu yerleri kesiti.

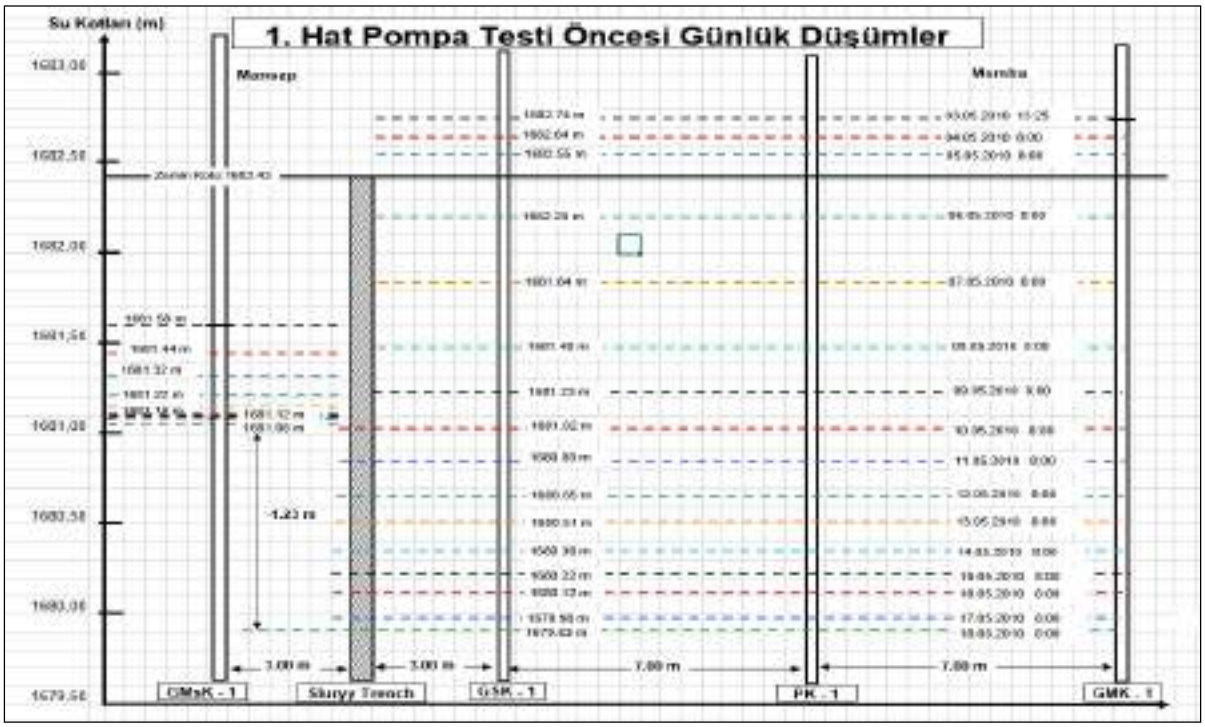
4.2. Pompaj Deneyleri ve Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Membadan çok yoğun yüzey ve yeraltısuyu gelişi olduğu için, pompaj kuyuları ile seviye çok fazla düşürülemeyeceği için, pompa deneyi öncesinde 52 adet memba cut-off kurutma kuyularının çalıştırılarak memba ve mansap arasındaki yeraltısuyu seviyesinin dengeye getirilmesi kararlaştırılmıştır. Sondaj talimatına göre açılmış olan gözlem ve pompaj kuyularında statik seviyeler ölçüldükten sonra, membadaki yeraltısuyu seviyesini düşürmek için 52 adet cut-off kurutma kuyuları çalıştırılmıştır. Pompaj sırasında hem membada hem de mansaptaki tüm kuyulardan yeraltısuyu seviyesi ölçülerek düşümler takip edilmiştir. 15 gün boyunca yapılan ölçümlere ait grafik Şekil 5'te, ölçülen yeraltısuyu kotları da Şekil 6'da verilmiştir. 15 günün sonunda, memba ve mansap arasındaki kot farkı 1.23 m ye ulaşmıştır.

Kurutma kuyuları çalışmaya devam ederken 4 adet pompa kuyusunda da çekim eş zamanlı olarak başlatılarak geçirimsizlik testine başlanmıştır. Belirli zaman aralıklarıyla hem pompaj hem de gözlem kuyularından su seviyesi ölçümleri alınmıştır. Pompa deneyi membadaki yeraltısuyu seviyesi mansaptaki seviyenin yaklaşık 3 m kadar altına düşene kadar 24 saat süre devam ettirilmiştir. Elde edilen düşüm konisi Şekil 7'de verilmiştir.

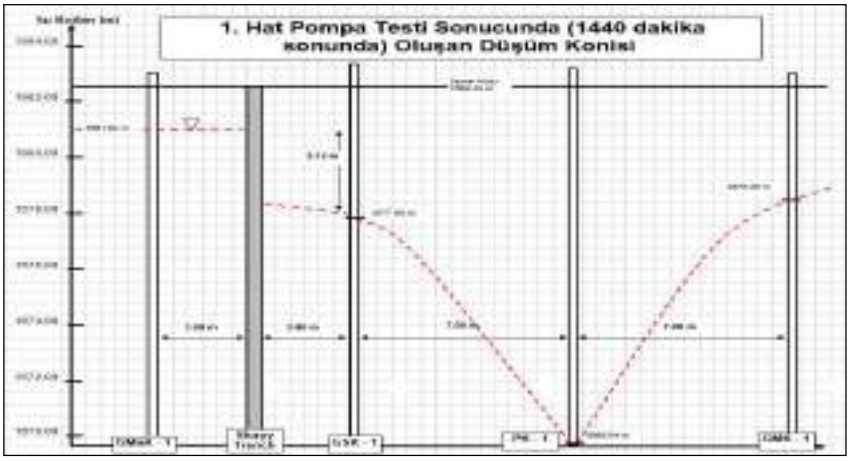


Şekil 6. Cut-off kurutma kuyuları çalışırken ölçülen memba ve mansaptaki yeraltısuyu seviyeleri.



Şekil 7. Cut-off kurutma kuyuları çalışırken ölçülen günlük memba ve mansaptaki yeraltısuyu kotları.

24 saatin sonunda, geçirimsizlik perdesinin başarısının test edilmesi amacıyla çalıştırılan membadaki cut-off kurutma kuyularındaki pompaların ve deney amaçlı çalıştırılan 4 adet pompaj kuyularının (PK-1, PK-2, PK-3 ve PK-4) çalıştırılmasına son verilmiştir. Hemen akabinde ise yine belli zaman aralıkları ile kuyulardaki su yükselim değerleri okunmuştur. Okunan bütün ölçüm değerleri ilgili formlara anında işlenmiş ve deneye son verilmiştir. Yapılan pompa testi sonucunda, 15 gün boyunca yapılan çekimlerle membadaki yeraltısuyu seviyesi mansaptan 1.23 m düşürülmüştür. Buna karşılık mansaptaki su seviyesindeki düşüm sadece 52 cm (0.52 m) olarak gerçekleşmiştir. Pompa deneyine başlandıktan sonra 24 saat boyunca yapılan çekimlerle membadaki yeraltısuyu seviyesi mansaptan 3.12 m düşürülmüş, buna karşılık mansaptaki su seviyesindeki düşüm sadece 2 cm (0.02 m) olarak gerçekleşmiştir. Yapılan test sonucunda membada yüksek düşümler elde edilmiş olup, mansapta göreceli olarak çok daha az düşümler elde edilmiştir. Buradan, Baraj eksen yerinde alınan geçirimsizlik önleminin başarılı olduğuna ve memba ile mansap arasındaki yeraltısuyu ilişkisinin kesildiğine karar verilmiştir.



Şekil 8. Geçirimsizlik pompa testinde 24 saat sonunda oluşan düşüm konisi.

5. SONUÇLAR

Demirözü Baraj gövdesi altında kalınlığı 35 m'ye ulaşan alüvyonun sızdırmazlığını sağlamak amacıyla, temel kayaya talvegte 10 m ve yamaçlarda 1,5 m soketlenmiş Slurry-Trench geçirimsizlik perdesi uygulanmıştır. Geçirimsizlik perdesinin başarısının test edilmesi amacıyla membada açılan pompaj kuyularından yeraltısuyu çekilmeye başlanmıştır. Pompa deneyine başlandıktan 24 saat sonra çekimlerle membadaki yeraltısuyu seviyesi 3.12 m düşürülmüş, buna karşılık mansaptaki su seviyesindeki düşüm sadece 2 cm olarak gerçekleşmiştir. Pompa deneyleri başlandıktan sonra 15 gün süreyle memba ve mansap tarafındaki gözlem kuyularında yeraltısuyu seviyeleri ölçülmüştür. Yapılan değerlendirmelerde membadaki yeraltısuyu seviyesi mansaptan 1.23 m, buna karşılık mansaptaki su seviyesindeki düşüm sadece 52 cm olarak gerçekleşmiştir. Sonuç olarak Baraj eksen yerinde alınan geçirimsizlik önleminin başarılı olduğu görülmüştür.

6. KATKI BELİRTME

Çalışmaya katkı koyan DSİ Genel Müdürlüğü Jeoteknik Hizmetler Dairesi Başkanlığı ve DSİ 22. Bölge Müdürlüğü personeline teşekkür ederiz.

7. KAYNAKLAR

Esmer, N., 1998. Demirözü Barajı Memba Batardosu Altı Alüvyon Enjeksiyonu Sonuç Raporu. Trabzon.

DSİ, 2010. Jeoteknik Hizmetler ve Yeraltısuları Dairesi Başkanlığı Demirözü Barajı Teknik Gezi Raporu, Ankara.

Jeofizik Yöntemlerle Yeraltı Suyu Beslenim Yönlerinin Belirlenmesi, Gökpınar Kaynağı Örneği, Denizli, Türkiye

Determination of Ground Water Recharge System by Using Geophysical Methods, Case of The Gökpinar Spring in Denizli Turkey

Mohamed Salem OUDEİKA[1,2*], Elif Meriç İLKİMEN[2], Suat TAŞDELEN[2], Mahmud GÜNGÖR[3], Ali AYDIN[4]

[1]Tevraghzeina-B61ZRB-Nouakşot, Moritanya
[2]Pamukkale Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Denizli, Türkiye
[3]Pamukkale Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Denizli, Türkiye
[4]Pamukkale Üniversitesi, Jeofizik Mühendisliği Bölümü, Denizli, Türkiye
*(*msoudeika@yahoo.fr)*

ÖZ: Ege bölgesinin en büyük ikinci ili olan Denizli ilinin güneydoğusunda yer alan ve ilin içme suyu ihtiyacının büyük bir kısmının teminindeki en önemli kaynaklarından biri Gökpınar kaynağıdır. Bu çalışmada jeofizik yöntemlerden Çoklu Elektrod Özdirenç (ÇEÖ) ve Elektromanyetik (EM) yöntemleri kullanılarak, bu kaynağı besleyen yeraltı suyu yapılarının beslenim yönleri belirlenmiştir. Çalışmada ilk önce Shlumberger dizilimi uygulanarak ÇEÖ yöntemi ile bölgenin jeolojik ile hidrojeolojik yapısı göz önüne alınarak iki profil alınmıştır. Özdirenç yönteminden alınan veriler RES2DINV ters çözüm programında değerlendirilmiştir. Özdirenç yönteminden sonra EM34-3 elektromanyetik cihazı kullanılarak Dikey Dipol Modunda (VD) iki profil için ölçüm alınmıştır. Her iki yöntemden elde edilen profillerin, değerlendirmelerinin sonucunda bölgedeki geçirimli ve geçirimsiz birimler belirlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Çoklu Elektrot Özdirenç, Elektromanyetik, Yeraltısuyu

ABSTRACT: *Gökpınar is one of the most important drinking water sources of Denizli, which is the second largest province of the Aegean region. In this study the Electromagnetic profiling and Elctrical Resistivity Tomography (ERT) data were acquired in order to investigate the recharge system of the aquiffers present in the study area. Firstly, using Shlumberger array and by taking the geological and hydrogeological aspect of the study area in consideration two ERT profiles were realised. The data obtained from the resistivity method were processed in the inversion program RES2DINV. After the ERT data collection was done the electromagnetic profiling, EM34-3 conductivity meter was used in the Vertical Dipole mode (VD) for the EM data collection. As a result of the evaluation of the profiles obtained from both methods, permeable and impermeable units in the region were determined in fact the groundwater recharge directions in the study area.*

Keywords: *Electrical Resistivity Tomography, Electromagnetic profiling, Groundwater*

1. GİRİŞ

Günümüz dünyasında su kullanımı, nüfus artışı, kentleşme ve sanayileşme gibi birçok faktör nedeniyle gittikçe artmaktadır. Bununla birlikte özellikle sanayileşme, dünyadaki sınırlı su kaynaklarının kirlenmesinde ciddi sorunlara yol açmaktadır. Dünyada bulunan suların %97'si tuzlu, geri kalan %3 ise tatlı sudur. Tatlı suların; %68.3'ü buzullar, %31.4'ü yeraltısuları ve % 1'i de ulaşılabilir sulardır (Matthew, 2019). Doksanlı yıllardan itibaren Denizli ili, ülkenin en hızlı gelişen illerinden biri olmuştur. İldeki su kaynaklarından başta olan Gökpınar kaynağının çevresinde, jeofizik yöntemleri kullanarak yeraltı suyu akış yönlerini belirlenmiştir. Yeraltı suyu araştırmalarında en yaygın olarak kullanılan jeofizik yöntemleri özdirenç ve elektromanyetik yöntemleridir. Çalışma kapsamında Özdirenç yöntemlerinden Shlumberger dizilimi kullanılarak Çoklu Elektrod Özdirenç (ÇEÖ) yöntemi uygulanmıştır. Elektromanyetik yöntemlerden elektromanyetik profilleme uygulanmıştır. Çoklu Elektrod Özdirenç yönteminde 5m aralıklarla 48 elektrot kullanarak 6 profil için ölçümler alınmıştır. Profillerin uzanımları ve konumları arazi şartlarına ve bölgenin jeolojik ve hidrojeolojik özellikleri göz önüne alınarak belirlenmiştir. Elektromanyetik yönteminde Geonics firmasının ürettiği, iki alıcı verici ünitelerden ve iki alıcı verici bobinlerden oluşan EM34-3 cihazı kullanılmıştır. Cihaz, üç farklı verici

alıcı mesafe aralıklarında ve üç frekansta ölçü alabilmektedir (10m mesafesi için 6.4 kHz 20m mesafesi için 1.6 kHz ve 40m mesafesi için 0.4 kHz). Her Frekans için bobinlerin arasında değişik uzunluklarda kablolar kullanılmaktadır. Dikey Dipol modunda (VD), dört profil alınmıştır.

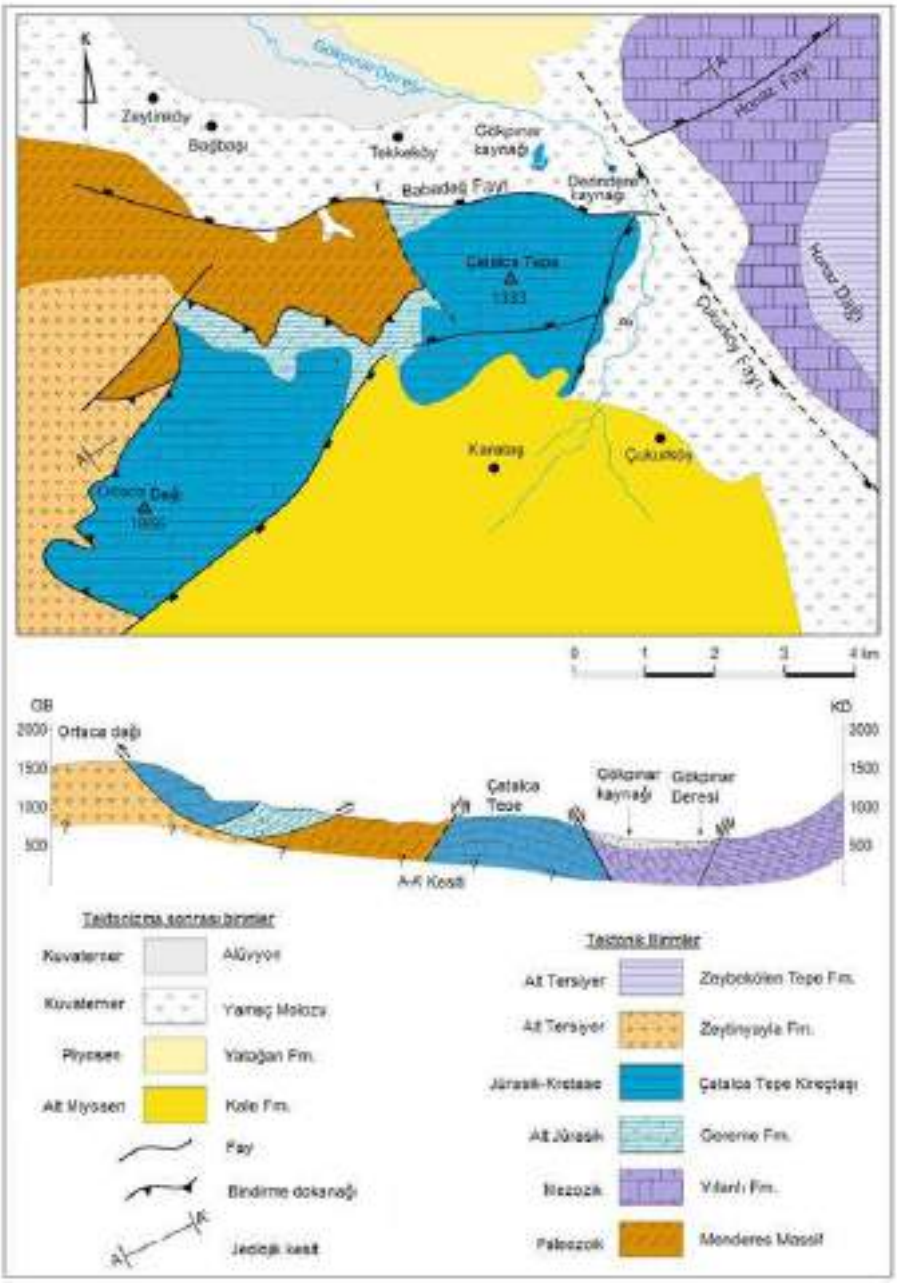
2. GENEL JEOLOJİ VE HİDROJEOLOJİ

Çalışma alanı, Ege Bölgesinin güney sınırında, Denizli il merkezinin güneydoğu kesiminde, Denizli-Muğla karayolu üzerinde, Gökpınar Barajı'nın su toplama havzasının güneyinde ve coğrafi koordinat sistemine göre doğu 29º11'24"- 29º12'21.6" boylamları ile kuzey 37º43'33.6"- 37º44'02.4"enlemleri arasında kalan yaklaşık 1.56 km^2'lik bir alanı kapsamaktadır (Şekil 1).

Şekil 1. Çalışma alanının yerbulduru haritası.

Çalışma alanında bulunan birimlerin yaşı Paleozoyik'ten Holosen'e kadar uzanmaktadır. Bu birimler alttan üste doğru, Menderes Masifi, Yılanlı Formasyonu, Gereme Formasyonu, Çatalca Tepe Kireçtaşları, Zeytinyayla Formasyonu, Zeybekölen Tepe Formasyonu, Kale Formasyonu, Yatağan Formasyonu'dur. Tektonizma sonrası bu birimlerden oluşan genç Alüvyon ve Yamaç Molozları ile eski su çıkış noktalarına bağlı olarak oluşan ve çalışma alanının ismini taşıyan Gökpınar Travertenleri bölgedeki daha yaşlı birimleri uyumsuz bir şekilde örtmektedir (Okay 1986). Havzanın değişik kesimlerinde yaygın olarak yer alan Menderes metamorfitleri, alttan üste doğru gnays, şist, kuvarsit ve mermerlerle temsil edilir (Şimşek, 1982). Yılanlı Formasyonu ise gri açık gri, kalın tabakalı-masif, ince taneli rekristalize kireçtaşlarından oluşmaktadır. Gereme Formasyonu monoton, masif-kalın tabakalı, genellikle gri, koyu gri dolomitlerden oluşur. Yüzeysel ayrışma sonucu oluşan gözenekli cüruf tipi, genellikle gri ve koyu gri dolomitler çok karakteristiktir. Çatalca Tepe Kireçtaşı ise genelde gri, koyu gri, masif-kalın tabakalı kireçtaşlarından ibarettir. Zeytinyayla formasyonu yer yer çok iri kireçtaşı ve serpantinit blokları kapsayan filiş birimidir. Zeybekkölen Tepe Formasyonu rekristalize pelajik kireçtaşı ve şeyllerden meydana gelmektedir. Kale formasyonu haki, kızıl, iyi yuvarlanmış, cilalanmış serpantinit çakılları kapsayan, kum ve silt hamurlu konglomeradan oluşur. Yatağan Formasyonu beyaz, gözenekli, sert gölsel kireçtaşları, gri, grimsi yeşil karbonatlı silttaşı, kumtaşı, çamurtaşı, bazalt ve kömür seviyelerinden oluşur. Gökpınar kaynağı çevresinde bulunan jeolojik birimler genellikle heterojen ve anizotrop özelliktedirler. Bu birimler tektonizma etkisiyle ikincil porizite göstermektedirler. Jeoloji haritasında da görüldüğü gibi bu fay, akifer özellikteki Çatalcatepe Kireçtaşları ile stratigrafik olarak daha üstteki genelde geçirimsiz birimlerin ardalanmasından oluşan Yılanlı Formasyonunu karşı karşıya getirmiştir. Bu şekilde, güneydeki yükselen blokta, üstteki Yılanlı Formasyonu'nun aşınması sonucu alttaki Çatalcatepe Kireçtaşları, atmosfere açılarak yağışlardan doğrudan beslenim özelliği kazanmış, Yılanlı Formasyonu ise kireçtaşlarından kuzeye doğru gerçekleşen yeraltısuyu akışına karşı yanal ve düşey yönde bariyer haline gelmiştir. Bu tektonik yapılanma ile basınçlı akifer özelliği kazanan

kireçtaşlarının taşıdığı yeraltısuları, özellikle ana fay yoluyla yüzeye çıkarak kaynağı oluşturmuştur (Taşdelen vd., 2017; Şekil 2).



Şekil 2. Çalışma alanının jeoloji haritası, (Taşdelen vd., 2017).

3. YÖNTEM

3.1. Çoklu elektrod Özdirenç Yöntemi

ÇEÖ yönteminde 235m uzunlukta ve güney-kuzey yönünde uzanan iki profil alınmıştır. Alınan profillerde elektrod aralığı 5 m olarak belirlenmiştir. Tüm profillerde Shlumberger dizilimi kullanılmıştır. Elde edilen verileri RES2DINV ters çözüm programında değerlendirilmiştir. ÇEÖ yönteminden hazırlanan profiller ÇEÖ-P1 ve ÇEÖ-P2 olarak adlandırılmıştır (Şekil 3).

Şekil 3. Özdirenç profilleri.

3.2. Elektromanyetik Yöntemi

Elektromanyetik yöntemde EM-P1 ve EM-P2 olarak adlandırılan iki tane profil alınmıştır. Alınan profiller ÇEÖ yönteminde yapılan profiller gibi Güney-Küzey yönde uzanmaktadır (Şekil 4). Bütün elektromanyetik profiller VD (Dikey Dipol) Modunda ve ölçü aralığı 5 m olarak alınmıştır. Tüm profillerde alınan ölçüler 1.3 ile 37.9 değerlerin aralarında değişmektedir. Ölçülen bu değerler görünür iletkenlik (mS/m) olarak ve ölçü hattının uzunluğunun (m) fonksiyonu olarak SURFER Programında profiller oluşturulmuştur.

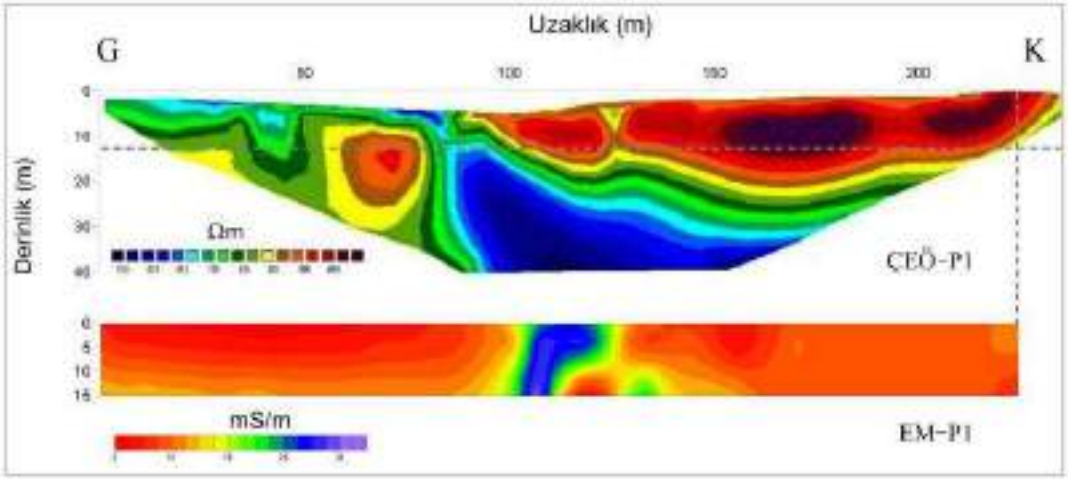
Tablo 2. Elektromanyetik yönteminden alınan profiller

Profil numarası	Görünür iletkenlik maksimum değeri (mS/m)	Görünür iletkenlik minimum değeri (mS/m)	Kullanılan bobin uzaklığı (m)	Profil uzunluğu (m)
EM-P1	35	1.3	10 ve 20	210
EM-P2	29.4	3.8	10 ve 20	160

Şekil 4. Elektromanyetik profilleri.

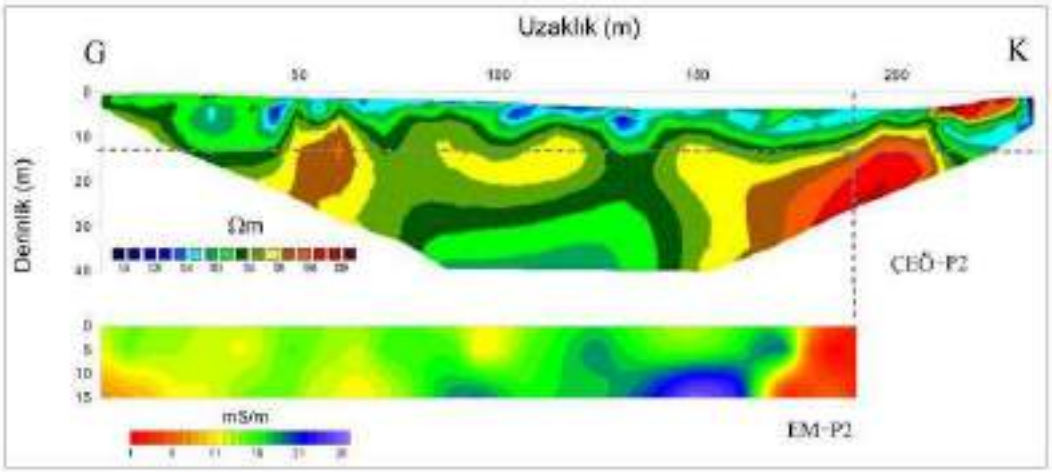
4. TARTIŞMA

Gökpınar kaynağı ve yakın çevresinde yeraltısuyu akım yönünü belirlemek amacıyla, jeofizik yöntemlerden elektromanyetik yöntemle elde edilen profil Şekil 5'de ve Çoklu elektrod özdirenç yöntemiyle elde edilen profil ise Şekil 6'da verilmiştir. Profiller birbiri ile karşılaştırılmış ve bölgenin jeolojik ile hidrojeolojik yapısına bağlı olarak değerlendirilmiştir.



Şekil 5. ÇEÖ-P1 ve EM-P1 profillerinin karşılaştırılması.

Şekil 5'te verilen ÇEÖ-P1 ve EM-P1 profillerinin 80. ve 120. metreleri arasında belirgin ve birbirini teyit eden yüksek iletkenlik ve düşük özdirenç anomalileri görülmektedir. Özdirenç profilinin güney tarafından itibaren 70-80 metreleri arasında yüzeye kadar çıkan ve 15 metreden daha derinlere kadar gözlenen düşük rezistiviteli bölge akifer nitelikteki birim olan Çatalcatepe Kireçtaşlarının kaynağı en yoğun olarak beslediği bölge olarak yorumlanmıştır. Bu birim, profil üzerinde 90-225. metreler arasında, dere tabanı da dahil olmak üzere derenin her iki tarafında yüzeyde gözlenen ve 40 metre derinliğe kadar inen düşük rezistiviteli Traverten ile Yılanlı Formasyonu altına doğru uzanmaktadır. Bu yapılanmanın işaret ettiği normal fay, akifer özellikteki kireçtaşları ile geçirimsiz birimleri karşı karşıya getirerek yatay ve düşey yönlerde yeraltı suyunun akışına izin vermeyen bir bariyer oluşturmuştur. Bu durum, kaynağın, güneydeki kireçtaşlarından yanal olarak besleniminin yanı sıra, basınçlı bir akifer tarafından da beslenme ihtimali olduğunu göstermektedir.



Şekil 6. ÇEÖ-P2 ve EM-P2 profillerinin karşılaştırılması.

ÇEÖ-P2 ve EM-P2 profilleri incelendiğinde, anomalilerin birbirini desteklediği görülmektedir. Her iki profilin başlangıç noktasından itibaren yaklaşık 170. metrelerine kadar ve 15 metre derine inen düşük

özdirenç değerleri izlenmektedir (Şekil 6). Elektromanyetik yöntemden elde edilen iletkenlik kesitine göre daha derinlere inen Çoklu Elektrod Özdirenç yöntemden alınan kesitin ilk 30 metresi yaklaşık 30 derecelik tiltlenme gösteren traverten tabakasının 40. metrelere uzandığı ve bu seviyelerden başlayarak nispeten suya doygun yüzey malzemesiyle devam etmekte olup, güneyden başlayarak çok sığ su girişlerinin 30. metreden sonra sığ su girişleri şeklinde profil boyunca gözlenmiştir. Profilin orta kısmında özellikle yüzey sularının yol doğrultusundan gelip kaynağa döndüğü baş kısmı göstermektedir. Profil sonuna doğru oldukça dirençli bir ortam ve bu ortama gelmeden 40 metre derinliğinden daha aşağıda yüksek iletken seviye belirgin olmaktadır. Profil bitiminde yine tektonik kırık kaynaklı su girişi hemen Denizli – Antalya karayolunun kenarına karşılık gelmektedir.

5. SONUÇLAR

Çalışmalardan elde edilen jeofizik verilerin ışığında Gökpınar kaynağı ve yakın çevresindeki yeraltısuyunun beslenim yollarının belirlenmesi amaçlanmıştır. Kullanılan Çoklu Elektrod Özdirenç ve Elektromanyetik yöntemlerinden elde edilen özdirenç ve iletkenlik kesitlerindeki anomaliler genel olarak birbirini desteklemektedir.

Gökpınar kaynağını güney taraftan kuşatan dağlar (Çatalcatepe ve Ortaca dağı), Çukurköy grabeni ile Büyük Menderes Grabeni arasındaki ''Horst'' özelliğindedir. Bu horstu oluşturan ve Gökpınar tarafına bakan faylar (Babadağ anafayı) yeraltısuyu bakımından zengin olan tepelere düşen yağışları Gökpınar kaynağına doğru kanalize etmektedir.

Gökpınar Kaynağı güneyinde, yeraltı suyu bakımından zengin ve yamaç molozları ile örtülü olan daha küçük boyutlu süreksizlikler mevcuttur. Bunların bir kısmı ana fay aracığıyla dolaylı olarak, bir kısmı da doğrudan, sığ yüzey altı sularını kaynağa taşımaktadır.

Gökpınar kaynağının kuzeydoğusunda Gökpınar Deresi'nin sağ sahilinde, jeoloji haritasında Yılanlı Formasyonu olarak görülen yamaçlardan kaynaklara katkıda bulunacak miktarda önemli bir yeraltı suyu akışı olmadığı öngörülmektedir. Ancak Honaz fayının aktif tektonik yapısı ile bölgede oluşan kırık ve çatlaklı yapı, Gökpınar kaynağının beslenmesine katkıda bulunmaktadır.

6. KATKI BELİRTME

Bu çalışma, Pamukkale Üniversitesi BAP birimi tarafından 2018FEBE010 Numaralı proje ile desteklenmiştir

7. KAYNAKLAR

Ercan, F., 2013. Denizli Gökpınar, Derindere ve Yukarı Santral Kaynakları Koruma Alanlarından Geçen Ankara-Muğla Çevre Yolu Yapım Çalışmalarının Muhtemel Olumsuz Hidrojeolojik Etkilerinin Araştırılması. Serdeniz Mühendislik, Denizli.

Matthew, R.F., 2019. Water Cycle and Fresh Water Supply [online]", 2019, https://openoregon.pressbooks.pub/envirobiology/chapter/7-1-water-cycle-and-fresh-water-supply/.

Okay, A., 1989. Denizli'nin Güneyinde Menderes Masifi ve Likya Naplarının Jeolojisi. MTA Dergisi., 109, 45 – 58.

Şimşek, Ş., 1982. Denizli Sarayköy-Buldan alanının Jeolojisi ve Jeotermal Enerji Olanakları. Dergipark, 3, 1-2,

Taşdelen, S., Akyol, E., Aydin, A., Kaya, A., 2017. Relation Between Hydrodynamics of Gökpınar Springs and Fault Zones Denizli-Turkey, International Journal of Advances in Science, Engineering and Technology, 5, 68-73.

Yenicekent (Denizli)-Atça (Aydın) Arasındaki Yüzey ve Yeraltı Suyu Kirliliğinin ve Kirlilik Taşınımının İncelenmesi

Investigation of Surface and Groundwater Pollution and Contaminant Transport Between Yenicekent (Denizli) and Atça (Aydın)

Tufan TUĞRUL[1,*], Ali BÜLBÜL[2]

[1]*Tuğrul Mühendislik, Denizli*
[2]*Pamukkale Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 20160 Kınıklı, Denizli*
*(*tugrulmuhendislik@hotmail.com)*

ÖZ: Yenicekent Regulatöründen Büyük Menderes Nehri akım yönü boyunca Atça (Aydın)'ya kadar nehre yakın bölgelerdeki Kuvaterner Alüvyon Akifer su kuyularına ait hidrolik kotlar elde edilerek yeraltısuyu eş seviye eğrileri oluşturulmuş ve akım yönü belirlenmiştir. Seçilen bazı kaynak, kuyu ve yüzey sularından alınan su örnekleri Bureau Veritas laboratuvarına gönderilerek kimyasal analizleri yaptırılmış ayrıca kaynak başında sıcaklık, elektriksel iletkenlik, pH gibi parametreleri ölçülmüştür. Çalışma alanındaki Serbest Akifer olan Kuvaterner Alüvyon Akifer Menderes Nehri tarafından beslenmektedir. Menderes Nehri havzadaki yüksek oranda jeotermal kullanım, fosseptik sular ve endrüstriyel atık sular nedeniyle kirliliğe maruz kalmaktadır. Bu çalışmada mevcut durumda yeraltı ve yerüstü sularındaki kirlilik parametreleri ortaya konmuş ve B. Menderes Nehrindeki Klorür'ün yeraltısuyu akımı ile Kuvaterner Alüvyon Akifere taşınması öngörülmüştür. Böylece tek boyutta Fick denklemleri ile modellenerek kirlilik riski ortaya konmuştur. Çalışma alanı iki bölgeye ayrılmış olup birinci bölge B. Menderes Nehri üzerinde daha yüksek kotlarda yeralan Yenicekent, ikincisi ise B. Menderes Nehri etrafında daha düşük kotlarda bulunan Nazilli-Atça-Kuyucak civarıdır. Jeotermal aktivitelerden ve faylardan gelen termal suların ve jeotermal reenjeksiyon sularının, foseptik ve endrüstriyel suların daha fazla oranda yüzey sularına karışmasından ve yeraltı sularına taşınmasından dolayı yeraltı suyunda bor, klorür ve sülfat değerlerinin birinci bölgede, ikinci bölgeye göre daha yüksek olduğu gözlemlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Menderes, kirlilik, kirlilik taşınımı, yeraltı suyu kirliliği, jeotermal kirlilik

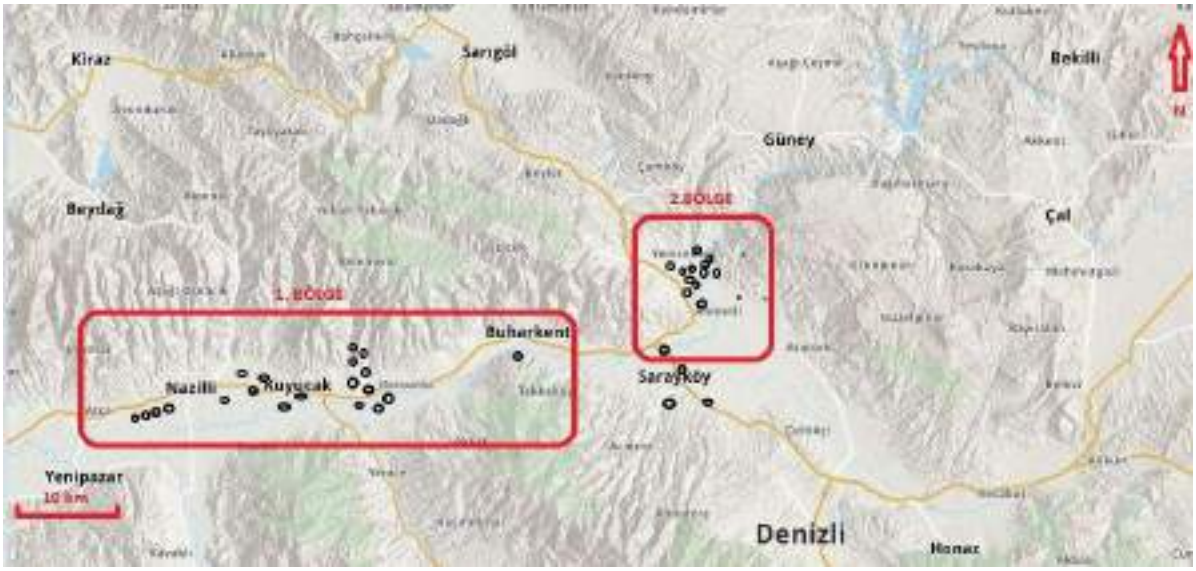
ABSTRACT: *From Yenice Regulator to Atça (Aydın), along the flow direction of Büyük Menderes River, water head belongs to wells in Quaternary Alluvium Aquifer in the regions close to the river were received and groundwater flow direction and flow path direction were determined. Some selected Water samples were taken from these wells and sent Bureau Veritas Lab for chemical analyzes, also those waters' some parameters like EC, temeperature, pH were measured in the field. The quaternary alluvium as an unconfined aquifer in the study area were feed by Büyük Menderes River. Büyük Menderes River are exposed to polution due to geothermal utilization, fosseptic wastewater and industrial activity in the basin. In this study pollution parameters in surface and groundwater were found out as current state and contaminant transport for chloride from B. Menderes River to Quaternary Alluvium Aquifer were assumed. Thus for one dimensional contaminant transport and pollution risk were modeled by means of Fick Equation. Studying area subdivided into two parts; first zone in Yenicekent which have lower water level and the second zone surrounding Nazilli-Atça-Yenicekent have higher water level around B. Menderes River and the first zone have higher Boron, Chloride and Sulphate concentration than the second zone because of higher rate of geothermal, fosseptic and industrial wastewater mixing than second zone.*

Keywords:*Menderes, pollution, contaminant transport, groundwater pollution, geothermal pollution*

1. GİRİŞ

Büyük Menderes Nehri farklı bölgeleri kat ederken, endrüstiyel kökenli, foseptik kökenli, jeotermal kökenli suların yüzey sularının drene edilmesi sonucu farklı kirlilik parametrelerine maruz kalır. Büyük Menderes Nehri, Yenicekent'ten (Buldan-Denizli)-Atça'ya (Aydın) kadar olan akış yolu boyunca maruz

kaldığı ve taşıdığı farklı kirlilik parametrelerinin, Kuvaterner Alüvyon akiferdeki yeraltı sularına taşınmasından ötürü bir risk oluşturur. Bu tür risklerin önceden öngörülerek, gerekli tedbirlerin alınmasına imkan vermek ve kirlilik taşınımını modelleyerek, gelecek yıllarda, farklı lokasyonlarda meydana getireceği etkileri modellemek insan ve canlı yaşamı ve ekosistem için önem arz eder. Kirlilik taşınımının modellenebilmesi için yeraltı suyu akım yönünün ve yeraltı suyu hızının belirlenebilmesi, yeraltı suyunun içinde hareket ettiği akiferin permeabilite ve porozitesinin hesaplanması, yeraltı ve yüzey suyu ilişkisinin ortaya konarak, ilksel kirlilik derişim değerlerinin, lokasyonlarının ortaya konması önem arz eder. Kirlilik taşınımı normalde yeraltı suyu akımı ile aynı yönde olur ve akım yönünde dereceli derişim azalması gözlenir. Çalışma alanında nehirden beslendiği varsayılan bu tür kuyularda, belirli bir yönde kirlilik taşınımı olduğunu anlamak için, o yönde bu dereceli derişim azalmasının görülmesi gerekir.



Şekil 1. Çalışma alanları ve kuyu lokasyonları.

2. JEOLOJİ

Çalışma alanında, açılma tektoniği etkisiyle Horst-Graben yapısı gelişmiş olup genelde Doğu-Batı doğrultulu, eğim atımlı normal faylar hakimdir. En altta Menderes Metamorfiklerine ait Paleozoik yaşlı şist, mermer, kuvarsit birimleri yer alırken, onun üzerine bazı kesimlerde Likya Napları ile Kretase-Triyas yaşlı kireçtaşları gelir ki bu birim tektonik dokanakla bazen en üst seviyelerde görülebilir. Bunların üzerine Miyosen yaşlı Kızılburun Formasyonuna ait nehir çökellerinden oluşan kumtaşı, çakıltaşı seviyeleri yer alır. Bu birimin üzerine Miyosen yaşlı Sazak Formasyonuna ait Kireçtaşı Birimleri gelir. Miyosen kireçtaşlarının üzerine ise Miyosen-Pleyistosen yaşlı Kolonkaya Formasyonuna ait kumtaşı, çakıltaşı, silttaşı, marn birimleri gelir. Bu birimin üzerine ise Pleyistosen Yaşlı Tosunlar Formasyonu ve en üste ise Kuvaterner Yaşlı Alüvyon ve Traverten Birimleri gelir.

3. METODOLOJİ

Çalışma alanı olarak seçilen birinci bölge Buharkent (Aydın) ile Atça (Aydın) ilçeleri arasında Büyük Menderes Nehri'nin sağ sahil tarafında kalan ve nehre paralel olarak devam eden bölge, ikinci bölge ise Cindere barajının çıkışından itibaren Büyük Menderes Nehri'nin akım yönü boyunca Sarayköy (Denizli) ilçesine kadar uzanan bölgedir (Şekil 1). Her iki bölgede seçilen kuyularda sıcaklık, pH, tuzluluk, EC ölçümleri yapılmış, statik seviyeler ölçülmüş ve kimyasal analiz için su örnekleri alınmıştır (Şekil 1). Bazı kuyuların verileri ise Devlet Su İşleri (DSİ) 21. Bölge Müdürlüğü ve Aydın Sağ Sahil Sulama Birliği'nden alınmıştır. Kimyasal analiz sonuçları değerlendirilerek bazı maddeler kirlilik parametreleri olarak belirlenmiştir.

Toplanan kuyu, kaynak ve yüzey suyu örneklerine ait analizlerden seçilen bazı kirlilik parametreleri Çizelge 1'de verilmiştir. Arazide elde edilen hidrolik kot verileri ve x-y koordinatları kullanılarak

(SURFER 13), su kotları ve lokasyonları krigging yaklaşımı ile izohidrohipsler ve yeraltı suyu akım yönlerinin belirlenmesinde kullanılmıştır. Arazide yapılan ölçümler ve resmi kurumlardan alınan verilerle bazı matematiksel formüller kullanılarak kirlilik taşınımında kullanılacak parametreler hesaplanmıştır. Daha sonra harita üzerinde, giriş bölümünde bahsedilen dereceli parametre azalmasının görüldüğü farklı doğrultular belirlenmiş ve klorür için sürekli girdi koşullarında, kirlilik taşınım denklemleri (Eş.1) çözülerek tek boyutta modelleme yapılmıştır. Tek boyutlu olarak farklı lokasyonlarda ve farklı zamanlarda önümüzdeki yıllarda meydana gelebilecek kirlilik trendinin ve meydana gelebilecek risklerin belirlenmesine çalışılmış ve mevcut kirliliğin ne zamandan beri var olduğunun tahminine gidilmiştir.

4. HİDROJEOLOJİ VE SU KİMYASI

Hidrojeolojik açıdan bakıldığında bölgede farklı 3 akifer sistemi bulunur. Bunlardan Birincisi ve bu çalışmada kirlilik taşınımının incelendiği Kuvaterner alüvyon, serbest bir akifer sistemidir. Diğeri ise bu akiferin altında yer alan Kretase-Triyas yaşlı kireçtaşının oluşturduğu basınçlı-yarı basınçlı akifer sistemi olup, bazı lokasyonlarda yüksek debili kaynaklarla boşalım vermektedir. Ayrıca Sazak Formasyonu ve Kızılburun Formasyonunun geçirimli seviyeleri ile Menderes Masifi Metamorfitleri, derinlerde jeotermal sistemin rezervuarını oluşturur. Kuvaterner Alüvyon Akifer Sisteminde yer alan birinci ve ikinci bölgelerde yer alan tüm kuyuların kimyasal analiz sonuçlarından elde edilen verilerden fosfat, bor, arsenik, klorür, sülfat ve kükürt elementleri kirlilik uç bileşenleri olarak seçilmiştir. Çizelge 1'de birinci ve ikinci bölgedeki kuyuların kirlilik uç bileşen derişimleri görülmektedir. Suyun fiziksel ve kimyasal parametreleri incelendiğinde elektrik iletkenlik değerlerinin 319 ila 5800 MicroSimens, Bor değerlerinin 0.04 ppm ila 40.59 ppm, Klorür değerlerinin 0.46 ppm ile 177 ppm arasında değiştiği görülmektedir.

Çizelge 1. Birinci ve İkinci bölgeye ait kuyuların kirlilik uç bileşen derişimleri ve aritmetik ortalamaları.

İkinci Bölgeye ait kuyuların kirlilik parametreleri							Birinci Bölgeye ait kuyuların kirlilik parametreleri						
				PPM						PPM			
KUYU ADI	EC	P	B	As	Cl	SO4	KUYU ADI	EC	P	B	As	Cl	SO4
TGRL 1	1109	0.019	0.14	0.0049	28	219	KYC 1	1140	0.064	0.75	0.0012	132	579
TGRL 2	1438	0.013	0.04	0.0024	27	192	KYC 2	955	0.028	0.46	0.0000	59	345
TGRL 3	1225	0.012	0.05	0.6000	34	129	KYC 3-60181	850	0.119	0.18	0.0129	18	216
TGRL 4	990	0.020	0.19	0.0024	49	162	KYC 4	1077	0.037	0.11	0.0010	45	261
TGRL 5	1045	0.025	0.24	0.0033	63	174	KYC 5	1110	0.039	0.63	0.0012	119	600
TGRL 6	1128	0.032	0.26	0.0050	65	234	KYC 6-60038	990	0.006	0.04	0.0018	19	159
TGRL 7	1143	0.019	0.26	0.0017	58	201	KYC 7-60039	1280	0.074	0.71	0.0016	119	609
TGRL 8	1023	0.031	0.15	0.0091	35	123	KYC 8	947	0.093	0.73	0.0023	133	507
TGRL 9(B.MEN.)	938	0.235	0.22	0.0219	58	147	KYC 9-TAB SU	1200	0.163	1.41	0.0068	177	456
TGRL 10	1188	0.044	0.22	0.0038	50	237	KYC 10	319	0.049	0.01	0.0000	4	33
TGRL 11	853	0.028	0.15	0.0021	39	123	KYC 11	322	0.511	0.02	0.0006	4	33
TGRL 12	715	0.044	0.14	0.0020	35	105	KYC 12	5800		40.59	0.0000		186
62622					24		KYC 13	991	0.019	0.03	0.0009	13	249
62621	1252				1		KYC 14	988	0.038	0.03	0.0005	13	252
DESKİ Y.KENT					40		55054	990				42	
62620	1105				38		60044-ART.	960				32	
41592	1155		0.80		60		60041	1311				53	
62619	2400				2		60048	1210				120	
62618	4110				3		60051	1117				92	
62861	832				0		60179	1000				55	
42188-ART							60180	1563				71	
49316	1050				14								
ORT	1300	0.044	0.22	0.0549	35	171	ORT	1244	0.095	3.26	0.0022	66	320

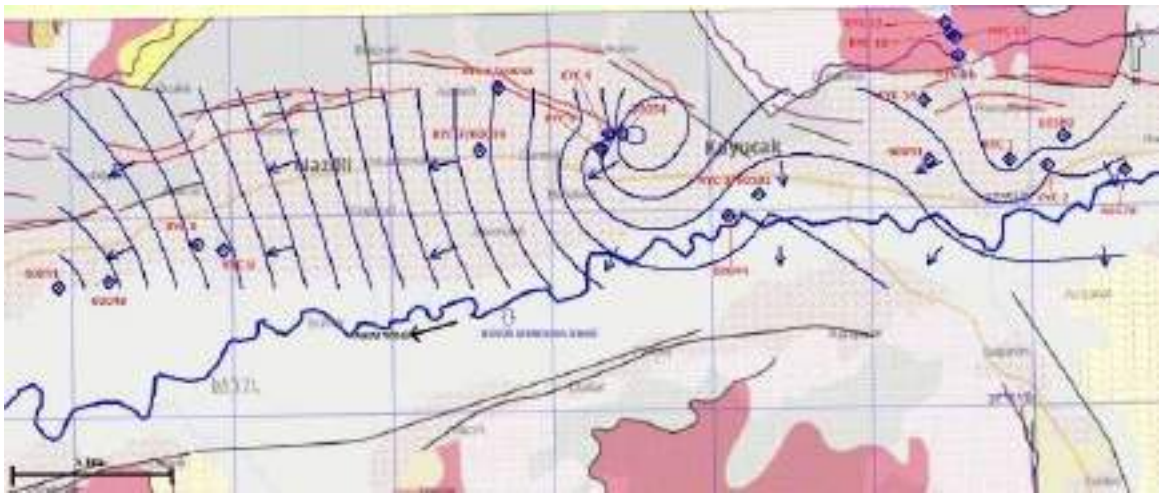
Birinci bölgedeki kuyuların fosfat derişimleri ortalaması, ikinci bölgedeki kuyulardakilerin 2.21 katıdır. Birinci bölgede daha fazla yerleşim yeri olduğu için foseptik kirliliğinden dolayı fosfat miktarının yüksek olduğu söylenebilir. Birinci bölgedeki kuyuların bor derişimi ortalaması ikinci bölgedeki kuyularınkinin 14.8 katı, klorür derişimi ortalaması 1.88 katı, sülfat ve kükürt derişimi ortalaması ise 1.87 katı olması birinci bölgedeki faylardan gelen suların bu sulara karışması ve jeotermal bölgelerden gelen akışkanların ve jeotermal re-enjeksiyon sularının bu sulara karışmasından kaynaklandığı söylenebilir.

5. KİRLİLİK TAŞINIMI

GLOBAL MAPPER 13 programında sayısal yükseklik modelinin üzerine, MTA'dan (http://yerbilimleri.mta.gov.tr/anasayfa.aspx) alınan jeoloji haritası koordinatlı olarak yerleştirilmiştir. (Şekil 2). Daha sonra SURFER-13 programında çizilen yeraltı suyu konturları ve akım yönü vektörleri çizilmiştir. Kuyular SURFER-13'te post dağılım ile Klorür derişimleri seçilerek etiketlenmiştir. Akım yönünde derecelenmeli azalma görülen kuyu verileri seçilerek, GIS ortamında kaynağa uzaklıkları, hidrolik eğimleri belirlenmiştir. Daha sonra belirlenen parametreler ile Fick Denklemleri kullanılarak tek boyutta modelleme yapılmıştır.

Birinci Bölge

Kuyucak-Nazilli arasında Büyük Menderes Nehrinin civarındaki Kuvaterner alüvyon akifer üzerinde örneklenmiş kuyulardan seçilen bu kesimde, yeraltı suyu akım yönünde dereceli derişim azalması görülen kuyular tespit edilmiş ve kuyulara ait parametreler kullanılmıştır.



Şekil 2. Birinci bölgedeki kuyuların yerleri ve yeraltı suyu akım haritası.

İkinci Bölge

Çalışma alanı olarak belirlenen ikinci bölge, Cindere Barajının çıkış noktasından Büyük Menderes Nehri akım yönü boyunca nehrin sağ sahil tarafında sıralanan kuyuların olduğu bölgedir. Bu kuyular Kuvaterner alüvyon üzerinde olup nehre yakın kuyulardır. Yeraltı suyu akım yönüne bakıldığında nehirden beslenen kuyular olduğu anlaşılmıştır. F noktasından itibaren 62620, TGRL-3, TGRL-2 ve 62619 nolu kuyuların bulunduğu hat kirlilik taşınım hattı olarak belirlenmiştir (Şekil 3). Kirlilik parametresi olarak klorür seçilmiştir. F noktası sürekli kirlilik girişi noktası olarak kabul edilmiştir. Şekil 3'de görüldüğü gibi TGRL-5 ve TGRL-7 kuyuları nehre çok yakın ve Adıgüzel barajının çıkışında olduğu için iki kuyunun klorür derişiminin ortalaması olan 60 ppm, nehrin klorür derişimi olarak kabul edilmiştir. F noktasından nehre sürekli olarak 60 ppm derişimli klorür kirliliğinin girdiği varsayılarak tek boyutta sürekli kirlilik girdisi (Eş.1) eşitliği farklı zamanlar ve farklı mesafeler için çözülmüştür. Kirlilik hattındaki gerçek değerler, yapılan hesaplarla karşılaştırılarak yorumlanmıştır. Kirlilik taşınımı hattı olarak belirlenen bölgede tek boyutta kirlilik denkleminin (Eş.1) çözülebilmesi için bazı akifer parametrelerinin bilinmesi gerekmektedir. Bu parametreler hidrolik eğim, hidrolik iletkenlik, etkin gözeneklilik, etkin moleküler difüzyon katsayısı, ortalama doğrusal yeraltı suyu akım hızı, görünür boyuna dinamik dispersiyon, boyuna hidrodinamik dispersiyon katsayısı ve akiferin kalınlığıdır. Bu kuyularda statik seviyeler ölçülmüş, bazı kuyuların statik seviyeleri, ölçme imkanı olmadığı için DSİ'den alınmış, kuyu başında altimetre ile rakım ölçülmüş ve örnekleme yapılarak kimyasal analizleri yaptırılmıştır. Kuyu logları DSİ 21. Bölge Müdürlüğü'nden alınmıştır. Daha sonra gerekli olan formüller

için Çizelge 1'de görülen Excel tablosu hazırlanmış ve değerler hesaplanmıştır. Şekil 4'te kirlilik taşınım hattı gösterilmiştir. Çizelge 1'de hesaplanan akifer parametreleri, Eş.2-5 eşitlikleri ile hesaplanmıştır.

$$C_{(x,t)} = \frac{C_0}{2}\left[erfc\left(\frac{L-v_x t}{2\sqrt{D_L t}}\right) + exp\left(\frac{v_x L}{D_L}\right) erfc\left(\frac{L+v_x t}{2\sqrt{D_L t}}\right)\right] \text{(Adolf FICK)} \quad (1)$$

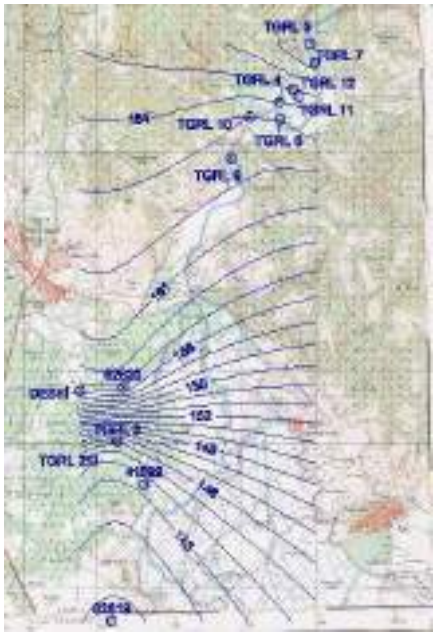
Burada; C_{xt} çözünen konsantrasyonu (mg/l), C_0 çözünenin başlangıçtaki konsantrasyonu (mg/l), erfc tamamlayıcı hata fonksiyonu, L akış yolu uzunluğu (m), V_x ortalama doğrusal yeraltı suyu hızı (m/gün), t kirleticinin bırakılmasından itibaren geçen süre (gün), D_L boyuna dispersiyon katsayısı (m^2/sn)'dır.

Akifer parametrelerinin ve hidrolik gradyantın, yeraltı suyu hızının hesaplanması

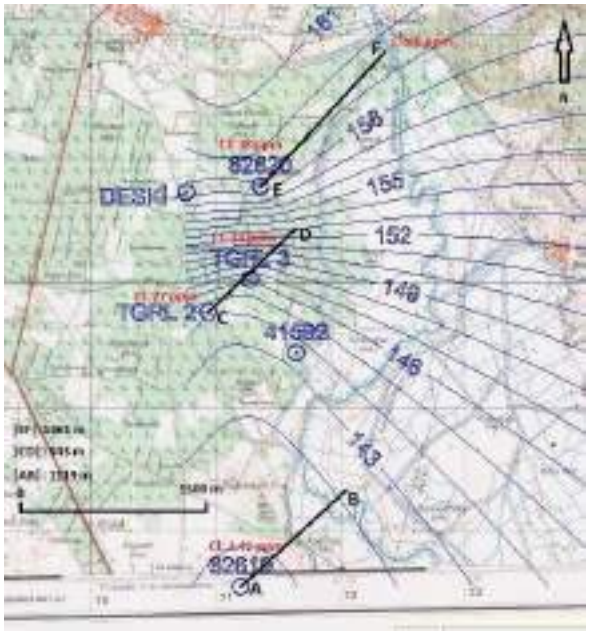
$$i = \frac{dh}{dl} \quad (2), \quad K = \frac{T}{b} \quad (3)$$

Burada; i hidrolik eğim, dh dikey mesafe (m), dl yatay mesafe(m)'dir. K hidrolik iletkenlik (m/dk), T iletimlilik (m^2/dk), b akifer kalınlığı (m)'dir.

$$T = \frac{0{,}183\,.Q}{\Delta s} \quad \text{(Cooper-Jacob)} \quad (4) \qquad S = n_e = \frac{2{,}25\,.\,T\,.t_0}{r^2} \quad \text{(Cooper-Jacob)} \quad (5)$$



Şekil 3. İkinci bölge için izohidrohips haritası (daireler kuyuları göstermektedir).



Şekil 4. F noktası, 62620, TGRL3, TGRL 2 VE 62618 nolu kuyularda kirlilik taşınımı hattı.

Seçilen kirlilik taşınımı hattına çok yakın doğrultuda yapılan bir pompaj testi verileri DSİ'den temin edilmişve Cooper-Jacob Metoduna göre Transmisibilite, Permeabilite, Depolama Katsayısı hesabı yapılmıştır. Bu testte kuyu debisi Q=0.36 m3/dak, akifer kalınlığı b=85 metre, gözlem kuyusu olmadığı için kuyu yarıçapı r=0.2 metre olarak alınmıştır. Düşüm-Zaman fonksiyonu yarı logaritmik grafiğe çizildiğinde; t_o=0.18 dakika, bir logaritmik devre karşılık gelen düşüm miktarı Δs =16 metredir. Cooper-Jacob formülünden; Depolama Katsayısı S=ne=0.0416, Akiferin Transmisibilitesi T=O.OO41 m^2/dak, Akiferin Permeabilitesi K=4.84*10^{-5} m^2/dakika olarak hesaplanır. Seçilen kirlilik taşınım hattı üzerindeki kuyuların hidrolik kot farkı Δh=9 metre ve GIS ortamında ölçülen akım yönüne paralel mesafesi L=943 metre ölçülerek hidrolik gradyant i=0.0954 olarak belirlenmiş ve FICK denklemlerinde yerine konarak farklı mesafe ve süreler için tek boyutta kirlilik taşınımı modellenmiştir (Tuğrul, 2019).

Şekil 5'te kuyu düşüm verileri için Excel tablosu hazırlanarak grafik oluşturulmuş ve Cooper-Jacob yöntemiyle Δs ve t_0 değerleri hesaplanmıştır. Zaman verilerinin son kısmına uyan bir doğru çizilmiştir ve sıfır düşüm eksenine kadar uzatılarak t_0 hesaplanmıştır. Zamanın bir logaritmik devrine karşılık gelen düşüm miktarı da Δs'tir. 62620 no'lu kuyu için kuyu düşüm testi sonuçları DSİ'den alınmıştır.

Şekil 5. 62620 nolu kuyunun düşüm verileri ile hazırlanan grafik.

Akifer parametreleri belirlendikten sonra tek boyutta sürekli kirlilik girdisine ait (Eş.1) eşitlik, farklı zamanlar ve farklı mesafe değerleri ile çözülerek 100, 500, 1000, 2000, 3000, 5000 ve 10000gün için elde edilen klorür derişimi değerleri ile Şekil 6'daki grafik oluşturulmuştur.

Şekil 6. Farklı zamanlarda ve mesafelerde hesaplanan klorürderişimleri ve gerçek klorürderişimleri grafiği (2.bölge için).

Şekil 6'da görüldüğü üzere gerçek değerler eğrisi 2000 gün eğrisine benzerlik göstermektedir. Yani F noktasından nehre bir sürekli kirlilik girdisinin olduğu varsayılarak bu kirliliğin 2000 gün (5.48 yıl) önce başladığı sonucu elde edilmiştir. F noktasından nehre, 60 ppm derişimli klorür kirliliğinin sürekli olarak girdiği varsayılarak 10000 gün (27.4 yıl) sonra, yeraltı suyu akım yönü doğrultusunda 5 km mesafeye kadar olan alandaki yeraltı suyunun tek boyutta tüm noktalarında klorür derişiminin 60 ppm olacağı sonucuna varılmıştır.

6. SONUÇLAR

Buharkent – Yenice bölgeleri stratigrafik olarak Paleozoik yaşlı Menderes Masifi Metamorfikleri (İğdecik Formasyonu), Neojen yaşlı Kızılburun Formasyonu, Sazak Formasyonu, Kolonkaya

Formasyonu ve Tosunlar Formasyonu bulunur. Bunların üzerinde ise Alüvyon ve Travertenler yüzlek vermektedir (Şimşek, 1982). Çalışma alanında Kuvaterner alüvyon serbest akifer özelliği göstermektedir ve Menderes nehri ile beslenme/boşalma ilişkisi halindedir. Ayrıca Sazak formasyonu basınçlı akifer özelliği göstermektedir Şimşek (1984). Bununla birlikte bölgedeki önemli problemlerden birisi en üst kısımdaki Kuvaterner alüvyon akifer'in Menderes nehri tarafından besleniyor olmasıdır. Menderes nehri ise havzadaki yüksek oranda jeotermal kullanım nedeniyle jeotermal kirliliğe maruz kalmakta, diğer yandan civar bölgelerdeki endüstriyel faaliyetlerden ve artan nüfusa bağlı foseptik kirliliğinden dolayı su kirliliğine maruz kalmaktadır. Basınçlı Akifer özelliği gösteren Sazak Formasyonuna, en altta bulunan İğdecik ve Kızılburun Formasyonlarından, eğim atımlı normal faylar ve bunlara bağlı çatlaklar yoluyla sızan jeotermal akışkan buradaki suyun kalitesini düşürmektedir. Bölgedeki soğuk su akiferlerinde hem jeotermale bağlı kirlilik, hem de endüstriyel ve insani atık su kaynaklı kirlilik görülmektedir.

Birinci bölgeden alınan su örneklerinde bazı kirlilik parametrelerinin normalden fazla olduğu tespit edilmiştir. B-Cl sıcak sularda ve karışım sularında doğrusal ilişki göstermektedir. Ca-Mg doğrusal ilişki gösterir ve suların genelde beslenmesinin kalsit-dolomit içerikli kireçtaşından olduğunu gösterir. B-SiO_2 korelasyonu doğrusal olup, Kuvaterner Alüvyon akiferde eser termal su katkısına bağlı bir eğim olduğunu gösterir.

Birinci bölgede faylardan gelen suların ve jeotermal re-enjeksiyon sularının yeraltı suyuna karışmasından dolayı bor, klor, sülfat değerleri yüksektir. Ayrıca bu bölgede yerleşim yerlerinin fazla olmasından dolayı foseptik kirliliğinden kaynaklanan fosfat fazlalığı mevcuttur. Birinci bölge ikinci bölgenin nehrin akım yönü doğrultusunda devamı olmasına rağmen klorür, bor, sülfat değerlerinin yükselmesinin sebebi bu bölgedeki jeotermal kirliliktir.

İkinci F noktasından nehre bir sürekli kirlilik girdisinin olduğu varsayılarak bu kirliliğin 2000 gün (5.48 yıl) önce başladığı sonucu elde edilmiştir. F noktasından nehre, 60ppm derişimli klorür kirliliğinin sürekli olarak girdiği varsayılarak 10000 gün (27.4 yıl) sonra, yeraltı suyu akım yönü doğrultusunda 5 km mesafeye kadar olan alandaki yeraltı suyunun tek boyutta tüm noktalarında klorür derişiminin 60 ppm olacağı sonucuna varılmıştır.

7. KATKI BELİRTME

Bu çalışma Pamukkale Üniversitesi BAP tarafından 2017FEBE056 no'lu proje ile desteklenmiştir.

8. KAYNAKLAR

Fetter, C.W., 2018. Applied Hydrogeology, Waveland Press.

Şimşek, Ş., 1982. Geology, geochemistry and geothermal model of the Kızıldere Field. First Turkish-Italian seminar on geothermal energy, Vol.11, Ankara- Kızıldere.

Şimşek, Ş., 1984. Aydın-Germencik-Omerbeyli field of Turkey. Seminar on Utilisation of Geothermal Energy for Electric Power Production and Space Heating. 14-17 May, Florence, Italy. Sem. Ref. No. EP/SEM.9/R.37.

Tuğrul, T., 2019. Yenicekent (Denizli) - Atça (Aydın) Arasındaki Yüzey ve Yeraltı Suyu Kirliliğinin İncelenmesi. Pamukkale Üniversitesi Yüksek Lisans Tezi.

Zonguldak Filyos Çayı Seddeleri Altından Geçecek Su Miktarının Hesaplanması

Calculation of the Possible Leakage Under the Zonguldak Filyos River Embankments

Murat Mert TOKLU*, Nuray PİYADE, Sermin ÖZSAYIN

Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü, Ankara
*(*mertt@dsi.gov.tr)*

ÖZ: Batı Karadeniz Havzasında bulunan Filyos Çayı alt havzasının denize yakın düzlükten geçiş bölgesindeki tarım alanlarını olası taşkınlardan korumak amacıyla sağ ve sol sahillerin her birinde yaklaşık 3500 m uzunluğunda sedde yapılmıştır. Bu bildiride, seddelerin projelendirme aşamasında taban sızdırmazlık önlemlerine ilişkin yapılan çalışmalar konu edilmektedir. Çalışmadan elde edilen veriler, seddelerin projelendirilmesi ve seddelerin altında bir geçirimsizlik perdesine ihtiyaç duyulup duyulmayacağı açısından önem arz etmektedir. Su miktarı hesabında Hidrolik İletkenlik (K) değerinin tespit edilmesi amacıyla alüvyonun en geçirimli bölgelerinde açılmış olan mevcut temel sondaj kuyuları ile Filyos Çayı'nın sağ ve sol sahilinde her biri 15 metre derinliğinde birer adet pompaj kuyusu ve birer adet gözlem kuyuları açılmış, pompa deneyleri yapılmış, farklı yöntemler kullanılarak Transmisibilite (T) ve hidrolik iletkenlik (K) değerleri belirlenmiştir. Çalışmada model sadece 2 farklı K değerine, tek bir sedde boyutuna ve tek bir taşkın senaryosuna göre tamamlanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Filyos Çayı, Taşkın Koruma, Sedde, Modelleme, DSİ

ABSTRACT: *This study aims to calculate the possible leakage that may occur under the embankments that are planned to construct on left and right banks of the Filyos River, in order to protect the area from a possible flood. The results obtained from this study has importance for designing embankment project and requirement of impermeable wall under the embankments. For the calculation, both investigation wells were drilled on the most permeable parts of the alluvium and two observation wells located on each bank of the Filyos River having depth of 15 m. Wells are used for pumping-tests and transmissibility (T) values are calculated for the determination of Hydraulic Conductivity (K). The model is constructed for only two K values on single embankment with a single flood scenario. The amount of leakage could be recalculated by constructing new models by assuming different K values, embankments structures, impermeability measures and flood scenarios.*

Keywords: *Filyos river, Flood Protection, Embankment, Modelling, SHW*

1. GİRİŞ

Zonguldak - Filyos ilçesinde bulunan Filyos Çayı'nda gerçekleşebilecek taşkın sırasında sağ ve sol sahilde bulunan alanları taşkından korumak amacıyla, her bir sahilde yaklaşık 3500 m uzunlukta seddelerin yapılması planlanmıştır (Şekil 1). Planlanan sedde altından olabilecek sızmaların hesaplanması, seddenin projelendirilmesi ve bir geçirimsizlik perdesine ihtiyaç duyulup duyulmayacağı açısından önem taşımaktadır. Öncelikle her iki sahilde açılan kuyularda pompa tecrübesi yapılarak alüvyonun hidrolik iletkenlik (K) değerleri hesaplanmıştır. Seddelerin altından geçebilecek su miktarı, DSİ Kastamonu 23. Bölge Müdürlüğü yetkilileri tarafından oluşturulan bir senaryoya göre SEEP/W programında oluşturulan bir sayısal model ile hesaplanmıştır.

Şekil 1. Çalışma alanın uydu (Google Earth) görüntüsündeki konumu.

2. SEDDE TASARIMINA YÖNELİK ÇALIŞMALAR

2.1. Temel Araştırmaları

Filyos Çayı Karadeniz'e döküldüğü bölgede düzlük alandan geçmektedir. Vadinin her iki yanında geniş alüvyon alanlar bulunmaktadır. Seddenin projelendirildiği bölgede alüvyon kalınlığının yaklaşık 80 m olduğu tahmin edilmektedir. Temel sondaj loglarından alınan verilere göre alüvyonun çökellerin heterojen olup, kil, silt, kum ve çakıl bileşenlerinin yatay ve düşey doğrultuda sık aralıklarla değiştiği anlaşılmıştır. Ayrıca temel sondajlarda yapılan permeabilite deneylerine göre derinliğe bağlı olarak da alüvyonun farklı yapıda olduğu görülmüştür.

2.2. Hidrolik Parametrelerin Belirlenmesi

Sedde altından sızabilecek su miktarının hesaplanması için, öncelikle alüvyonun hidrolik iletkenlik (K) değerinin belirlenmesi gerekmektedir. Bu amaçla, Filyos Çayı'nın sağ ve sol sahilinde pompa deneyleri yapılmıştır. Deneyler için her sahilde 15 metre derinliğinde birer adet pompaj ile birer adet gözlem kuyusu açılmıştır. Ayrıca, daha önce deney kuyularına yaklaşık 20 metre mesafede açılmış bulunan temel araştırma (TSK-13 ve TSK-6 nolu) sondaj kuyularından da gözlem kuyusu olarak yararlanılmıştır.

Pompa tecrübeleri yapılacak kuyu lokasyonları, temel sondaj kuyu logları incelenerek geçirimliliğin yüksek olduğu bölgelerde seçilmiştir. Böylece heterojen bir yapıya sahip alüvyonun en geçirimli bölgesinin K değeri hesaplanmış, modelde bu değer kullanılarak güvenli tarafta kalmak amaçlanmıştır. Pompa deneyi 24 saat (1440 dakika) süre ile yapılmıştır.

Pompa deneyi verilerinden Aquifer Win32Demo yazılımı kullanılarak farklı yöntemlere göre Transmisibilite (T) ve Hidrolik iletkenlik (K) parametreler hesaplanmıştır (Çizelge 1). Çizelge 1'de farklı yöntemlere göre hesaplanan transmisibilite değerleri arasında büyük farklılar olduğu görülmektedir. Seddenin tasarımına yönelik olarak, olası sızıntı suların hesabında, güvenli bölgede kalmak için sayısal modelde kullanılacak ortalama değerlerin belirlenmesinde düşük hidrolik parametreler dikkate alınmamıştır. Sayısal modelde hesaplanan T (m^2/s) değerlerinden pompaj deneyine uygun olarak alınan 15 m akifer kalınlığı için hesaplanan K (m/s) değeri; sağ sahil için 2E-3 m/s, sol sahil için 6E-3 m/s bulunmuştur. K değerinin hesaplanmasında akifer kalınlığı 15 m alınmıştır.

Çizelge 1. Filyos Çayı sağ ve sol sahil alüvyonlarına ait hidrolik parametreler.

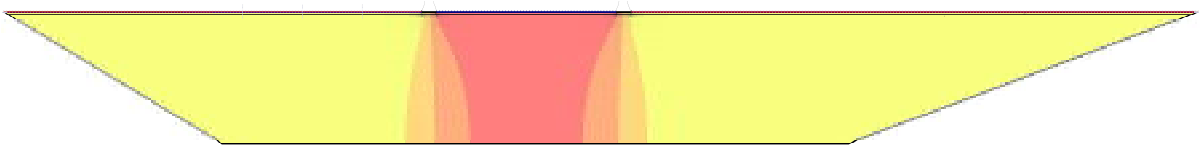
Kullanılan Yöntemler	Sağ Sahil T (m^2/gün)			Sol Sahil T (m^2/gün)		
	PK-1 (Pompaj)	GK-1 (Gözlem)	TSK–13 (Gözlem)	PK-2 (Pompaj)	GK-2 (Gözlem)	TSK–6 (Gözlem)
Jacob	-	2333	2851		8294	9036
Neuman	170*	1999	3473		4518*	4547*
Stallman	33*	777.6*	-	361*	8035	19641*
T_{ort} (m^2/gün)		**2664**			**8445**	
K_{ort} (m/s)		**0.002**			**0.006**	

**Ortalama değerlerin hesabında dikkate alınmayan veriler.*

3. SAYISAL MODEL

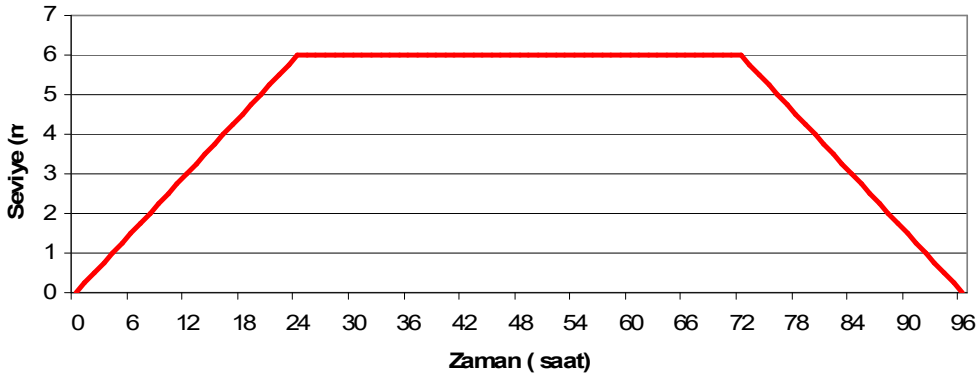
Bölge Müdürlüğü yetkilileri ve proje mühendisleri tarafından seddelerin sürekli bir su yükünde çalışmayacağı, sadece olabilecek bir taşkın zamanında su yükü gerçekleşeceği, bu nedenle sızacak su hesabının belli bir zaman periyodunda hesaplanması gerektiği bildirilmiştir. Bu durumda sedde altından geçebilecek su miktarının dinamik olarak hesaplayacak bir yeraltısuyu akım modelinin kurulması karar verilmiştir.

Modele girilmek üzere, alüvyon boyutları ve geçirimsiz sınır şartlarını içeren bir hesap model geometrisi oluşturulmuştur. Hazırlanan model geometrisinde alüvyon boyutları ve geçirimsiz sınırlar "Filyos Çayı Havzası Mansap Kısmı Taşkın Koruma Projesi (DSİ, 2008)" paftasından hesaplanmıştır. Alüvyon derinliği 80 m olarak alınmıştır, geçirimsiz sınırlar yamaç eğimlerine göre tahmini olarak alüvyon tabanına bağlanmıştır. Modelde sedde boyutları, taban genişliği 10 m ve yüksekliği 7 m olarak seçilmiştir. Seddeler bir kazı yapılmadan zemin üstüne oturacak şekilde modele girilmiştir (Şekil 2).



Şekil 2. Şematik model geometrisi.

SEEP/W programı kullanılarak bir yeraltısuyu akım modeli oluşturulmuş ve tek bir taşkın senaryosu tasarlanmıştır. Bu senaryoya göre; olası taşkında Filyos Çayı bir günde (24 saat) maksimum 6 m yükselecektir. Takip eden 2 gün boyunca su seviyesi 6 m yükseklikte sabit kalacak ve takip eden gün içerisinde düşerek doğal akış seviyesine inecektir. Modele girilen su seviyesinin zamana bağlı değişimi Şekil 3'de verilmiştir.



Şekil 3. Model su seviyesinin zamana bağlı değişim grafiği.

Senaryoya uygun olarak, modelin toplam çalışma zamanı 4 saat ve hesaplama yapacağı her bir zaman aralığı bir saat olarak düzenlenmiştir. Hazırlanan modele, öncelikle pompa tecrübeleri sonucu hesaplanan en düşük hidrolik iletkenlik (K) 0.002 m/s değeri girilerek model çalıştırılmıştır. Daha sonra da en yüksek değer (K) 0.006 m/s girilerek hesaplanmıştır. Model sonucuna göre 1 m genişlikten gelecek suyun sağ ve sol sahilde sızabilecek miktarları (l/s/m) hesaplanmıştır. Model çalışması, sadece 2 farklı K değerine, tek bir sedde boyutuna ve tek bir taşkın senaryosuna göre tamamlanmıştır. Model öncelikle alüvyonun hidrolik iletkenlik değeri (K) 0.002 m/s seçilerek çalıştırılmıştır. Hesap sonucunda, su yükünün en yüksek (6 m) olduğu dönemde yani 24 saatte ve bunu takip eden saatlerde, 1 metrelik kesitten gelecek su miktarı sol sahilde 10 lt/s ve sağ sahilde ise 9.5 lt/s olarak bulunmuştur.

Sayısal modelde hidrolik iletkenlik (K) 0.006 m/s girilerek yapılan hesaplarda; su yükünün en yüksek (6 m) olduğu dönemde yani 24 saatte ve bunu takip eden saatlerde, sol sahilde 1 metrelik kesitten gelecek su miktarı 30 l/s, sağ sahilde ise 28 l/s olarak bulunmuştur. Model çalışmalarında, her bir K değeri ve ayrı ayrı sahiller için her bir saatte sedde altından sızacak su miktarları hesaplanmıştır. Tüm hesaplarda 73. saatten sonra su miktarının giderek azaldığı görülmüştür. Araştırma ve model çalışmaları bulgularına göre projelendirilen sedde inşaatı 2011 yılında tamamlanmıştır.

4. SONUÇLAR

Filyos Çayı'nın denize döküldüğü bölgenin sağ ve sol sahillerindeki arazilerin olası taşkın anında korunmasına yönelik olarak planlanan seddelerin tasarımına çalışmalar kapsamında;

- Bölgedeki alüvyonların kalınlığının 80 m'ye ulaştığı,
- Alüvyon çökellerin dane boyunun yatay ve düşey doğrultuda değiştiği,
- Temel zeminlerin geçirimliliğini belirlemek amacıyla yapılan pompaj deneylerinden ortalama hidrolik iletkenlik (K) değerinin sağ ve sol sahiller için sırasıyla 2E-3 ve 6E-3 m/s bulunduğu.
- Sedde yüksekliği 7 m olarak planlanan ve 6 m su yükünde 4 gün sürecek olası bir taşkın anında sedde altından sızacak su miktarı SEEP/W ile hesaplanmıştır. En kötü koşullar göz önüne alınarak yapılan hesap sonucunda; bir metrelik kesitten geçecek su miktarı 9.5 l/s ile 30 l/s arasında bulunmuştur.
- Sedde altında yer alan alüvyonun K değerlerinin alüvyonun en geçirimli bölgesini temsil ettiği, heterojen yapıdaki alüvyon ortamın diğer bölgelerinden daha geçirimsiz olduğu, sedde altından geçen suyun miktarının çok daha az beklendiği belirtilmiştir.
- Yapılan araştırma bulgularına göre planlanan sedde tabanında enjeksiyon perdesinin gerekli olmadığına karar verilmiştir.
- Enjeksiyon perdesiz olarak projelendirilen taşkın seddesi 2011 yılında tamamlanmıştır.

5. KATKI BELİRTME

Pompa tecrübesi çalışmalarında yardımlarını esirgemeyen DSİ Zonguldak 232. Şube'den eski müdürü Erol ORPAK'a, İnş. Müh. Soner ALKAN'a, Jeo. Müh. Çetin ALKILIÇ'a, Jeofizik Müh. Tolga PULAT'a, DSİ Kastamonu XXIII. Bölge Müdürlüğünde görevli Jeo. Müh. Mehmet ÖCAL'a, DSİ V-4. Sondaj Şube Müdürlüğünden Pompa Teknisyeni Aşkın EBİRİ ve ekibine, modelleme çalışmalarında ve sonuçlarının yorumlanmasında, yaptığı değerli ve önemli katkılarından dolayı Sayın Prof. Dr. Hasan YAZICIGİL'e ve SEEP/W programının kullanılmasındaki desteği için, Öğr. Gör. Ayşe PEKSEZER'e teşekkürü bir borç biliriz.

5. KAYNAKLAR

DSİ, 2008. Filyos Çayı Havzası Mansap Kısmı Taşkın Koruma Projesi, DSİ Kastamonu 23. Bölge Müdürlüğü.

SEEP/W Engineering E-Book, May 2007. Seepage Modeling with SEEP/W 2007 An Engineering Methodology. GEO-SLOPE International Ltd.

Geo-Slope Software Example, 2007. Seepage through A Dam Embankment. Geo-Slope International Ltd, Calgary, Alberta, Canada.

Jeoteknik Ölçüm ve İzleme Teknikleri

Geotechnical Measurement and Monitoring Techniques

A fundamental study on the pile foundations in Ryukyu Limestone Formation

Ryukyu Kireçtaşı Formasyonunda Kazıklı Temeller Üzerine Bir Temel Çalışma

Naohiko TOKASHIKI[1,*], Ömer AYDAN[1], Takashi ITO[1], Yuji SHURI[2]

[1]*University of the Ryukyus, Dept. of Civil Engineering, Nishihara, Okinawa, Japan*
[2]*Asahi Consultants Co., Urasoe, Okinawa, Japan*
*(*tokasiki@plala.co.jp)*

ABSTRACT: Ryukyu limestone formation is considered to be not suitable as a foundation rock for large-scale engineering structures. However, when the Ryukyu limestone formation is quite thick, it results in the non-economical foundation design. The characteristics of Ryukyu limestone with various porosity under static and dynamic conditions are investigated and shear behaviour the interface between piles and Ryukyu limestone are tested using large-scale dynamic shear testing device. Furthermore, some model piles founded model grounds with and without cavities were subjected to loads to check their deformation and stress responses. These fundamental studies on foundations on Ryukyu Limestone Formation are presented and the outcomes of various experimental studies are discussed with an emphasis on their implications in foundation design.

Keywords: Ryukyu Limestone, pile, cavity, interface, static and dynamic shear tests

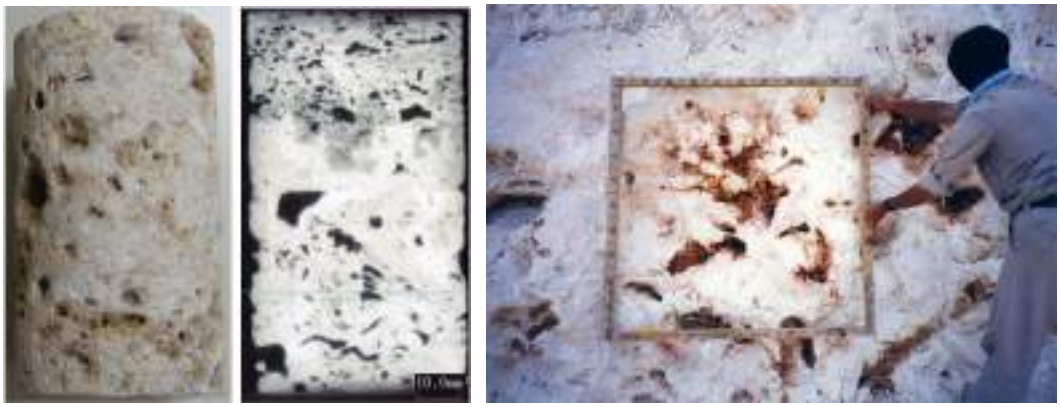
ÖZ: *Ryukyu kireçtaşının önemli büyük yapıların temel kayası olarak uygun olmadığı görüşü yaygındır. Ryukyu kireçtaşının oldukça kalın olması halinde, kazık temel tasarımı ekonomik olmayan sonuçlara neden olabilmektedir. Değişik boşluk oranı içeren Ryukyu kireçtaşının statik ve dinamik mekanik özellikleri ile Ryukyu kireçtaşı ile kazık arayüzeyinin makaslama dayanımı yüksek kapasiteli dinamik makaslama deney cihazı kullanılarak incelenmiştir. Bunun yanısıra, boşluk içeren ve içermeyen ortamda yük altında model kazıkların çevresindeki gerilme durumları incelenmiştir. Bu çalışmada Ryukyu kireçtaşında kazıklı temellerin durumunu incelemek üzere yapılmış çalışmalar sunulmuş ve elde edilen sonuçlar gerçek uygulamalar gözönüne alınarak tartışılmıştır.*

Anahtar Kelimeler: *Ryukyu kireçtaşı, kazık, boşluk, arayüzey, statik ve dinamik makaslama deneyi*

1. INTRODUCTION

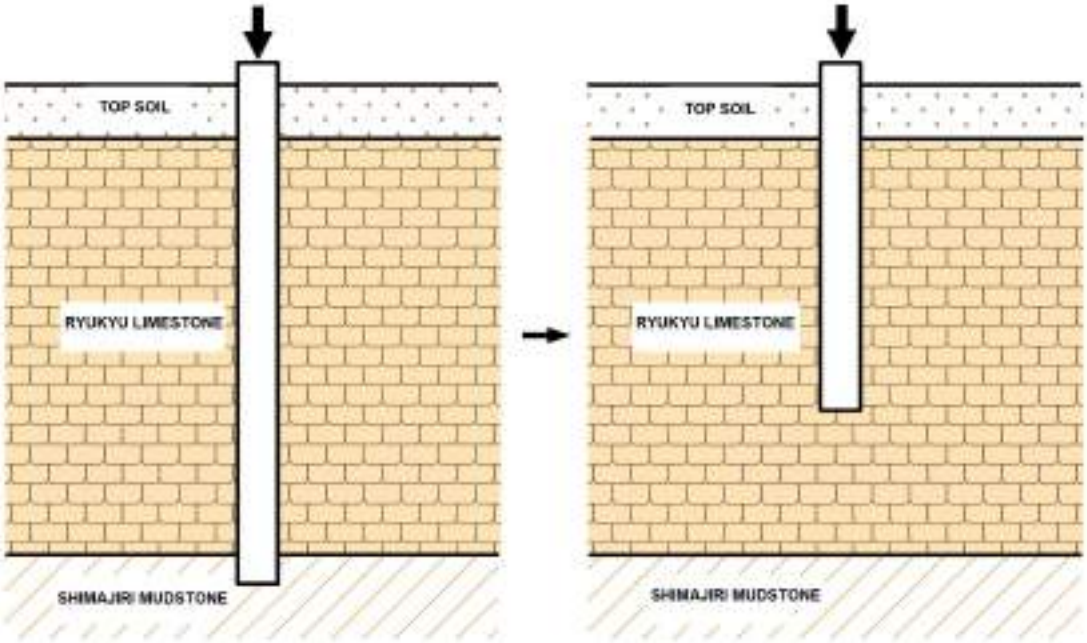
Ryukyu limestone formation, which is broadly divided into coral limestone and sandy limestone, is widely distributed in Ryukyu Archipelago. As limestone is solvable due to percolating groundwater and accumulation of corals and as well broken pieces, the porosity of limestone is large. Furthermore, they may contain some large scale cavities due to combined action of groundwater and tectonic movements (Figure 1). Therefore, the Ryukyu limestone formation is considered to be not suitable as a foundation rock for large-scale engineering structures. Shimajiri formation or phyllite is preferred and piles are founded on the formation below Ryukyu limestone (Figure 2). When the Ryukyu limestone formation is quite thick, it results in the non-economical foundation design. This is a serious engineering issue in Okinawa Prefecture, Japan and some fundamental studies are necessary to clarify whether it is really unsuitable or suitable as foundation rock.

The authors investigated the characteristics of Ryukyu limestone with various porosity under static and dynamic conditions. The behavior of the interface between piles and Ryukyu limestone are tested using large-scale dynamic shear testing device. Furthermore, some model piles were subjected to some loads to check their deformation and stress responses. The authors explain these fundamental studies on foundations on Ryukyu Limestone Formation under static and dynamic loading conditions and present the outcomes of these experimental studies and discuss their implications in foundation design.



(a) Actual and X-Ray Image of core (b) In-situ view

Figure 1. Views of pores and cavities in Ryukyu limestones.



(a) Current design (b) Alternative design

Figure 2. Illustration of current and alternative design approaches.

2. CHARACTERISTICS OF RYUKYU LIMESTONE

The main islands of Ryukyu Archipelago are Okinawa, Amami-Oshima, Miyako, Ishigaki, Iriomote and Yonaguni. The islands are situated on Ryukyu arc bounded by Okinawa trough and Ryukyu trench. The environment is tropical. Ryukyu limestone is widely distributed in Ryukyu Archipelago. It is broadly defined as coral, gravely and sandy or sandy-gravel limestone. Geoengineering issues associated with Ryukyu limestone formation are cliff collapses, sinkholes due to karstic caves.

The mechanical properties of Ryukyu limestone have been investigated by Tokashiki (2010) and his colleagues (Tokashiki and Aydan, 2003, 2010) in details under static condition. In the dynamic experiments, coral limestone is tested under uniaxial compression and Brazilian shock tests. Figure 3 shows the stressand acceleration responses of Ryukyu limestone samples. The strength of Ryukyu limestone depends upon the porosity and the static UCS ranges between 20.0 and 33.3 MPa. Similarly the Brazilian tensile strength of Ryukyu limestone depends upon the porosity and it ranges between 2.4 and 5.3 MPa. Figure 4 compares the failure state under static and dynamic conditions.

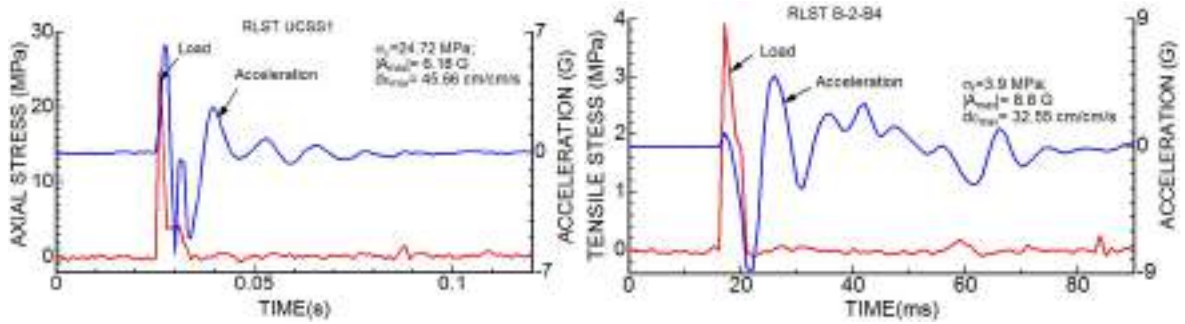


Figure 4. Axial stress and acceleration response of Ryukyu limestone sample under (a) uniaxial compression and (b) Brazilian shock test.

Table 1. Comparison of Static and Dynamics strength of Ryukyu limestone.

Condition	Static (MPa)	Dynamic (MPa)
UCSS	20-33.3	24.72
BRS	2.4-5.3	3.90
Coral Finger-UCSS		27.94

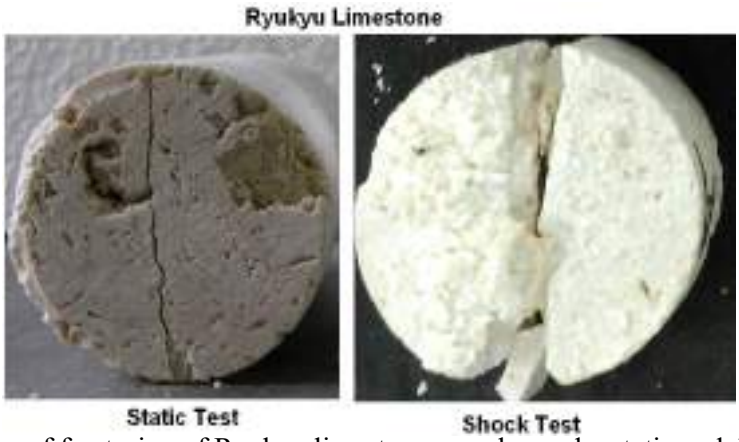
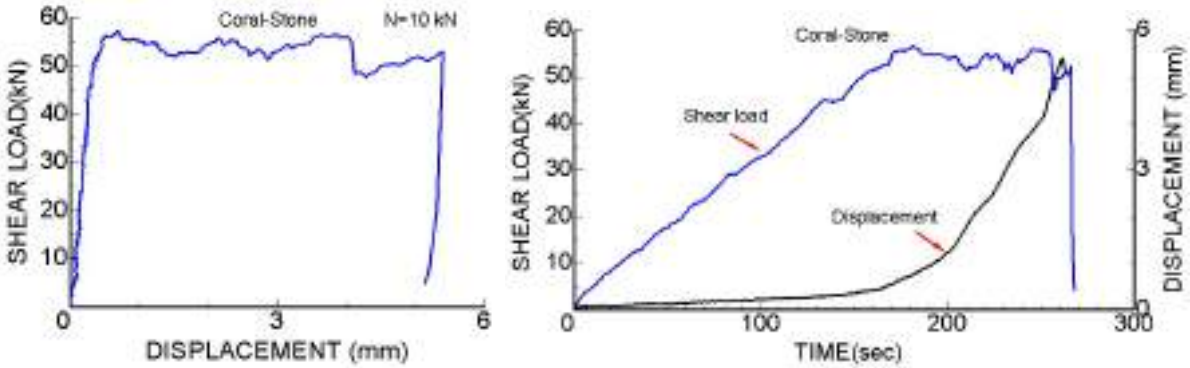


Figure 4. Comparison of fracturing of Ryukyu limestone samples under static and dynamic conditions.

A direct shear is carried out to investigate the shear response of coral limestone with honeycomb-like structure. Figure 5 shows the responses measured during the direct shear experiment. Once peak load exceeded, the deformation rate increases as noted from the figure.



(a) (b)

Figure 5. (a) Shear displacement-shear load relation of coral-stone, and (b) Shear displacement-shear load response of coral-stone.

3. SHEARING PROPERTIES OF DISCONTINUITIES

Tilting test technique is one of the convinient techniques to determine the frictional properties of rock discontinuities and interfaces under different environmental conditions. This technique can be used to determine the apparent friction angle of discontinuities (rough or planar) under low stress levels. It definitely gives the maximum apparent friction angle, which would be one of the most important parameters to determine the shear strength criteria of rock discontinuities as well as various contacts. Therefore, the data for determining the parameters of the shear strength criteria for rock discontinuities should utilize both tilting test and direct shear experiment. Experimental results on saw-cut discontinuity planes of Ryukyu limestone samples are shown in Figure 6, which shows responses measured during a tilting experiment on a saw-cut plane of Ryukyu-limestone. The static and dynamic friction coefficients of the interface were calculated from measured displacement response explained in previous section and they were estimated at 28.8-29.6° and 24.3-29.2° respectively.

A series of stick-slip experiments are carried out on the saw-cut discontinuities of Ryukyu Limestone. The peak (static) friction angle can be evaluated from the T/N response while the residual (kinetic) friction angle is obtained from the theoretical relation (Aydan et al., 2018). Figure 7 show the stick-slip responses of discontinuity planes shown. The residual (kinetic) friction angle of saw-cut discontinuity plane of Ryukyu limestone obtained from stick-slip experiments are very close to those obtained from tilting experiments. Nevertheless, the kinetic or residual friction angle is generally lower than those obtained from the tilting experiments.

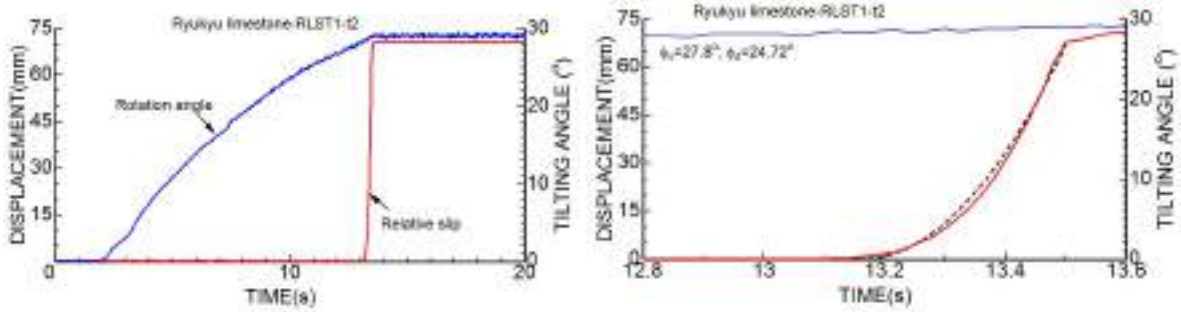
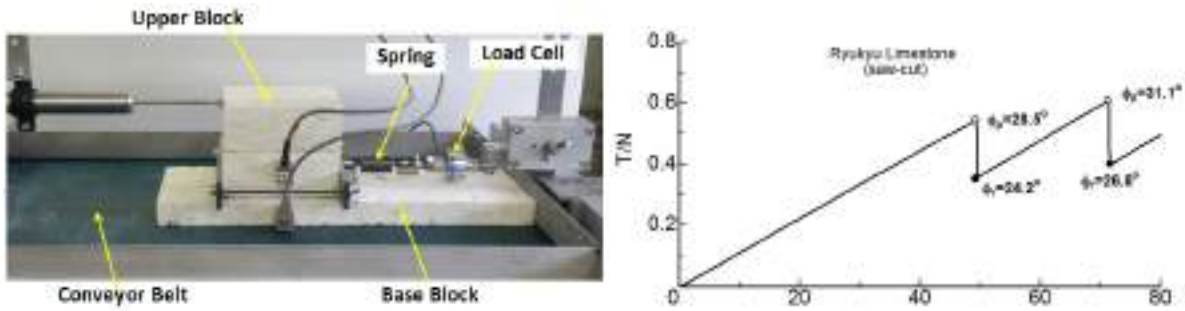


Figure 6. Responses of saw-cut discontinuity planes of Ryukyu limestone samples during a tilting test.



(a) (b)

Figure 7. (a) A view of stick-slip experiment, and (b) stick-slip response of saw-cut plane of Ryukyu limestone.

A multi-stage (multi-step) direct shear test on a saw-cut surface of sandy Ryukyu limestone sample, which consist of two blocks with dimensions of 150x75x37.55mm, was varied out (Figure 8). The initial normal load was about 17 kN and increases to 30, 40, 50, 60 and 70 kN during the experiment. Figure 9 shows the shear displacement and shear load responses during the experiment. As noted from the figure, the relative slip occurs between blocks at a constant rate after each increase of normal and shear loads. This experiment is likely to yield shear strength of the interface two blocks under different normal stress levels. Figure 9(a) shows the peak and residual levels of shear stress for each level of normal stress increment. Tilting tests were carried out on the same interface and the apparent friction angles ranged between 35.4 and 39.6 degrees. Tilting test results and direct shear tests are plotted in

Figure 9(b) together with shear strength envelopes using the shear strength failure criterion of Aydan (Aydan, 2008; Aydan et al., 1966).

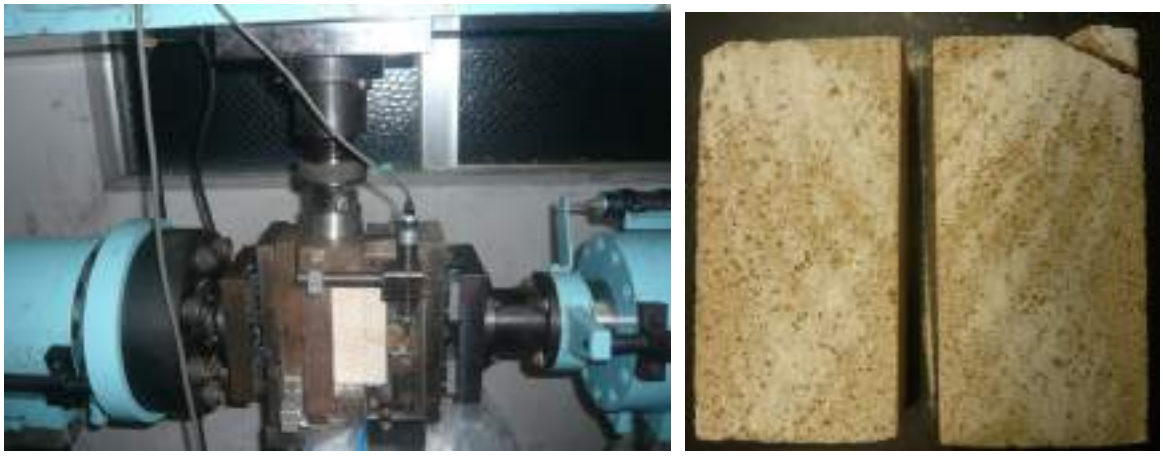
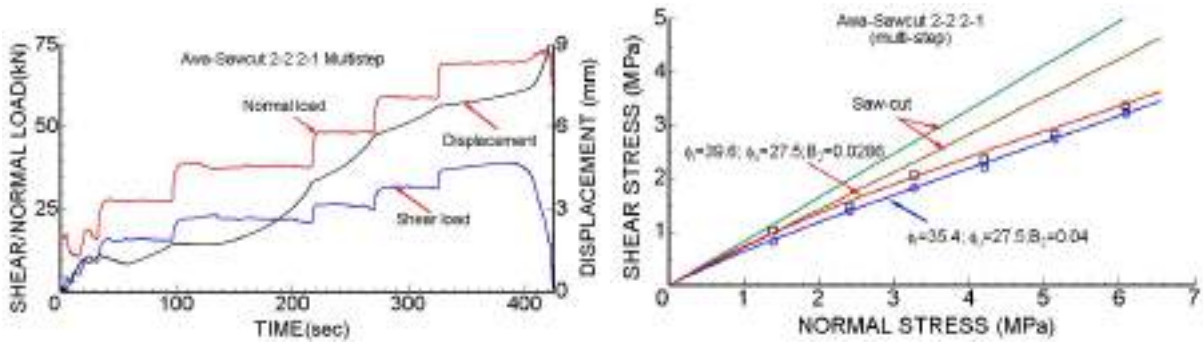


Figure 8. View of direct shear test on a saw-cut discontinuity plane and a saw-cut discontinuity plane after a direct shear test.

As noted from the figure, the friction angles obtained from tilting tests are very close to the initial part of the shear strength envelopes. However, the friction angle becomes smaller as the normal stress level increases. In other words, the friction angle obtained from tilting tests on saw-cut surfaces can not be equivalent to the basic friction angle of planar discontinuities and interfaces of rocks. The basic friction angle of the planar interface of sandy limestone blocks is obtained as 27.5 degrees for the range of given normal stress levels.



(a) (b)

Figure 9. (a) Shear stress-shear load response of the interface of sandy limestone blocks during the multi-stage (step) direct shear experiment, and (b) Comparison of shear strength envelope for the interface of sandy limestone blocks with experimental results from the multi-stage (step) direct shear experiment.

A series of two-ways direct shear tests were carried out saw-cut discontinuity planes of Ryukyu limestone. Figure 10(a) shows the normalized shear resistance (T/N) response of the saw-cut planes and acceleration during the two-ways shearing with ±15 mm forced displacement amplitude. As noted the acceleration response is quite different than that anticipated and it has a very irregular response with an amplitude less than 0.42g.

Figure 10(b) shows the relative displacement-T/N relation. In the same figure, the trajectory of the first cycle is distinguished. It is quite interesting to note that the shear resistance of the discontinuity plane gradually changes after each cycle of shearing. At the end of the experiment, a thin powder is recognized on the discontinuity plane.

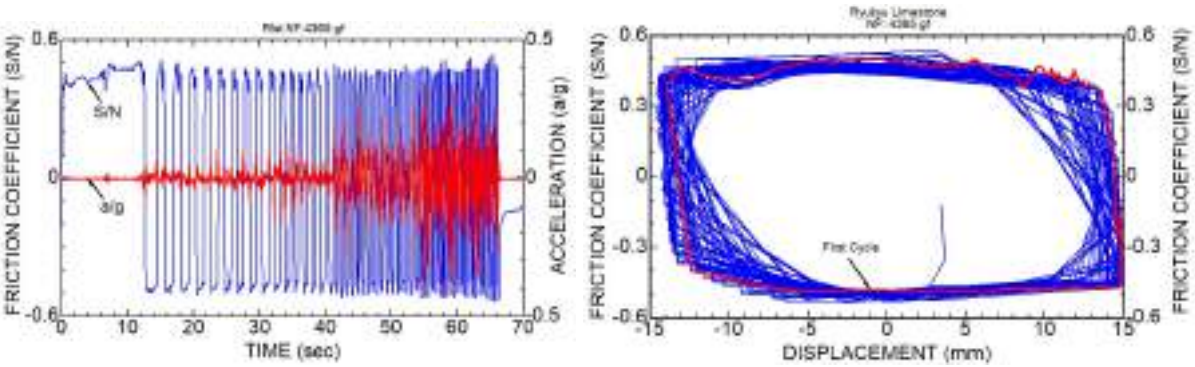


Figure 10. (a) The response of the normalized S/N and acceleration response of a saw-cut plane during two shearing experiment, and (b) Its shear response in the space of relative displacement-T/N relation.

4. SHEARING TESTS ON INTERFACE BETWEEN STEEL AND RYUKYU LIMESTONE

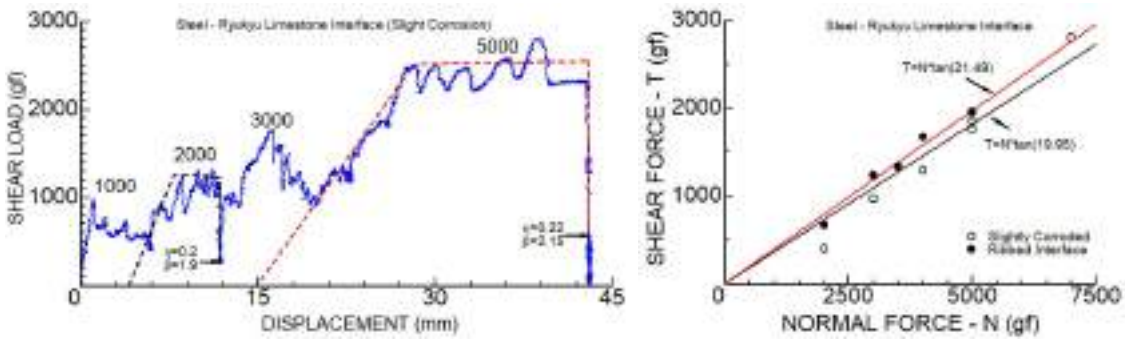
The shear strength of interface between steel pile and Ryukyu limestone without grouting is of great importance. To determine the shear strength properties of the interface between steel pile and saw-cut surface of Ryukyu limestone, tilting tests, stick slip tests and two-ways dynamic shear tests were carried out. These experimental results are briefly explained here. The surface configuration of the steel was smooth and ribbed.

Tilting device was used to test the shear strength characteristicts of the interface between steel and saw-cut Ryukyu limestone. Table 2 gives the test results. As noted from the table, the friction angle for the smooth surface ranges between 19 and 24 degrees with an average value of 23.5 degrees. On the other hand, the friction angle for ribbed surface ranges between 16 and 22 degrees with an average of 19.78 degrees.

Table 2. Frictional characteristics of the interface between steel and Ryukyu limestone.

Interface	Test Results				Average
Smooth	19	26	23	24	23.5
Ribbed	21	16	22	19	19.78

A series of stick-slip experiments were carried out on the interface between steel and saw-cut Ryukyu limestone surface. Results are shown in Figure 11. The results were quite similar to those obtained from those of tilting tests.

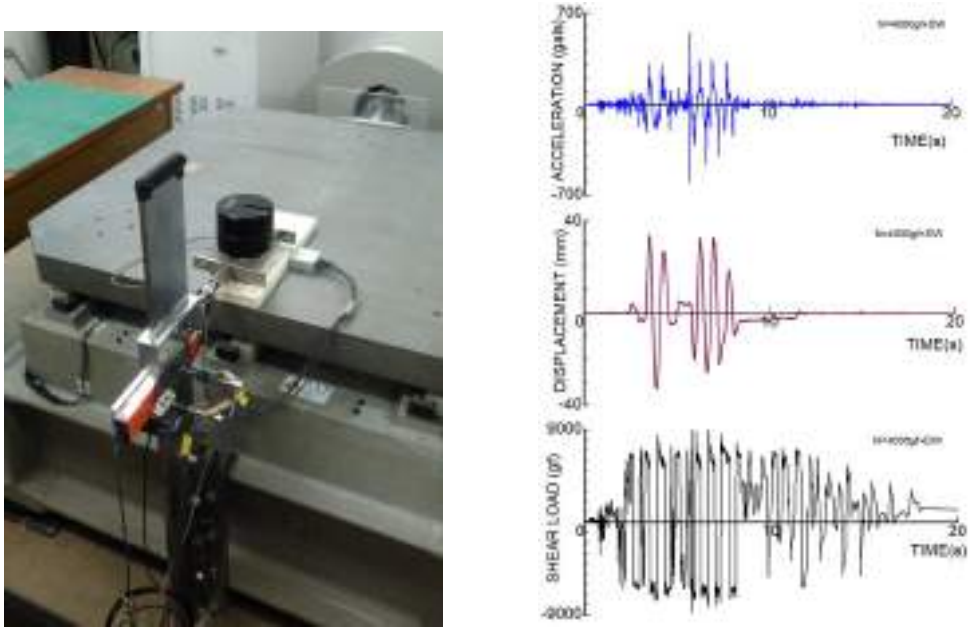


(a) (b)

Figure 11. (a) A shear response in a stick-slip interface and (b) shear strength envelopes.

Two-way shearing experiments on the interface between steel and Ryukyu limestone were carried out using a newly developed shearing testing equipment mounted on a large shaking table as shown in Figure 12(a). The shaking table is capable of applying actual earthquake records to the table. Figure

12(b) shows applied acceleration, displacement responses of the shaking table and the shear resistance response of the interface between steel and Ryukyu limestone at a given normal load. Fundamentally results are quite similar to those obtained from tilting and stick-slip experiments.



(a) (b)

Figure 12. (a) A view of the device, and (b) measured responses.

5. PHOTO-ELASTIC TESTS ON PILES IN MODEL GROUND WITH/WITHOUT CAVES

As mentioned in the introduction, Ryukyu limestone formation was considered to be not suitable as foundation rock due to the possibility of caves and the possibility of their failure following the construction. A series of photo-elastic model tests were carried out on piles embedded in ground with or without caves as shown in Figure 13. Furthemore, the effect of cave filling was also considered. Figure 14 shows the maximum shear stress distributions obtained from model experiments. Four different conditions were considered. In three cases, specifically, (a) no cave, (c) with cave, (d) backfilled cave, no lateral confinement was provided. As for case (b), lateral confinement was provided before the application of load onto pile head. However, it should be noted that the elastic modulus of the pile is quite large with that of model ground. The experiments indicate that large shear stress develope beneath the pile tip. The concentration is quite dramatic when there is an unfilled cave beneath the pile tip. Backfilling the cave drastically reduces stress concentrations in ground beneath the pile tip. The existence of lateral confinement reduces the stress concentration beneath the pile tip and the upper part of the ground carries load acting on the pile. These photo-elastic tests are quite illustrative and usefull for understanding the stress conditions in the vicinity of piles.

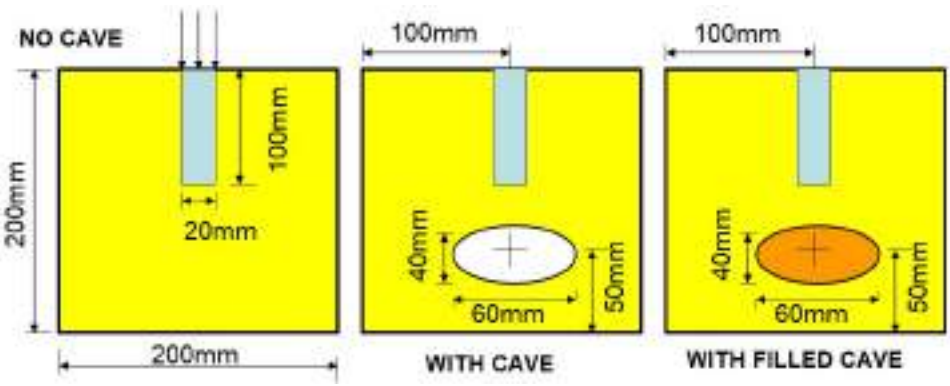


Figure 13. Illustration of conditions of photo-elastic model tests.

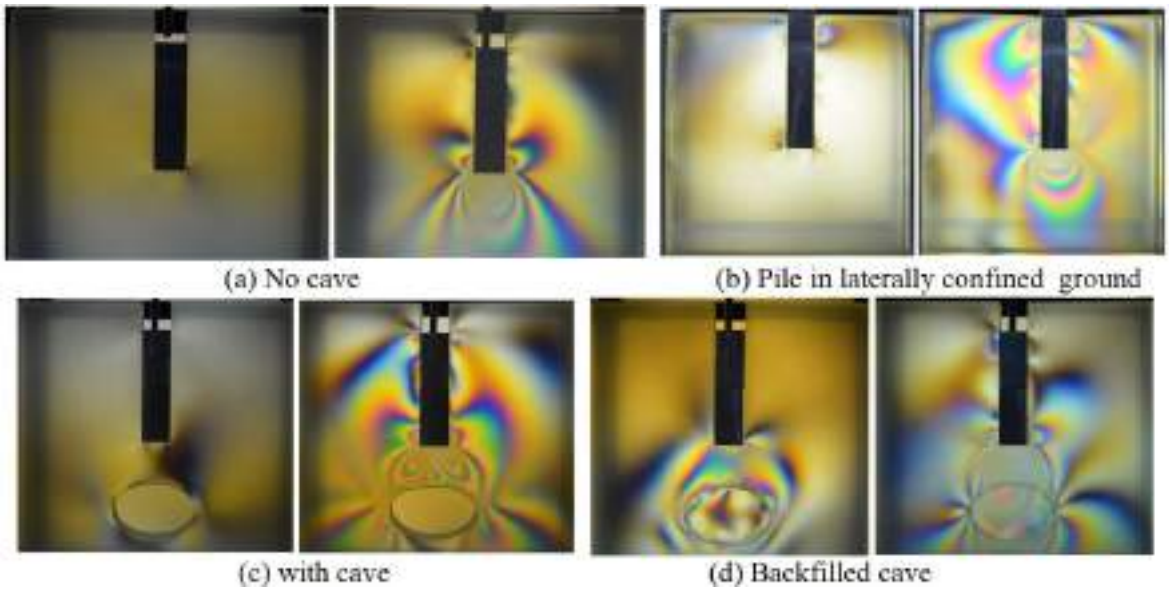


Figure 14. Stress distributions in model ground under different conditions before and after application of loads on model piles.

6. A PROPOSAL FOR FOUNDATION DESIGN ON RYUKYU LIMESTONE FORMATION

As pointed previously, there is high possibility of caves of different sizes in Ryukyu Limestone Formation (RLF). The existence of these caves may result in non-uniform settlement and/or collapse of foundations of the superstructures. For this reason, it is common to drill boreholes to a depth of rock layer such as Shimajiri formation or phyllite rock mass at each pier of the super structures. These boreholes can be used to check if there is any cave beneath the foundation. The spread foundation or very shallow foundations can be used if there is no cavity. If there is any cavity, the possibility of the backfilling should be explored. The filling of such caves is possible and limited area type backfilling may also be utilized (Figure 15(f)). Besides these suggestion, there may be other alternatives as illustrated in Figure 15.

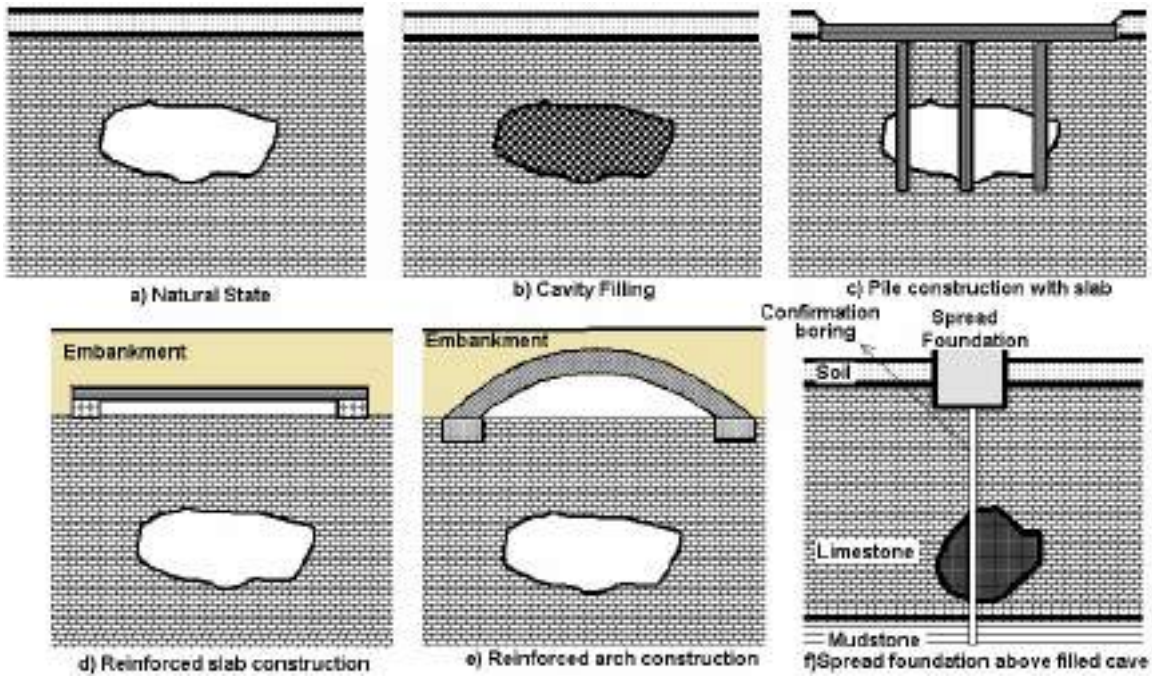


Figure 15. Various alternatives to deal cavities during the construction on Ryukyu Limestone Formation.

7. CONCLUSIONS

The utilization of Ryukyu Limestone Formation (RLF) as the foundation rock of superstructures is explored and the characteristics of the RLF are presented and the applications of various methods for the characterization of the RLF are explained. If sufficient explorations and counter-measures are implemented at a given foundation location, it is possible to utilize the RLF as foundation rock. Therefore, the present design philosophy is not appropriate and it is resulting in uneconomical foundation design and it is overconservative.

8. REFERENCES

Aydan, Ö., 2008. New directions of rock mechanics and rock engineering. Geomechanics and Geoengineering. 5th Asian Rock Mechanics Symposium (ARMS5), Tehran, 3-21.

Aydan, Ö., 2018. Rock Reinforcement and Rock Support. CRC Press, ISRM Book Series, No.7, 473 pages.

Aydan, Ö., Tokashiki, N., 2007. Some damage observations in Ryukyu Limestone Caves of Ishigaki and Miyako islands and their possible relations to the 1771 Meiwa Earthquake. Journal of The School of Marine Science and Technology, 5(1), pp. 23-39.

Aydan Ö., Shimizu, Y., Kawamoto T., 1996. The anisotropy of surface morphology and shear strength characteristics of rock discontinuities and its evaluation. North American Rock Mechanics Symposium, NARMS'96, 1391-1398.

Tokashiki, N., 2010. Study on the Engineering Properties of Ryukyu Limestone and the Evaluation of the Stability of its Rock Mass and Masonry Structures. PhD Thesis, Waseda University, Tokyo.

Tokashiki, N., Aydan, Ö., 2003. Characteristics of Ryukyu Limestone and its utilization as a building stone in historical and modern structures. International Symposium on Industrial Minerals and Building Stones, Istanbul, pp. 311-318.

Tokashiki, N., Aydan, Ö., 2010. The stability assessment of overhanging Ryukyu limestone cliffs with an emphasis on the evaluation of tensile strength of Rock Mass. Journal of Geotechnical Engineering, JSCE, Vol. 66, No. 2, 397-406.

Development of a Shock Testing Device for Dynamic Properties of Rocks

Kayaların Dinamik Özelliklerinin Belirlenmesi için Darbe Deney Düzeneğinin Geliştirilmesi

Ömer AYDAN*, Takashi ITO, Naohiko TOKASHIKI, Shinya KODATE

University of the Ryukyus, Dept. of Civil Engineering, Nishihara, Okinawa, Japan
*(*aydan@tec.u-ryukyu.ac.jp)*

ABSTRACT: The dynamic mechanical behaviour and characteristics of rocks have been investigated using different techniques in relation to evaluate the engineering structures by dynamic loads such as those resulting from the impact of missiles or meteorites. The authors have developed a new experimental device to investigate the behaviour of rocks under shock loads, presented the outcomes of this experimental study and discussed their implications in the field of rock dynamics. Under the given testing conditions, there is no remarkable strength increase under dynamic conditions as compared with that under static condition. If the load level under dynamic condition is higher than that for fracturing the rock under static condition, the excess energy will be dissipated by intense fracturing as well as inertia forces.

Keywords: Shock test, dynamic strength, compression, tensile, acceleration

ÖZ: *Meteor veya füze çarpması gibi dinamik yükler altında mühendislik yapılarının değerlendirilmesi amacıyla değişik deney düzenekleri kullanarak kayaların dinamik özellikleri ve davranışları incelenmektedir. Yazarlar bu amaçla dinamik alanda yeni bir darbe deney düzeneği geliştirmişler ve bu düzeneği kullanarak elde edilmiş deney sonuçlarını bu çalışmada sunmaktadırlar. Şu ana kadar yapılan incelemelerde dinamik ve statik koşullar altında dayanımın pek değişmediği gözlenmiştir. Deneylerde yük seviyesi statik durumdakinden yüksek olması halinde aşırı enerji çatlak yoğunluğunun artması ve atalet kuvvetleri şeklinde sönümlenmektedir.*

Anahtar Kelimeler: *Darbe deneyi, dinamik dayanım, basınç, çekme, ivme*

2. INTRODUCTION

Different techniques are used to investigate the dynamic mechanical behaviour and characteristics of rocks in relation to evaluate the engineering structures by dynamic loads such as those resulting from the impact of missiles or meteorites. The Split Hopkinson Pressure Bar technique, which was originally developed Hopkinson in 1914 to measure stress pulse propagation in a metal bar, is commonly used. Kolsky (1949) refined Hopkinson's technique by using two Hopkinson bars in series, now known as the Split-Hopkinson Pressure bar (SHPB), to measure stress and strain. However, the strain gauges attached to intermittent and transmitting bars are used to infere the measured responses. Furthemore, the post-failure characteristics of rocks could not be easily evaluated.

The authors devised new experimental apparatuses to investigate the behavior of rocks under shock waves. The devices are fundamentally categorized as the drop-weight apparatus, it can be equipped with load-cell, non-contact type laser displacement transducers, accelerometers and infra-red thermo-graphic imaging. Therefore, it is possible to evaluate the mechanical behavior and characteristics of rocks subjected to shock waves during pre-failure as well as post-failure stages. The tested rocks are tuff, limestone, granite, marble, gneiss and porphyrite, ranging from soft to hard rocks. The testing conditions correspond to uniaxial compression and Brazilian tensile tests. Nevertheless, it is possible to do experiments such as punching tests, bending tests. The nominal impact velocity can also be easily adjusted and it can be easily correlated with the measured responses and dynamic mechanical properties. The authors explain the newly developed experimental apparatus and experiments on various rock under shock loads and present the outcomes of this experimental study and discuss their implications in the field of rock dynamics.

2. SHOCK TESTING DEVICE AND THE TESTED ROCKS

2.1. Shock Testing Device

The authors recently improved their initial device and equipped with non-contact type laser displacement transducers to measure the displacement of the loading platen. The load cell was also improved, which is now capable of measuring much higher dynamic loads. The device, shown in Figure 1, also enables to take infra-red thermo-graphic images during the shock tests. The displacement of the loading platen is allowed to move downward up-to 20 mm in order to prevent the total destruction of samples upon failure. The cylindrical weight with a weight of 5 and 10 kgf can be dropped from different heights up to 500 mm with an interval of 50 mm.

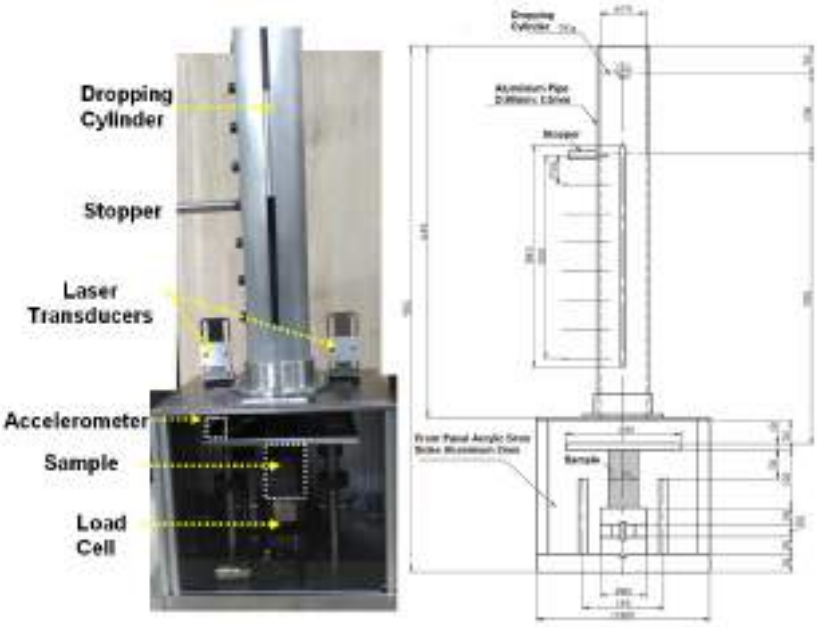


Figure 1. Schematic drawing of the new shock testing device.

The maximum nominal velocity at the time of impact on samples can be computed from the following formula:

$$V_{\max} = \sqrt{2gH_d} \tag{1}$$

where g is gravitational acceleration and H_d is drop height. In this study, the authors also define maximum nominal strain rate by dividing the maximum nominal impact velocity by the sample height or sample diameter as given below:

$$d\dot{\varepsilon}_{\max} = \frac{V_{\max}}{L} \quad \text{or} \quad d\dot{\varepsilon}_{\max} = \frac{V_{\max}}{D} \tag{2}$$

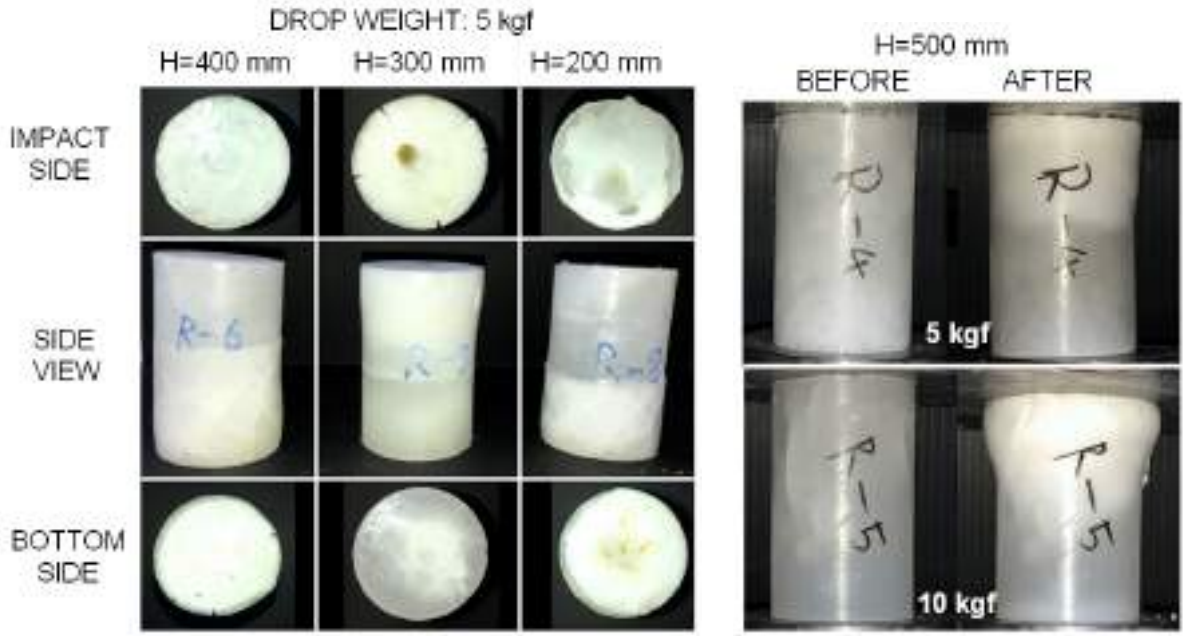
Maximum acceleration is obtained from the acceleration response during the experiment and it is expected to increase with the increase of strength of rock samples.

2.2. Samples

Samples of rocks are gathered from different locations in Japan and Turkey and the attention was given to those rocks with well-known mechanical properties. One of the main goal of this study is also to see the effect of velocity of shock load on the deformability and strength characteristics of rocks. The rocks were tuffs from Cappadocia, Oya and Fukui, limestone from Ryukyu limestone formation and Bazda in south-western Turkey, mudstone belonging Shimajiri formation and Seyitömer in Turkey, andesite from Sinop in Turkey, porphyrite from Atera fault zone in Japan. The experiments were carried out under uniaxial compression and Brazilian test conditions.

2.2. Effect of Velocity and Location of Impact

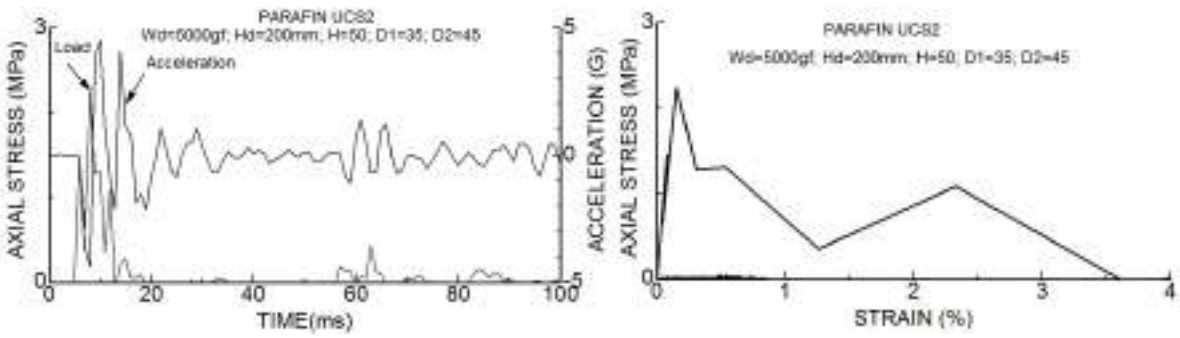
Before the tests on actual rock samples, some preliminary impact experiments were carried out on paraffin samples. Figure 2a shows the state of paraffin samples tested under uniaxial compression shock test with varying impact velocity subjected to the same weight impact object. It was quite interesting that the ends of the sample deformed while the center part of the sample was less deformed. This is quite different situation when the deformation state of samples is compared under static testing. Furthermore, the conical failure surface was observed at the impact side while there was no such a failure surface at the restrained side. This fact implies that the propagation of the stress wave through the samples is not uniform. Furthermore, the momentum of the impact object is also an important parameter. For the same velocity, the sample is more deformed when its momentum is higher as seen in Figure 2b.



(a) (b)

Figure 2. Views of (a) parafin samples tested under different impact velocity, and (b) samples subjected to different momentum while impact velocity was same.

Figure 3 show the responses during the shock tests on the paraffin sample numbered UCS2. If the shock load is sufficient enough to yield the sample, the shock load looks has a triangular shape. The larger plastic zone developed in the sample near the impact side. Furthermore, the post failure indicates strain softening behavior (Figure 3b).



(a) (b)

Figure 3. (a) Time response of load and acceleration and (b) load-strain responses during shock test on Paraffin sample UCS2.

Figure 4 shows X-ray CT images of a paraffin sample subjected to uniaxial compressive shock load. The sample was 125 high and 50 mm in diameter. As seen from the figure, the plastic zone is quite large near the impact side. A cone like plastic zone is noted near the impact side and this zone propagates towards the restrained side. Radial extension fractures are observed in the top part and they disappeared towards the restrained side. Although the purpose of this observation is different, the splitting fractures observed in uniaxial compression experiments should be secondary fractures following the formation and propagation of cone-like plastic zones.

The monitoring and high-speed video records indicated that the samples under Brazilian and compression shock test are first compressed at the initial contact stage and they fully re-bound if they are not fractured. They will also partially rebound even they became fractured and/or exhibit plastic behaviour.

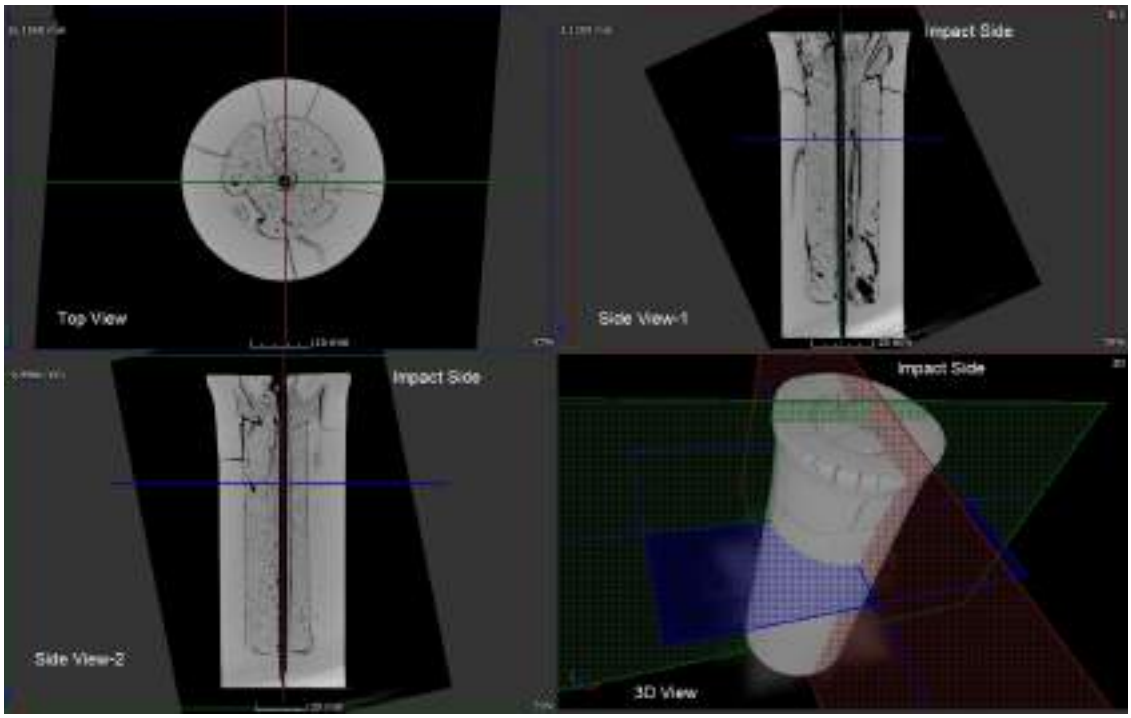


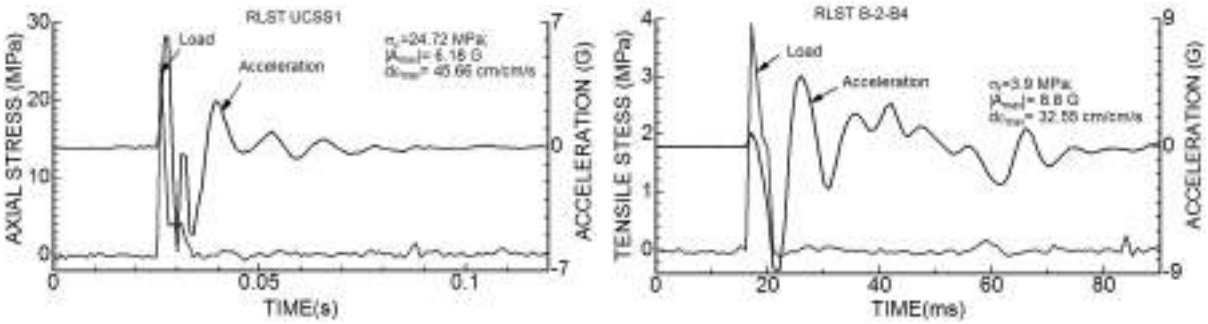
Figure 4. X-Ray CT images of a paraffin sample subjected to compressive shock loads.

3. SHOCK TESTS

3.1. Ryukyu Limestone

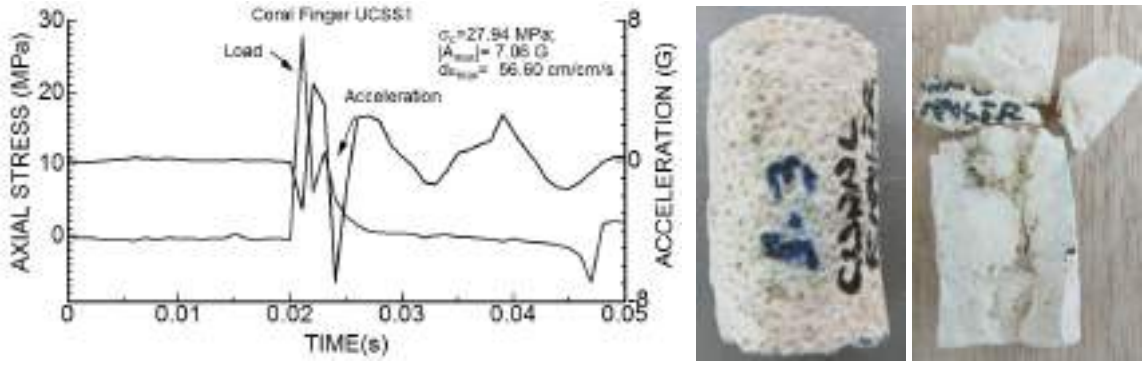
Ryukyu limestone is widely distributed in Ryukyu Archipelago. It is broadly defined as coral and sandy limestone (Tokashiki and Aydan, 2010). In the experiments, coral limestone is tested under uniaxial compression and Brazilian shock tests. Figure 5 show the force and acceleration responses of Ryukyu limestone samples. The strength of Ryukyu limestone depends upon the porosity and the static uniaxial compressive strength (UCS) ranges between 20.0 and 33.3 MPa. Similarly, the Brazilian tensile strength of this limestone depends upon the porosity and ranges between 2.4 and 5.3 MPa.

From the comparison of experimental results given in Table 1, there is no remarkable strength increase under dynamic conditions for the given testing conditions. The finger-like corals are also widely distributed along the shores of Ryukyu Islands. An experiment was carried out on coral fingers samples with a diameter of 20 mm under compression shock test. Figure 6 shows the axial stress and acceleration response during the experiment. It was quite interesting that the dynamic UCS of the coral finger is almost the same as that of Ryukyu coral limestone.



(a) (b)

Figure 5. Axial stress and acceleration response of Ryukyu limestone sample under (a) uniaxial compression shock test, and (b) Brazilian shock test.



(a) (b)

Figure 6. (a) Axial stress and acceleration response of coral finger limestone sample under uniaxial compression shock test and (b) views of the sample before and after the experiment.

Table 1. Comparison of static and dynamic strength of Ryukyu limestone

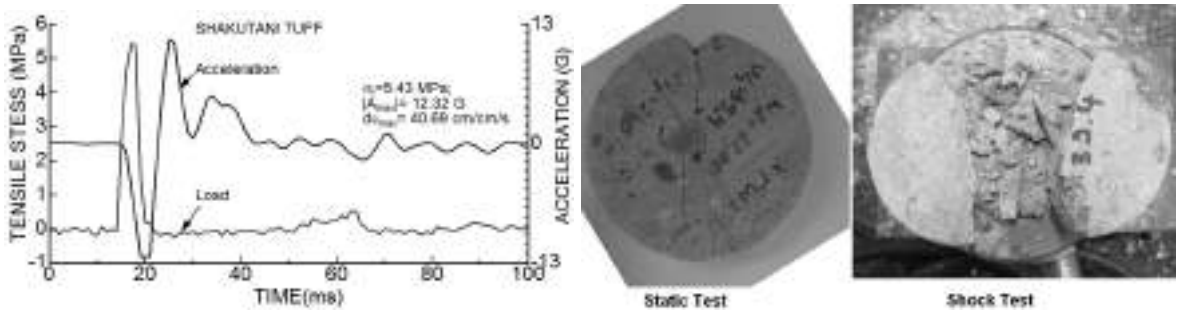
Condition	Static (MPa)	Dynamic (MPa)
UCS	20-33.3	24.72
BRS	2.4-5.3	3.90
Coral Finger-UCS	-	27.94

3.2. Tuff of Fukui (Shakudani-ishi)

Tuff of Fukui or locally known as Shakudani-ishi is a welded tuff and there are many abandoned underground quarries, which collapse from time to time. Table 2 compares the static and dynamic strength of Shakudani-ishi. Figure 7a shows the tensile stress and acceleration response of the sample while Figure 7b shows the fracturing state of Shakudani-ishi Brazilian samples tested under static and dynamic conditions. As noted from Figure 7b, the fracturing state is entirely different under dynamic condition than that under static condition. The damage is much more intense in dynamic shock test and it involves more energy dissipation in samples if the load exceeds the energy required to fracture under static condition.

Table 2. Comparison of static and dynamic strength of Shakudani-ishi.

Condition	Static (MPa)	Dynamic (MPa)
UCS	33.8-37.9	
BRS	3.8-	5.43

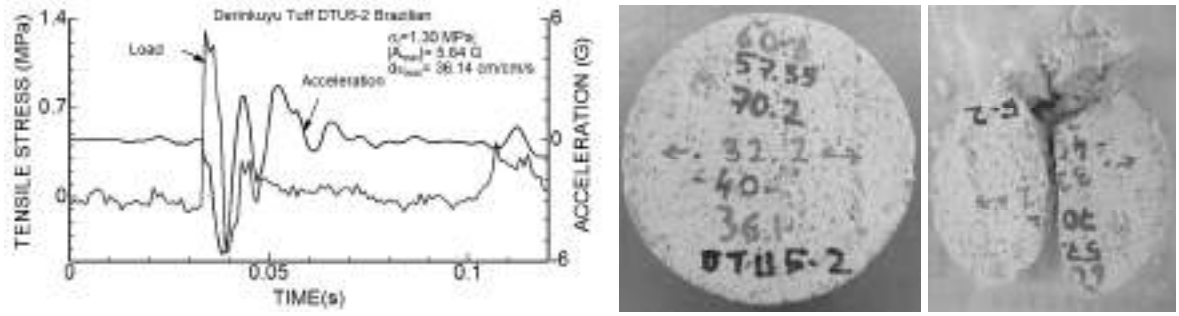


(a) (b)

Figure 7. (a) Tensile stress and acceleration response of Shakudani-ishi sample under Brazilian shock test, and (b) comparison of fracturing of Ryukyu limestone samples under static and dynamic conditions.

3.3. Tuff of Derinkuyu

Antique Derinkuyu underground city in Cappadocia is excavated in tuff formation. The characteristics of surrounding rock are well-investigated by Aydan and Ulusay (2014). Tuff of Derinkuyu constitutes main rock mass around the underground city. A series of experiments on Derinkuyu tuff under dynamic Brazilian and compression shock loading conditions were investigated. Figure 8(a) shows the tensile stress and acceleration responses of the sample while Figure 8(b) shows the views of the sample before and after testing. Table 3 compares the experimental results.



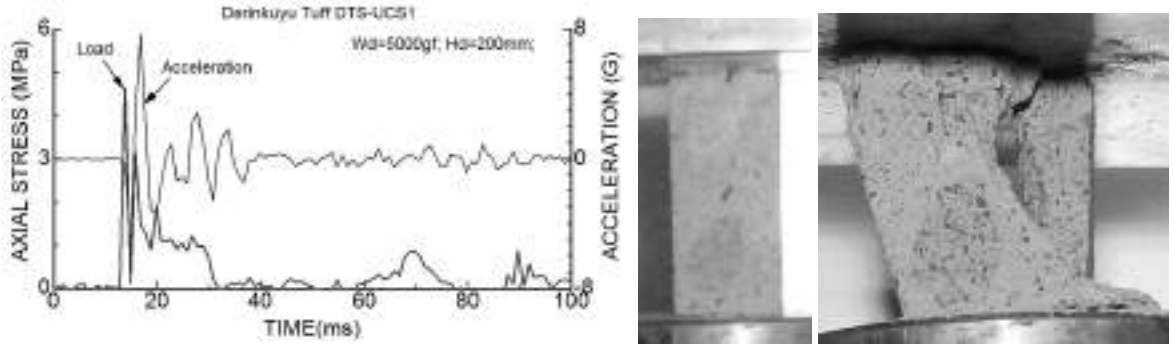
(a) (b)

Figure 8. (a) Tensile stress and acceleration response of Derinkuyu tuff sample under Brazilian shock test and (b) comparison of fracturing of Derinkuyu tuff sample before and after Brazilian shock testing.

Figure 9 shows the axial stress and acceleration response during the experiment on a compression shock test on a Derinkuyu tuff sample. From the comparison of experimental results given in Table 3, there is no remarkable strength increase under dynamic conditions for the given testing conditions.

Table 3. Comparison of static and dynamic strength of tuff of Derinkuyu.

Condition	Static (MPa)	Dynamic (MPa)
UCS	4.1-8.3	4.6
BRS	0.5-1.1	1.1



(a) (b)

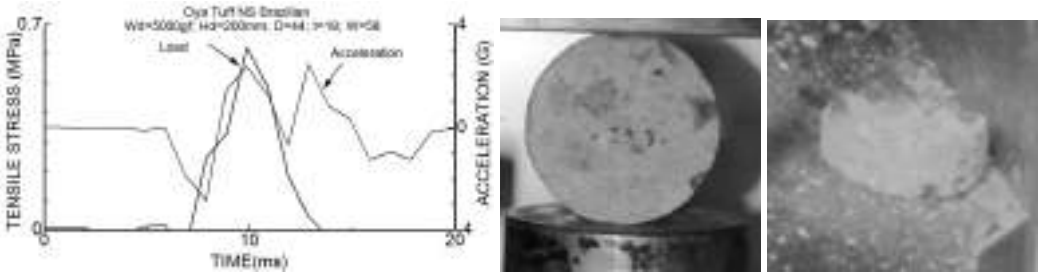
Figure 9. (a) Axial stress and acceleration response (b) comparison of fracturing of Derinkuyu tuff sample before and after uniaxial compression shock test.

3.4. Oya Tuff

Oya tuff is one of well-known rock in Japan and it has been used as construction material. A series of experiments on samples under Brazilian and compression shock loading conditions were carried out. Figures 10 and 11 show the dynamic response of Oya tuff samples under Brazilian and Compression loading conditions. Figure 11b shows the views of the sample before and after the compression shock experiment. Table 4 compares the strength of Oya tuff under static and dynamic conditions. Once again it is noted that there is no remarkable strength increase under dynamic conditions for the given testing conditions when the experimental results given in Table 4 are compared with each other. Furthermore, the fracturing state is more intense under dynamic conditions.

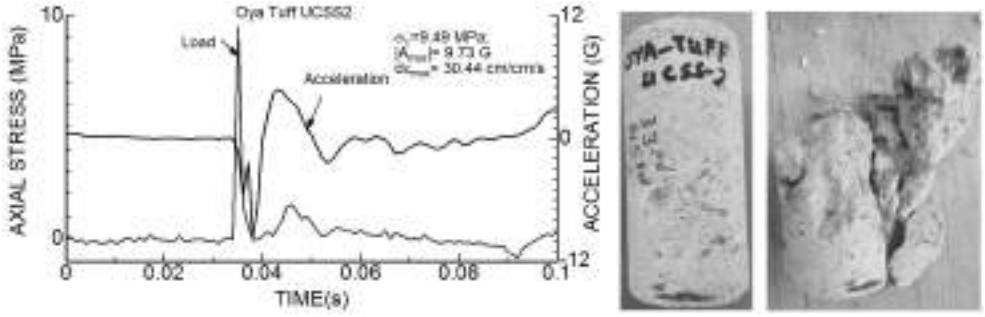
Table 4. Comparison of static and dynamic strength of Oya tuff

Condition	Static (MPa)	Dynamic (MPa)
UCSS	4.7-11.2	9.73
BRS	0.5-1.0	0.62



(a) (b)

Figure 10. Tensile stress and acceleration response of Oya tuff sample under Brazilian shock test.



(a) (b)

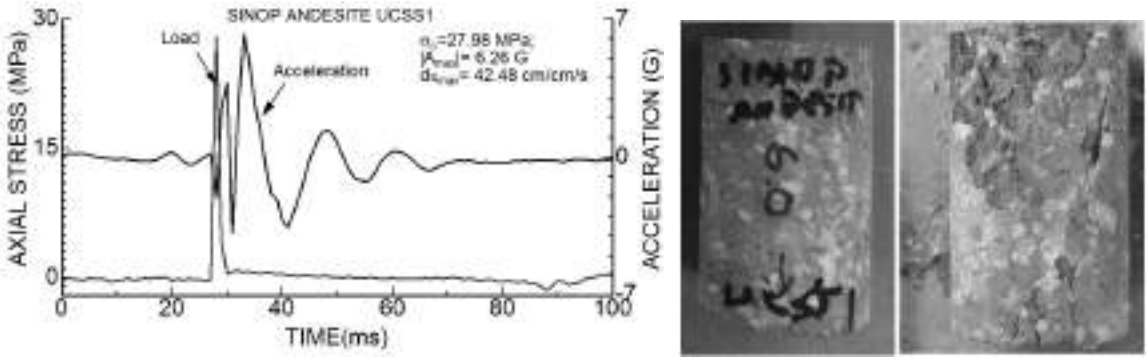
Figure 11. (a) Axial stress and acceleration response and (b) comparison of fracturing of Oya tuff sample before and after compression shock testing.

3.5. Sinop Red Andesite

Andesite is one of the widely distributed rock in the planned Sinop Nuclear Power Plant site. It has a grayish or reddish color. The grayish colored andesite has higher strength as compared with that of reddish colored andesite (Aydan et al., 2015). A series of experiments on samples under Brazilian and compression shock loading conditions were carried out. Figures 12 and 13 show the dynamic response of Sinop reddish andesite samples under Brazilian and compression loading conditions and views of the sample before and after the Brazilian and compression shock experiments.

(a) (b)

Figure 12. (a) Tensile stress and acceleration response of Sinop reddish andesite under Brazilian shock test and (b) state of sample before and after testing.



(a) (b)

Figure 14. (a) Axial stress and acceleration response of Sinop reddish andesite sample under uniaxial compression shock test and (b) comparison of fracturing of Sinop Reddish andesite sample before and after compression shock testing.

4. CONCLUSIONS

From the measured responses and dynamic mechanical properties during experiments using the newly developed shock tests apparatus, some of important conclusions drawn from this experimental study may be stated as follows.

1) Under the given testing conditions, there is no remarkable strength increase under dynamic conditions as compared with that under static condition. If the load level under dynamic condition is higher than that for fracturing the rock under static condition, the excess energy will be dissipated by intense fracturing as well as inertia forces. In other words, the so-called strength increase in SPHB experiments reported in literature may be due to this phenomenon (e.g. Kobayashi, 1970; Aydan, 2017), which cast a doubt on the truthness of the results of experiments using the SHPB technique.
2) The monitoring and high-speed video records indicated that the samples under Brazilian and compression shock test are first compressed at the initial contact stage and they fully re-bound if they are not fractured. They will also partially rebound even they became fractured and/or exhibit plastic behaviour.
3) Acceleration responses are not symmetric with respect to time axis as noted previously by Aydan et al. (2017).

5. REFERENCES

Aydan, Ö., 2017. Rock Dynamics. CRC Press, Taylor and Francis Group, 462p, ISRM Book Series No. 3, ISBN 9781138032286

Aydan, Ö., Ulusay, R., 2013. Geomechanical evaluation of Derinkuyu Antique Underground City and its implications in geo-engineering. Rock Mechanics and Rock Engineering, Springer, Volume 46, Issue 4, pp.731-754.

Aydan, Ö., Fuse, T., Ito, T., 2015. An experimental study on thermal response of rock discontinuities during cyclic shearing by Infrared (IR) thermography. Proc. 43rd Symposium on Rock Mechanics, JSCE, 123-128.

Hopkinson, B., 1914. A Method of Measuring the Pressure Produced in the Detonation of High Explosives or by the Impact of Bullets, Philosophy Trans. R. Soc. (London) A, 213, 437-456.

Kobayashi, R., 1970. On mechanical behaviours of rocks under various loading-rates. Rock Mechanics in Japan 1:56-58.

Kolsky, H., 1949. An Investigation of the Mechanical Properties of Materials at Very High Rates of Loading. Proc. Phys. Soc. London, B62, p.676-700.

Kolsky, H., 1953. Stress Waves in Solids. Clarendon Press, Oxford.

Tokashiki, N. Aydan, Ö., 2010. The stability assessment of overhanging Ryukyu limestone cliffs with an emphasis on the evaluation of tensile strength of Rock Mass. J. of Geotechnical Eng., JSCE, 66(2), pp.397-406.

Development of acoustic emission (AE) monitoring system for abandoned lignite mines and its application

Terkedilmiş linyit madenleri için Akustik Emisyon Sisteminin Geliştirilmesi ve Uygulamaları

Hisataka TANO[1,*], Koujiro WADA[2], Ömer AYDAN[3]

[1]*Nihon University, Koriyama, Japan*
[2]*Tobishima Co., Nagoya Branch, Nagoya, Japan*
[3]*University of the Ryukyus, Dept. of Civil Engineering, Nishihara, Okinawa, Japan*
*(*tanohisataka@sylpheed.jp)*

ABSTRACT: There are many abandoned lignite mines in Mitake town, Gifu Prefeture, Japan. They are shallow and exploited using room and pillar technique. These abandoned mines collapse due to degradation of surrounding rock mass and/or seismic actions. As a counter-measure, backfilling technique is used in order to prevent their collapses. To evaluate the degradation process and the effectiveness of backfilling, some monitoring systems utilizing acoustic emissions (AE) have been developed and applied to these abandoned mines. This study describes the developed AE system for abandoned lignite mines and its applications. Furthermore, the effectiveness of the developed system is discussed.

Keywords: Mitake, abandoned lignite mine, room and pillar method, AE system, degradation

ÖZ: *Japonyanın Gifu Vilayeti Mitake kasabasında birçok terkedilmiş linyit madenleri bulunmaktadır. Bu madenler oda ve topuk yöntemi kullanılarak işletilmiştir. Bu terkedilmiş linyit madenlerinde çevre kayanın bozunması veya depremlerin etkisi ile zaman zaman göçükler oluşmaktadır. Boşlukların doldurulması, bu olayları önlemek için etkili yöntemlerden biri olarak kullanılmaktadır. Kayanın bozunması ve dolgu yönteminin etkisini belirlemek üzere akustik emisyon (AE) yöntemi yazarlar tarafından geliştirilmiş ve bazı uygulamaları yapılmıştır. Bu çalışmada yazarlar geliştirdikleri yöntemi anlatmakta ve yaptıkları uygulamaları sunmaktadır. Bunun yanısıra bu yöntemin uygunluğu tartışılmıştır.*

Anahtar Kelimeler: *Mitake, terkedilmiş linyit madenleri, oda ve topuk yötemi, bozunma*

1. INTRODUCTION

There are many abandoned lignite mines in Japan. However, their existence is almost unknown or forgotten. They may result in sinkholes or subsidence. Particularly large seismic events like the 2011 East Japan earthquake may cause many sinkholes and subsidence problems (Aydan and Tano, 2012). To counter this problem, backfilling is an effective technique. Nevertheless, it is quite costly. Some limited area backfilling technique has been developed using boreholes (Sakamoto et al., 2005). However, the confirmation of the effectiveness of backfilling is not an easy task as it is difficult to access to the backfilled areas.

In this study, the authors developed an acoustic emission (AE) monitoring systems (Tano et al., 2003; 2005; 2016) for practical applications utilizing boreholes and it has been applied to abandoned lignite mines in Mitake town. AE activity before and after backfilling operations are used to check the effectiveness of backfilling.

2. DEVELOPMENT OF AE COUNTING SYSTEM INSTALLED IN BOREHOLES

2.1. Simplified AE System

It is often required to monitor engineering structures in long-term. The complete AE monitoring system requires continuous AC power, data-processing and it is very costly. The authors developed a

battery operated AE counting system for practical applications and it has been used effectively in Babadağ landslide and antique and modern settlements in the Cappadocia Region of Turkey as well as in Japan (Tano et al., 2005; 2016). Figure 1 illustrates the main concept of this system.

2.2. AE Systems for Roofs (Cross-type)

The fundamental concept of the system is illustrated in Figure 2a -b. The features of the system are as follow:

1) It is inserted into the borehole as folded and sensors have the spherical shape. The horizontal bar with sensors at its ends is unfolded using the gravity at the bottom of hole/roof.

2) The wire attached to the vertical bar is pulled and sensors become in touch with the roof of the cavity and the system is fixed at the borehole head on the ground surface, where AE counting system is put upon the borehole top. This system is used when the cavity is not immersed with groundwater.

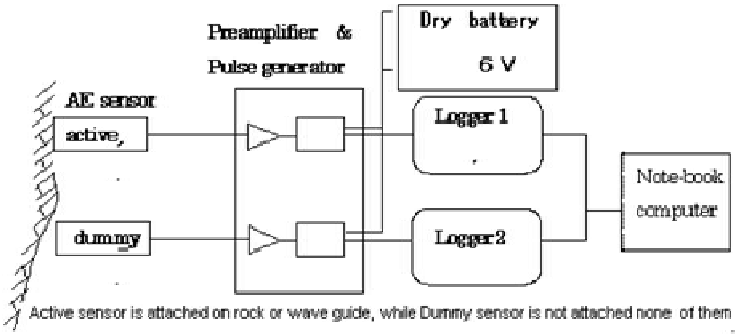
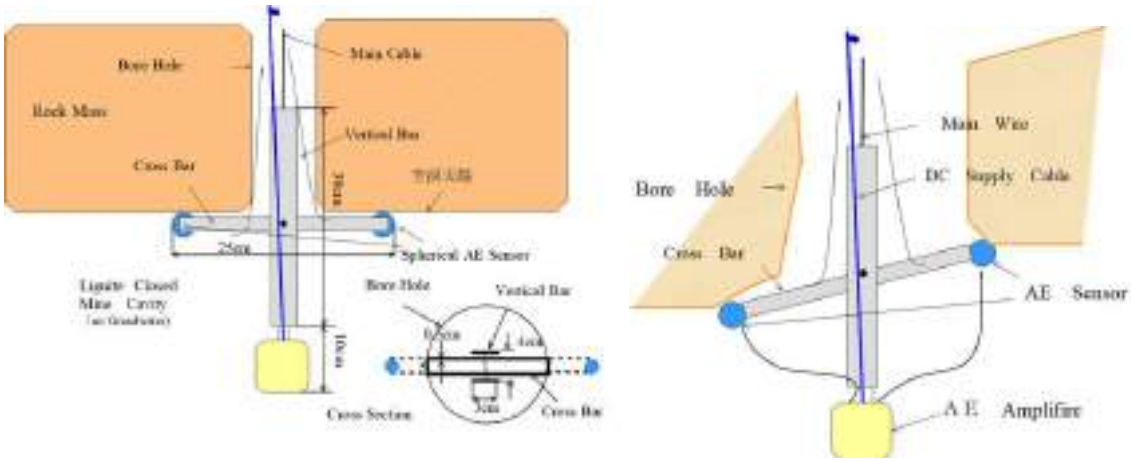


Figure 1. The main concept of simplified AE counting system.



(a) (b)

Figure 2. Roof-type AE system utilizing spherical sensors.

2.3. Long Wave-Guide AE System

When the cavity is fully immersed or wet, it is difficult to measure AE. Under such conditions, a long-wave guide consisting of several coupled cylindrical steel bars are used for measuring AE responses as shown in Figure 3. The sensor is fixed to the top of the coupled bars together with AE counting system.

2.4. Development of Spherical Sensors

Spherical sensors can be used in any place. Generally AE sensors are fixed to the flat surface of structures. However, it is generally difficult to have a very flat surface for the fixation in geotechnical

applications. A spherical shaped aluminum sensor with a diameter of 30 mm, having an internally installed piezo-electric substance is developed as shown in Figure 4.

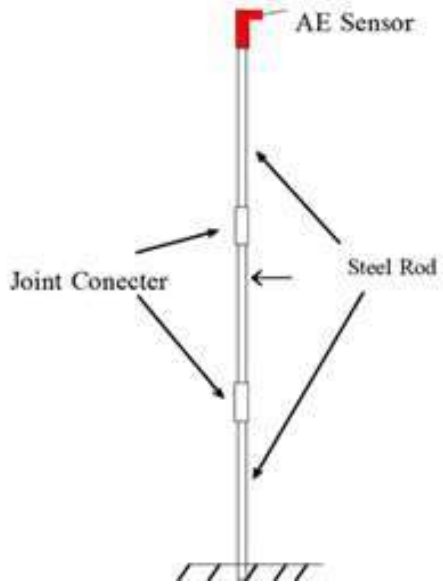


Figure 3. Long wave-guide AE System.

Figure 4. A view of spherical sensors.

3. INSTALLATION OF AE SYSTEM

3.1. Installation of Cross-type AE System

Figures 5a,b show how the cross-type AE system is installed in-situ. The wire is pulled after inserting and lowering the system in the borehole. The resistance of the wire is utilized as the confirmation of the installation and contact situation of the AE sensor system to the roof of the cavity. Figure 6 shows the installation of the AE counting system to the top of the borehole.

(a) (b)

Figure 5. (a) Pulling the wire, and (b) Fixation of the AE counting system.

3.2. Installation of Long-wave Guide Type AE System

The installation procedures of the long wave-guide type AE system are shown in Figure 6a,b. In this particular site, the depth was 10-13 m and coupled bars were lowered into the borehole. Each bar was 1.8 m long and connected to each other by a coupler as seen in Figure 6b. After the completion of lowering of the connected bars into the borehole, an AE sensor was attached to the top of the coupled bar and the AE counting system was connected as seen in Figure 6b.

(a) (b)

Figure 6. (a) Lowering of connected bars into the hole, and (b) Fixation of the AE counting system.

4. BACKFILLING

4.1. Backfilling Method and Installations

The concept of backfilling is illustrated in Figure 7. This method is called "the limited area filling technique" with the purpose of backfilling a limited area as desired. Outer-wall filling has a great resistance and less fluidity while the inner space filling has a higher fluidity.

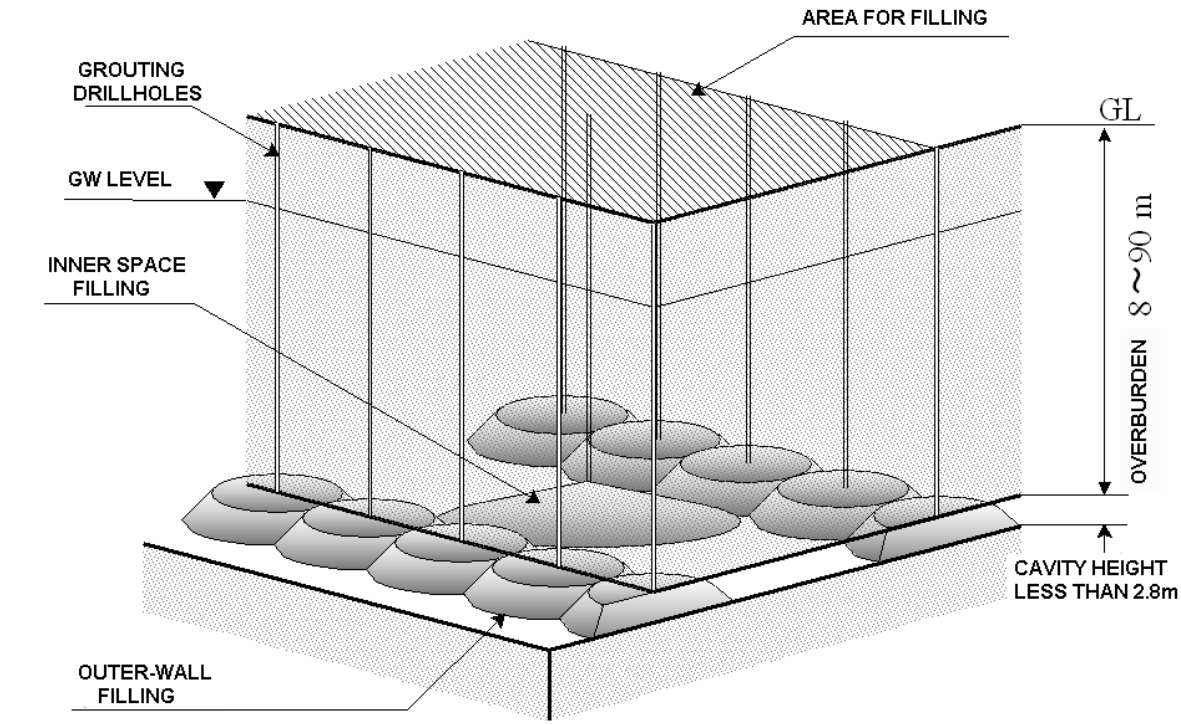


Figure 7. Illustration of limited area filling technique.

The study site is located in the Hie district of Mitake Town, Gifu Prefecture, Japan. In the past, roads and houses in this district suffered some subsidence or sinkhole problems. Active mining continued until 1960 and since then many abandoned lignite mines exist in this area. In recent years, a mega earthquake consisting of the possible rupture of segments named Nankai, Tonankai and Tokai is anticipated and it may affect the abandoned mines in Mitake Town.

Figure 8 shows the installation locations of the AE systems. The geology of the site consists of top-soil, intercalated sandstone and mudstone above the lignite seam and it is about 10-13 m thick. Table 1 gives overburden and cavity height.

Figure 9 illustrates the stages of the backfilling operation in a plan-view. Backfilling was carried at several areas. First of all, the outer-walls were created as indicated by hatched areas. Then the inner-space backfilling was implemented (red-colored area). As noted from the figure, AE NO.4 and AE NO.5 were in the already backfilled area.

5. AE MEASUREMENT RESULTS AND DISCUSSIONS

5.1. Cumulative AE Results

Figures 10 to 14 show the cumulative AE counts at each measurement location. The duration of monitoring for NO.1-NO.3 is 1 year, while the duration for NO.4 is 8 months. At each site, AE systems were installed before backfilling operations and continued for a period of 2-5 months. Table 1 gives the height of the cavities at each AE location and Figure 15 shows the typical geological conditions at these locations.

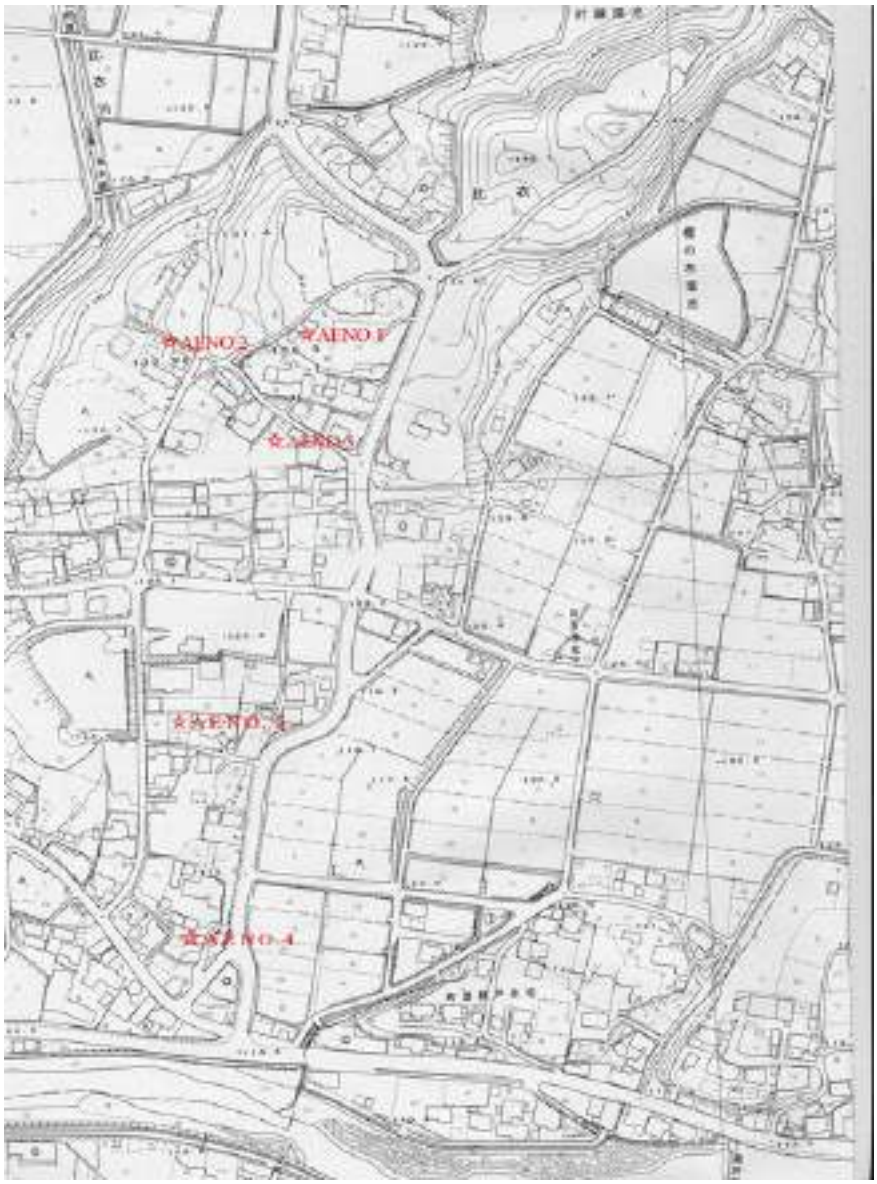


Figure 8. Locations of AE installation sites.

Table 1. Thickness of overburden and cavity height.

AE Location	Boring No.	Overburden (m)	Lignite thickness (cm)	Cavity height (m)
1	N3R-1	10	0	1.7
2	N4R-1	11.7	20	1.6
3	N5R-11	11.5	20	2.5
4	N13R-13	7.2	10	2.1
5	N11R-5	11.35	25	2.0

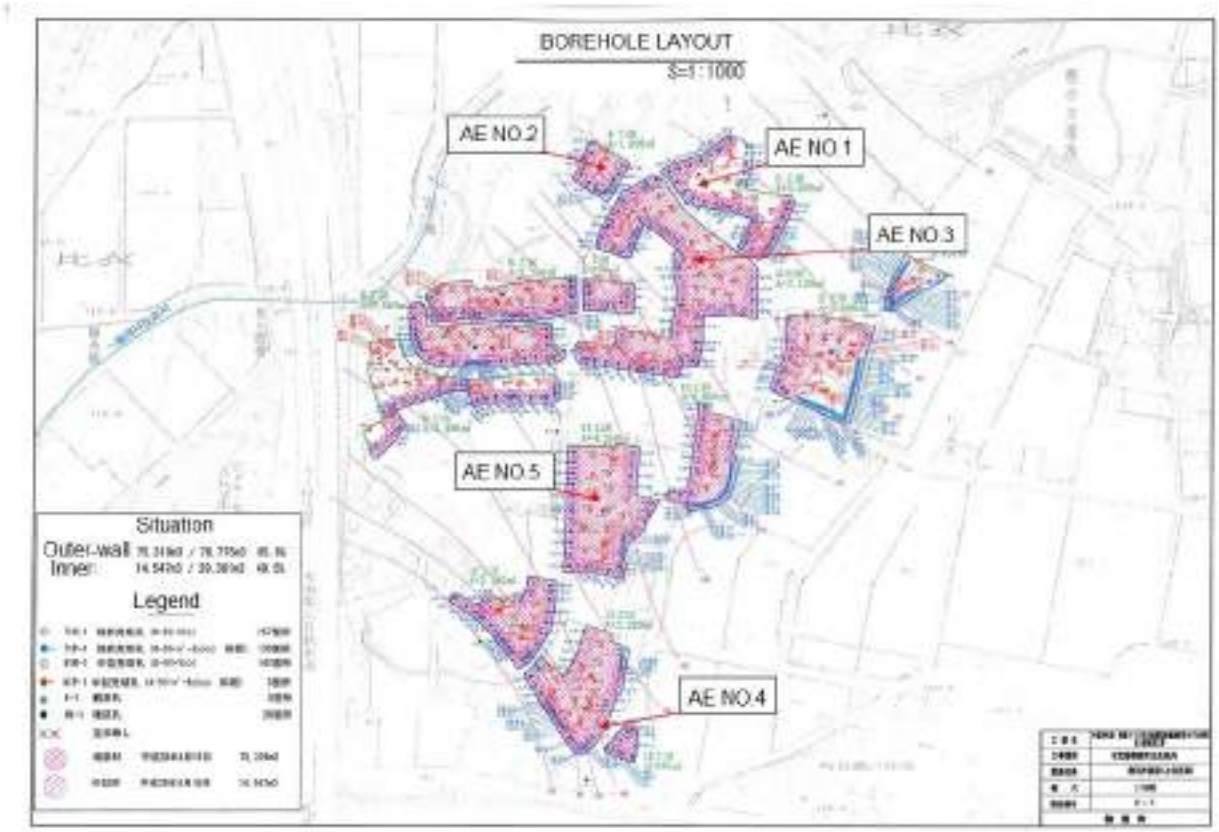


Figure 9. A plan-view of backfilling stages.

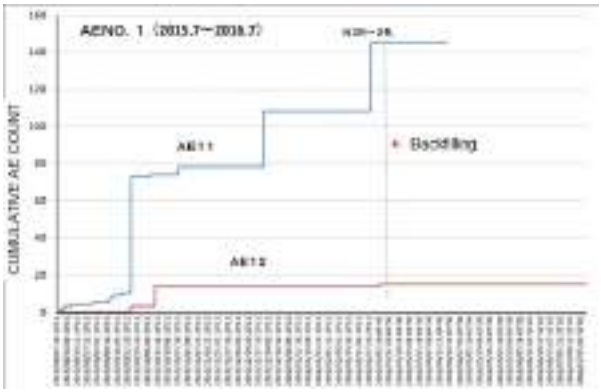


Figure 10. Cumulative AE at NO.1.

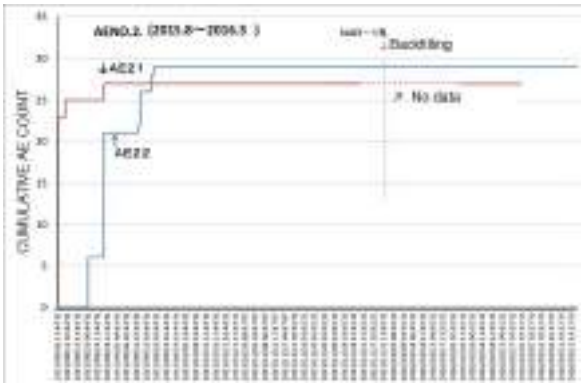


Figure 11. Cumulative AE at NO.2.

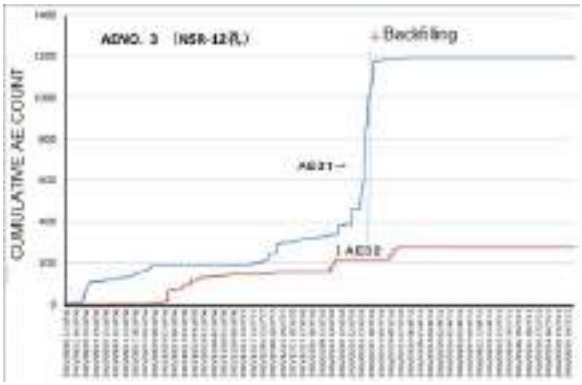


Figure 12. Cumulative AE at NO.3.

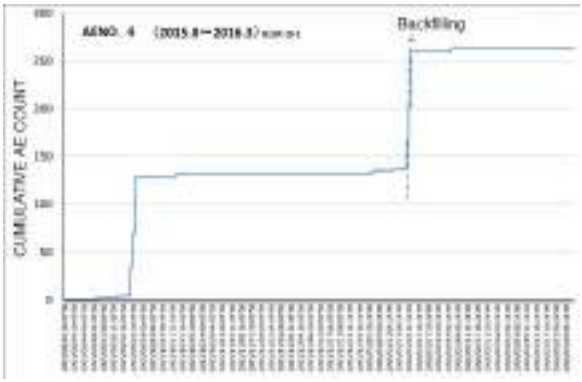


Figure 13. Cumulative AE at NO.4.

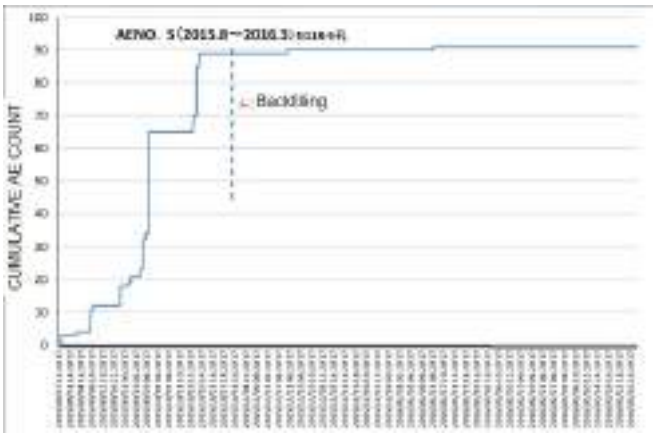


Figure 14. Cumulative AE at NO.5.

5.2. Discussions

As noted from Figures 12 to 16, there are almost no AE activity following the backfilling operation. It should also be noted that there is no AE activity until the measurements are terminated. As noted from the AE activities at NO.3 and NO.4, the activities rapidly increase when the backfilling approaches to the measurement locations. The cavities at NO.1-NO.3 are dry while NO.4-NO.5 are immersed with groundwater. The long wave-guide AE systems were installed at the sites of NO.4-NO.5. Table 2 gives the cumulative AE counts for all measurement locations. Table 3 compares the AE counts of the cross-type and long-wave guide type AE measurement systems. There are some time-lags for the arrival of backfilling fronts at each location due to the backfilling time schedule. Table 3 also gives the daily average of AE counts. There is a huge difference in cumulative AE counts for locations without groundwater in the cavities. The daily average is about 1.8 counts for 3 sites. As for the long wave-guide type, the daily average is 1.1 and no big difference for stations for No.4 and No.5. Possible explanations for these measurement results may be as given below:

1) AE activity is less for immersed cavities.
2) There may be some loss of AE transmission at couplers.
3) There is only one AE sensor while the cross-type has two AE sensors.

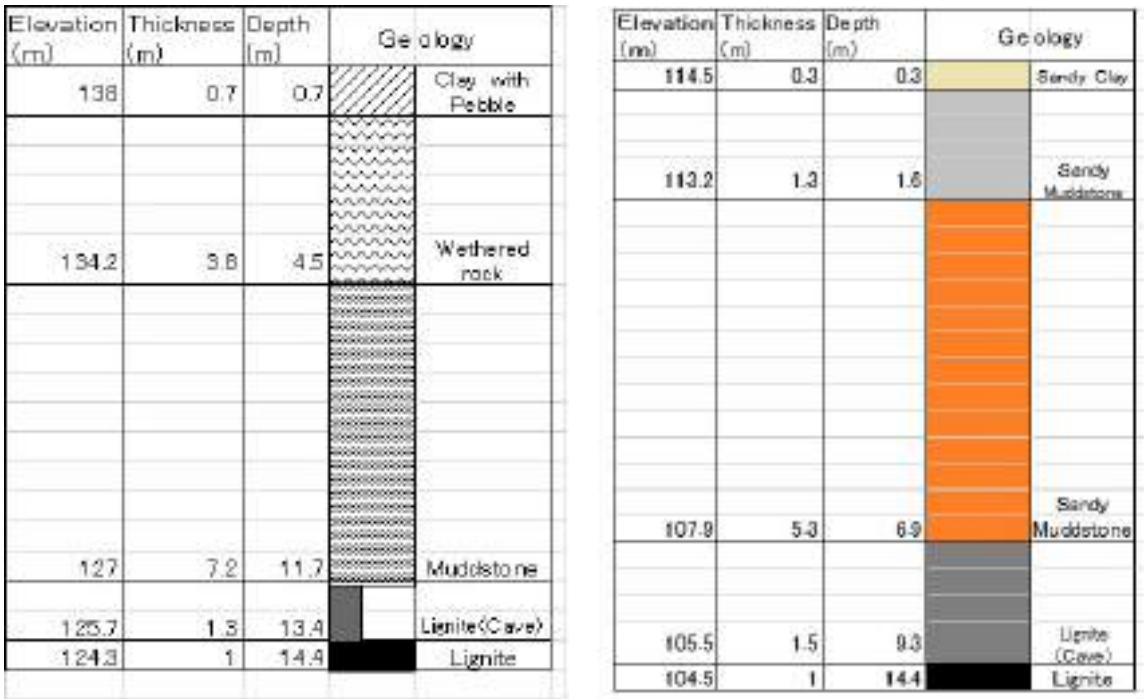
Table 3 is a comparison of the differences of measurements system and installation locations. The installation locations are different in the cross-type and wave-guide systems. While the cross-type is installed in the roof, the wave-guide is installed at the floor of the cavity. As the daily average for the cross-type is 1.8 and 1.1 for the wave-guide type, the difference is likely to be caused by the roof condition, where degradation takes more severe and bending stresses occur.

Table 2. Cumulative AE counts at measurement locations.

AE Location NO.	AE channel number	Accumulative AE event	Measurement period(day)	Mean AE count per day	Ground water condition	AE Measurement system
1	2	159	146	0.5	dry	Cross type
2	2	56	37	0.8	dry	Cross type
3	2	1467	174	4.2	dry	Cross type
4	1	263	164	1.6	immersed	Wave guide
5	1	90	139	0.6	immersed	Wave guide

Table 3. Comparison of AE counts in relation to the measurement system.

Location of AE sensor	Measurement AE No.	Mean value of AE count
Crown	1-3	1.8
Base	4-5	1.1



(a) (b)

Figure 15. Borehole logs at typical sites.

6. CONCLUSIONS

The following conclusions are drawn from this study.

1) AE activity occurring before backfilling ceased following the backfilling. This implies that the cavity become stable following the backfilling.
2) AE counting system can be an effective tool to confirm the effect of backfilling the cavities.
3) AE counts are higher for the cross-type AE system, which is installed at the roof, while it is lower for wave-guide type as it is installed at the bottom of the cavity.
4) In view of item 3, it may be concluded that the degradation of rock mass is slower in the floor of the cavity
5) It is recommended to install the cross-type AE systems when cavities are not immersed with groundwater.

7. REFERENCES

Aydan, Ö., Tano, H., 2012. The observations on abandoned mines and quarries by the Great East Japan Earthquake on March 11, 2011 and their implications. Journal of Japan Association on Earthquake Engineering, 12(4), 229-248.

Sakamoto, A., Yamada, N., Sugiura, L., Hamada, M., 2005. An integrated cavity filling technique for abandoned underground room and pillar lignite mines and underground quarries. Proceedings of Post-Mining 2005, Nancy.

Tano, H., Kumsar, H, Aydan, Ö., Ulusay, R., 2003. Assessment on Babadağ landslide using by simple field measuring systems. Int. Colloquium on Instrumentation and Monitoring of Landslides and Earthquakes in Japan and Turkey, Koriyama, H. Tano and Ö. Aydan (eds.), pp. 1-10.

Tano, H., Abe, T., Aydan, Ö., 2005. The development of an in-situ AE monitoring system and its application to rock engineering with particular emphasis on tunneling. Proc. of the 31st ITA-AITES World Tunnel Congress, pp. 1245-1252.

Tano, H., Aydan, Ö., Ulusay, R., Tanaka, T., 2016. Geomechanical investigations and pioneering monitoring attempts in Cappadocia, Turkey. Proc. of 2016 ISRM Int. Symp. EUROCK2016, Ulusay et al. (eds.), CRC Press/Balkema, The Netherlands, Paper 125, Ürgüp, pp. 1197-1202.

Drone and Laser Scanning Technology and its Applications in Rock Engineering

Dron ve Lazer Tarama Yöntemi ve Kaya Mühendisliğine Uygulamaları

Naruyuki OKABE[1,*], Kouchi SUZUKI[2], Ömer AYDAN[3], Naohiko TOKASHIKI[3]

[1]*Okabe Maintenance Co., Naha, Japan*
[2]*Green Earth, NPO, Nishihara, Japan*
[3]*University of the Ryukyus, Dept. of Civil Engineering, Nishihara, Okinawa, Japan*
*(*n-okabe0524@okabe-m.jp)*

ABSTRACT: The recent earthquakes clearly showed that the rock slopes, cliffs, bridges and their foundations and tunnels may be quite vulnerable to collapse during earthquakes. Drones and laser scanning technologies are quite advanced recently, and they are now utilized for assessing the damage and size of collapses. The monitoring of rock engineering structures in long-term may also be another important field of applications of drone and laser scanning technology. The authors utilized drones and laser scanning technology for evaluating the pre-post configurations of failed structures, tsunami boulders, cliff geometries and the long-term monitoring of masonry castles, bridges and tunnels. The authors explain briefly the pinciples of the method and several applications in rock engineering. It is shown that this new technology could be a very powerful tool in rock engineering.

Keywords: Drone, laser, slope, maintenance, rock engineering structures

ÖZ: *Son yıllarda meydana gelen depremlerde kaya şevleri, falezler, köprüler ve temelleri ile tünellerin göçme ve yıkılmaya maruz kalabilecekleri görülmüştür. Yine son yıllarda dron ve lazer tarama yöntemleri oldukça gelişmiş ve hasar ve göçüklerin boyutlarını hızlı bir şekilde belirlenebilir hale getirmiştir. Dron ve lazer tarama yöntemleri yapıların uzun süreli davranışlarını incelemek içinde kullanılabileceği anlaşılmıştır. Yazarlar dron ve lazer trama yöntemlerini hasar gören veya yıkılmış yapılar, tsunami kayaları ve falezlerin geometrik şekillerinin belirlenmesi ve tarihsel taş yapılar, köprüler ve tünellerin uzun süreli hareketlerini ölçmek üzere kullanmışlardır. Bu çalışmada yazarlar bu yöntemlerin ana ilkeleri ile yapılan uygulamalarını sunmaktadır. Bu yöntemlerin kaya mühendisliğinde oldukça yararlı olduğuda vurgulanmaktadır.*

Anahtar Kelimeler: *Dron, lazer, şev, bakım, kaya mühendisliği yapıları*

1. INTRODUCTION

The recent earthquakes such as 2016 Kumamoto earthquake, the 2011 Great East Japan earthquake, 1999 Kocaeli earthquake clearly showed that the rock slopes, cliffs bridges and their foundations and tunnels may be quite vulnerable to fail and to collapse during earthquakes. Drones and laser scanning technologies are quite advanced and they are now utilized in many engineering projects. Furthermore, they may be utilized for long-term monitoring of rock engineering structures for maintenance projects.
The authors have been developing techniques to quantify various collapses induced by the Kumamoto earthquakes and other natural agents. The 2016 Kumamoto earthquake caused a landslide in the vicinity of Takano village and it was one of causes of the collapse of Great Aso Bridge, the rock foundations of Choyou Bridge. Furthermore, the Tawarayama tunnel was damaged by secondary faulting and slopes failures (Aydan et al., 2018a, b). It is also known that there are many tsunami boulders in islands of Ryukyu Archipelago.

The authors utilized drones and laser scanning technology for the quantifications of landslides, failure of bridge foundations induced by the Kumamoto earthquake and tsunami boulders. The authors also evaluated the size and geometrical position of tsunami boulders in Okinawa Island and Shimoji Island. Furthermore, this technology is used to evaluate some slope failures caused by heavy rainfalls and the topographical situation of cliffs in Miyako Island. In this study, the authors briefly introduce the principles of the technology utilizing drones and laser scanning technology. Then, several applications

of these techniques to actual events observed such as slope failures, sinkholes, faulting induced displacement and tsunami boulders are presented and the applicability of these technologies in rock engineering are discussed.

2. PRINCIPLES OF DRONE AND LASER TECHNOLOGY

2.1. Drones

Drones are essentially unmanned aerial vehicles (UAV) that are equipped with high quality cameras, which can take photos at exact intervals, and gyroscopes, inertial measurement unit (IMU) and controllers to fly smoothly. For perfect fly of a drone, the Inertial Measurement Unit (IMU), gyro stabilization and flight controller technology are essential. Drones generally use three and six axis gyro stabilization technology to provide navigational information to the flight controller. An inertial measurement unit detects the current rate of acceleration using one or more accelerometers. A magnetometer may be used to assist IMU on drones against orientation drift. Drones may be equipped with a number of sensors such as distance sensors (ultrasonic, laser, lidar), chemical sensors for digital mapping or other purposes. As Lidar, which is an acronym for ***l****aser* interferometry ***d****etection* ***a****nd* ***r****anging*, can penetrate forest canopy, they are widely used for topographical mapping.

2.2. Aerial Photogrammetry

Aerial photogrammetry is used in topographical mapping utilizing digital or digitized aerial photos of area with known control points. Aerial photographs were taken from a camera mounted on the bottom of an airplane and later were digitized. These days digital photographs are used together with record of height, position using GPS and/or other positioning sensors. The plane flies over the area to take overlapping photographs (generally 60% overlapping) over the entire area of interest. When it is used for mapping and measuring the displacements of structures following the earthquakes, three-dimensional coordinates of the common points on pre-post earthquake photographs were determined. Hamada and Wakamatsu (1998) used this technique to determine the liquefaction induced displacements by earthquakes. It is now utilized together with images from drones. However, the fundamental principles remain same.

2.3. Laser Scanning Technology

The basic principle is based on the emission of a light signal (Laser) by a transmitter and receiving the return signal by a receiver. The scanner uses different techniques for distance calculation that distinguish the type of instrument in the receiving phase. The distance is computed from the time elapsed between the emission of the laser and the reception of the return signal or phase shift based when the computation is carried out by comparing the phases of the output and return signals. The laser scanner devices operate by rotating a pulsed laser light at high speed and measuring reflected pulses with a sensor. The scanner automatically rotates around its vertical axis and an oscillating mirror moves the beam up and down. The scanner calculates the distance of a measured point together with its angular parameters. The measured points constitutes a set of points called cloud points, which are used to quantify the geometry of the structure or surface in 3D.

3. APPLICATIONS TO SLOPES AND CLIFFS

3.1 Application to the Slope Stability problems by the 2016 Kumamoto earthquakes

Kumamoto prefecture suffered by two successive earthquakes occurred on April 14 and April 16, 2016 (Aydan et al., 2018a). These two earthquakes were associated with well-known faults in the region. While the first earthquake on April 14, 2016 had a moment magnitude of 6.1-6.2 (Mj 6.5), the strong motion at Mashiki town was more than 1500 cm/s^2. The second earthquake with a moment magnitude of 7.0 (Mj 7.3) occurred on April 16, 2016 resulted in surface ruptures due to faulting and induced

high strong motions over a large area. The second earthquake was particularly destructive and caused wide-spread damage to rock engineering structures including the built-environment. The causes of the damage were high ground motions and permanent straining, which is one of the well-known characteristics of intra-plate earthquakes associated with surface faulting.

The drone was used first time to estimate the geometry of the landslide body and the volume of landslide body. Figure 1 shows the digital image of the landslide while Figure 2 compares the longitudinal profiles of the landslide area before and after the earthquake. As noted from the figures, it is very easy to evaluate the geometry of the slope failures for evaluating the landslide body.

(a) Front view (b) Top view

Figure 1. Digital optical images obtained from drones using the aerial photogrammetry technique.

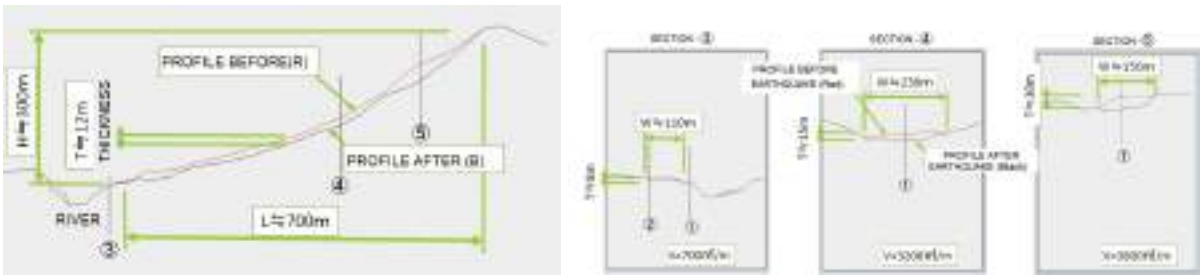


Figure 2. Comparison of longitudinal profiles before and after landslide due to the Kumamoto earthquake.

3.2 Application of Drone Surveying to Cliffs and Steep Slopes

The investigation of the possibility of the failures of slopes and cliffs or the back analyses of the failed cliffs and slopes require exact geometry of the topography. Figures 3 and 4 show the applications in the shore of the Gushikawa in Itoman City in the south of Okinawa island and the shore at the southern part of the Miyako Island. As noted from the figures, it is quite easy to evaluate digitally the geometry of slopes and cliffs. Particularly the evaluation of cliffs is quite cumbersome and dangerous due to overhanging of rock block with toe erosion.

Figure 3. A digital image of the cliffs in the vicinity of the Gushikawa Castle remains in Itoman City.

Figure 4. A digital image of the cliffs in the southern shore of Miyako Island.

4. APPLICATIONS TO SINKHOLES

The evaluation of the geometry of sinkholes is an extremely difficult and dangerous task due to the unstable configuration and unseen cracks. A sinkhole recently occurred in a Ryukyu limestone quarry in Kumejima Island during the quarrying. The excavator fallen into the sinkhole together with its operator. Luckily no one was hurt. The authors were consulted by the owner of the quarry to carry out the evaluation of the size and geometry of the sinkhole. The drone utilizing the aerial photogrammetry technique was applied at this site and results are shown in Figure. 5. It is interesting to note that the overhanging part of the sinkholes can be accurately evaluated.

(a) (b)

Figure 5. (a) The evaluation of the sinkhole geometry, (b) Selected cross-sections.

5. TSUNAMI BOULDERS

There are many tsunami boulders in major islands of Ryukyu Archipelago (Aydan and Tokashiki, 2018). The largest tsunami boulders is probably the one in Shimoji Island near the Shimoji Airport. The quantification of the geometry and position of these boulders are of great importance to assess the past major earthquake and tsunami events in a given region. Both drones based on aerial photogrammetry technique and laser scanning technique were used to evaluate the tsunami boulders in Okinawa Island and Shimoji Island.

5.1. Kasakanja Tsunami Boulder in Okinawa Island

A drone based on the aerial photogrammetry technique was utilized to evaluate the geometry and the position of the tsunami boulder at Kasakanja of the Okinawa Island. Figure 6 shows the topography of the investigated area together with projections on a chosen cross-section and in plan. The skill of the operator is also important when the investigations are carried out in areas where overhaning cliffs exist. As noted from Figure 6, the geometry of the overhaning cliffs can also be acurately evaluated.

5.2. Tsunami Boulder in Shimoji Island

As mentioned previously, there is the Shimoji Airport with a 4 km long runway near this tsunami boulder. As drones could not fly nearby the airports due to restriction, which is automatically imposed on the drones, the laser scanning technique was used. Figure 7(a) shows the actual tsunami boulder and Figure 7(b) shows the laser scanned image of the boulder from the same angle. Although the laser scanning technique can evaluate the geometry of the tsunami boulder, it is somewhat affected by the existence tress and bushes. In other words, the existence of trees and bushes disturb the digital data for a proper evaluation of the geometry of the tsunami boulders.

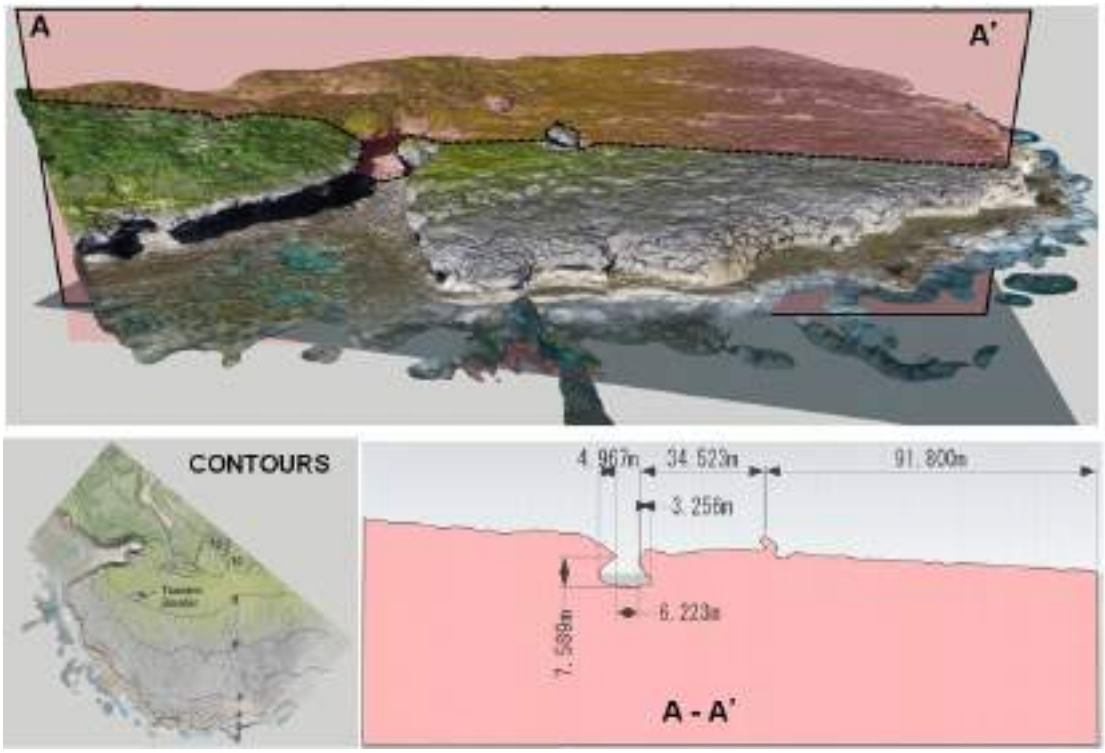


Figure 6. The processed digital topography of the Kasakanja tsunami boulder and its close vicinity.

(a) (b)

Figure 7. (a) A view of the tsunami boulder in Shimoji Island, (b) A digital laser scanned image of the tsunami boulder in Shimoji Island.

6. COLLAPSE OF ASO GREAT BRIDGE

Aso Great Bridge collapsed due to the 2016 Kumamoto earthquake. At this site, a huge scale landslide shown in Figure 1 occurred and hit the bridge. The authors obtained the original configuration of the bridge and topography of the site. Figure 8 shows the area with the Aso Great Bridge superimposed on

the digital topography after the earthquake using the drone based aerial photogrammetry technique. Although the failure of the bridge was contemplated to be due to the impact forces of the landslide debris, the failure may also involve the failure of foundations of piers and abutments as rock mass made of columnar jointed andesite. This fact implies that the drone technology yields a better picture of the failure mechanism associated with the collapse of this bridge.

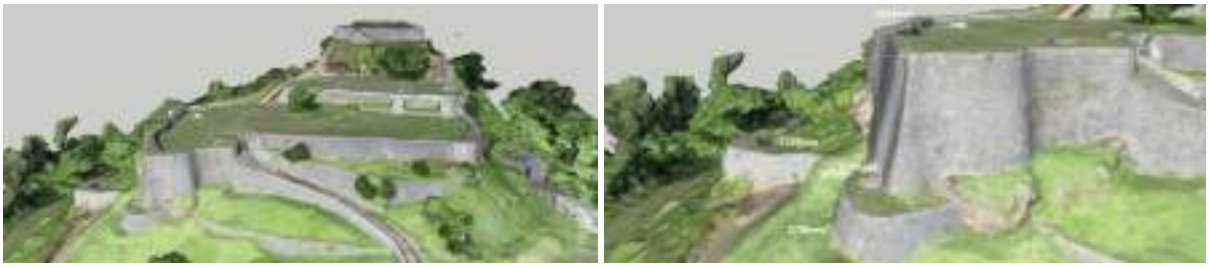
Figure 8. Re-imposed Aso Great Bridge on the digital image of the terrain after the 2016 Kumamoto earthquake.

7. MASONRY CASTLES

There are many historical masonry structures in Okinawa Prefecture, Japan. The north-east corner of the Katsuren Castle collapsed during the 2010 Off-Okinawa Island earthquake (Fig. 9). Therefore, there is a great concern about the performance and stability of masonry structures during earthquakes and long-term in Okinawa Prefecture.

Figure 9. Collapse and damage to the retaining walls of the Katsuren Castle during the 2010 Off-Okinawa Island earthquake (after Aydan et al., 2016, 2018b).

The authors have been involved with Katsuren Castle and Nakagusuku tunnel where Aydan et al. (2016) have been carrying some long-term monitoring and strong motion observations are implemented (Figures 10 and 11). The authors utilized drone-based aerial photogrammetry technique to observe the current state of Katsuren Castle and Nakagusuku Castle with a particular attention to locations where continuous measurements were undertaken by Aydan et al. (2016). These measurements are going to be repeated and compared with those form continuous monitoring results. The repetations of the measurements using the aerial photogrammetry technique are expected to provide the overall behaviour of the castles in long term three-dimensionally.These type monitoring would be also of the first kind to utilize the drone technology in the world.



(a) (b)

Figure 10. (a) 3D digital image of Katsuren Castle; (b) A 3D digital image of Katsuren Castle at its NE corner, where the continuous monitoring is implemented.

Figure 11. A 3D digitized image of Nakagusuku Castle.

8. MAINTENANCE AND MONITORING

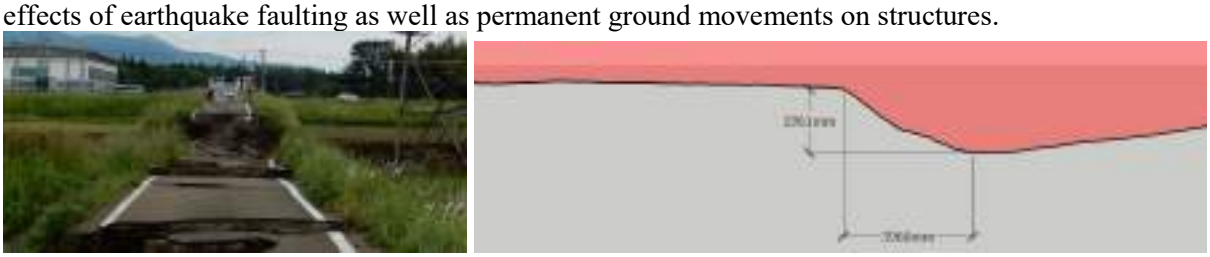
Japan has establised some regulations to carry out some compulsary checks on the long-term performance of infra-structures every 5 years period. For this purpose, the authorities or public and private companies and establishments owning the structures have been implementing various techniques to evaluate the state of the structures at every 5 years period. However, such evaluations should be such that they should be independent of techniques employed. The techniques vary from very simple procedures to very sophisticated techniques. In this respect the utilization of the drone-based and/or laser scanning techniques could be of great use. As an application of this concept, the authors have tried to evaluate the performance of a tunnel in Okinawa prefecture. Figure 12 shows a digital image of the tunnel during the construction phase. As the tunnels have concrete liners at the final stage of construction, it would be quite practical to evaluate the configuration of the tunnel in a 3D digital form and check its geometrical changes every five years period. This type evaluation would provide a quick evaluation of the state of the tunnel and possible locations where some degradation of support systems may occur and some unusual fracturing or deformed configurations of the liners resulting from large deformation or fracturing of the surrounding ground may be

assessed. The concept described in the previous structures could be also utilized for the maintenance and long-term deformation monitoring of rock engineering structures such as tunnels, slopes, underground power houses.

Figure 12. Laser scanner and a digital image of a tunnel under construction obtained from laser scanning.

9. MONITORING FAULTING INDUCED DEFORMATIONS

Permanent deformation of ground may be induced due to earthquake faulting or creeping faults may also be monitored by the utilization of the drone-based and/or laser scanning techniques in a similar fashion to those described in previous structures. Figure 13 shows an application of an application of the drone based aerial photogrammetry technique at a site during the Kumamoto earthquake. It is expected that the utilization of the drone-based and/or laser scanning techniques would be quite usefull for the evaluations of the deformation of ground as well as structures induced by earthquake faulting or permanent movements resulting from ground liquefaction or other causes would be quite effective in years to come (Aydan et al. 2018a). These achievement may also lead to better evaluations of the effects of earthquake faulting as well as permanent ground movements on structures.



(a) (b)

Figure 13. (a) A view of the utilization of evaluation of ground deformations induced by earthquake faulting at a site in the 2016 Kumamoto Faulting, and (b) measured subsidence.

10. CONCLUSIONS

The drones and laser scanning technology has been used to evaluate the pre-post geometry of failed structures and deformation monitoring of structures. The first applications involve the quantification of various collapses induced by the Kumamoto earthquakes and other natural agents. The 2016 Kumamoto earthquake caused a landslide in the vicinity of Takano village and it was one of causes of the collapse of Great Aso Bridge, the rock foundations of Choyou Bridge. Furthermore, the Tawarayama tunnel was damaged by secondary faulting and slope failures.

It is also known that there are many tsunami boulders in islands of Ryukyu Archipelago. The size and geometrical position of tsunami boulders in Okinawa Island and Shimoji Island are measured. Furthermore, this technology is used to evaluate some cliff failures in Okinawa and Miyako Islands.

This technique is also applied to the evaluation of a sinkhole caused during quarrying in a limestone quarry in Kume Island.

Regarding for the monitoring of deformation of engineering structures for stability assessment and maintenance purposes, it is used for evaluating the deformation response of masonry walls of the Katsuren castle, Kitanakagusuku tunnel, abandoned lignite mine in Mitake town, protective arch structure in New Ishigaki Airport and foundations of Kouri Bridge. Some of the conclusions from this study are as follow:
1) The quantitative evaluation of post-failure state of failed structures such as slopes, cliffs and masonry structures can be easily and quickly evaluated.
2) It can be easily used in locations, where the human-based measurements may be unsafe.
3) Long-term monitoring of structures are possible and they provide better assessment and evaluation of deformation response of structures as compared with point-like measurements.
4) This technique is also quite effective to evaluate the damage and deformation state associated with faulting movements.

11. REFERENCES

Aydan, Ö., 2012. Ground motions and deformations associated with earthquake faulting and their effects on the safety of engineering structures. Encyclopedia of Sustainability Science and Technology, Springer, R. Meyers (Ed.), 3233-3253.

Aydan, Ö., 2016. Issues on Rock Dynamics and Future Directions. Keynote. ARMS2016, Bali, 20p, on USB.

Aydan, Ö. 2018. Some Thoughts on the Risk of Natural Disasters in Ryukyu Archipelago. International Journal of Environmental Science and Development, 9(10), 282-289.

Aydan, Ö., Tokashiki, N., 2018. Tsunami Boulders and Their Implications on the Mega Earthquake Potential along Ryukyu Archipelago, Japan. Bulletin of Engineering Geology and Environment. 10.1007/s10064-018-1378-3.

Aydan, Ö., Tokashiki, N., Tomiyama, 2016. Development and application of multi-parameter monitoring system for historical masonary structures. 44th Japan Rock Mechanics Symposium, 56-61.

Aydan, Ö., Tomiyama, J., Matsubara, H., Tokashiki, N., Iwata, N., 2018a. Damage to rock engineering structures induced by the 2016 Kumamoto earthquakes. The 3rd Int. Symp on Rock Dynamics, RocDyn3, Trondheim, 6p, on CD.

Aydan, Ö., Nasiry, N.Z., Ohta, Y., Ulusay, R., 2018b. Effects of Earthquake Faulting on Civil Engineering Structures. Journal of Earthquake and Tsunami, 12(4), 1841007 (25 pages).

Hamada M., Wakamatsu, K., 1998. A study on ground displacement caused by soil liquefaction. Geotechnical Journal JSCE; 596/III-43: 189-208.

An application of DInSAR technique for assessing long-term deformation response of Babadağ landslide in Denizli, Turkey

Denizli (Türkiye) Babadağ heyelanı uzun dönem hareketinin DInSAR yöntemi ile değerlendirilmesi üzerine bir uygulama

Naoki IWATA[1,*], Kazuki KANOSE[1], Ömer AYDAN[2], Halil KUMSAR[3]

[1]*Chuden Engineering Consultants Co., Ltd, Hiroshima, Japan*
[2]*University of the Ryukyus, Dept. of Civil Engineering, Nishihara, Okinawa, Japan*
[3]*Pamukkale University, Dept. of Geological Engineering, Denizli, Turkey*
*(*n.iwata@cecnet.co.jp)*

ABSTRACT: A creep-like landslide in the Gündoğdu district of Babadağ town in Denizli (Turkey), where about 2000 people lived in the damaged houses, has been moving with a velocity of 4-14 cm/year since 1940s. Kumsar et al. (2016) investigated the Babadağ-Gündoğdu creep-like landslide through an integrated study involving geomechanical characterization, multi-parameter monitoring and analyses. The DInSAR is an efficient remote sensing technique to evaluate ground deformation resulting from earthquakes, landslides and subsidence due to groundwater withdrawal, mining or tunnelling. This technique is applied to Babadağ-Gündoğdu creep-like landslide to evaluate deformation response due to landslide and the results are compared with aerial photogrammetry and in-situ monitoring studies.

Keywords: Babadağ-Gündoğdu, landslide, remote sensing, deformation

ÖZ: *Denizli (Türkiye) ili Babadağ kasabasının Gündoğdu mahallesinde 2000 kişinin yaşadığı yerleşim birimlerini 1940 yılından günümüze hasara uğratan krip benzeri heyelanın yıllık hızı 4-14 cm arasında değişmektedir. Kumsar vd., (2016) krip benzeri Babadağ-Gündoğdu heyelanını çok parametreli izleme, jeomekanik özelliklerin belirlenmesi ve sayısal analiz gibi farklı yöntemler kullanarak detaylı olarak incelemişlerdir. DInSAR yöntemi deprem, heyelan ve su çekmesi, madencilik veya tünel kazısı nedeniyle meydana gelen oturma hareketlerini izlemek üzere kullanılmaya başlamıştır. Bu çalışmada yazarlar bu yöntemi krip benzeri Babadağ-Gündoğdu heyelanına uygulamakta ve elde edilen sonuçları hava fotoğrafları yöntemi ile yerinde hareket izleme yönteminden elde edilen sonuçları karşılaştırmata ve irdelemektedirler.*

Anahtar Kelimeler: *Babadağ-Gündoğdu, heyelan, uzaktan algılama, yer hareketi*

1. INTRODUCTION

Slope failures may be caused as a result of various triggering factors; such as geological conditions, topography, physical and mechanical properties of discontinuities, geomechanical features of geo-materials forming the slope, groundwater, dynamic forces from natural and artificial sources and surface loading. Babadağ town of Denizli, which is located in western Turkey (Figure 1a) and founded on a hilly ground, is one of the oldest settlements. The Gündoğdu district of the town is under the threat of a creep-like landslide (Figure 1b) for more than 70 years and this instability resulted in a high risk for about 2000 people living in this part of the town (Önay, 1946; Özpınar et al. 1999a, 1999b). This landslide was investigated by Kumsar et al. (2016) using field measurements, in-situ geotechnical tests, laboratory geomechanical tests on slope forming materials and their discontinuities, multi-parameter monitoring techniques, stability analysis based on conventional limiting equilibrium methods and modified discrete finite element method (DFEM). This was a unique case history to implement the integrated study of geomechanical investigations, laboratory and in-situ tests, continuous multi-parameter monitoring and analytical and numerical analyses into practice in saving life of about 2000 people living in an active creep like landslide area before a disastrous event which may be caused continuous heavy rainfalls and/or an earthquake with a magnitude larger than 6 in the close vicinity of Babadağ town. People living in the area was now moved to another area due to the

high risk of huge landslide and the area was entirely demolished. Lazecky et al. (2015) have recently investigated the area using SAR Interferometry.

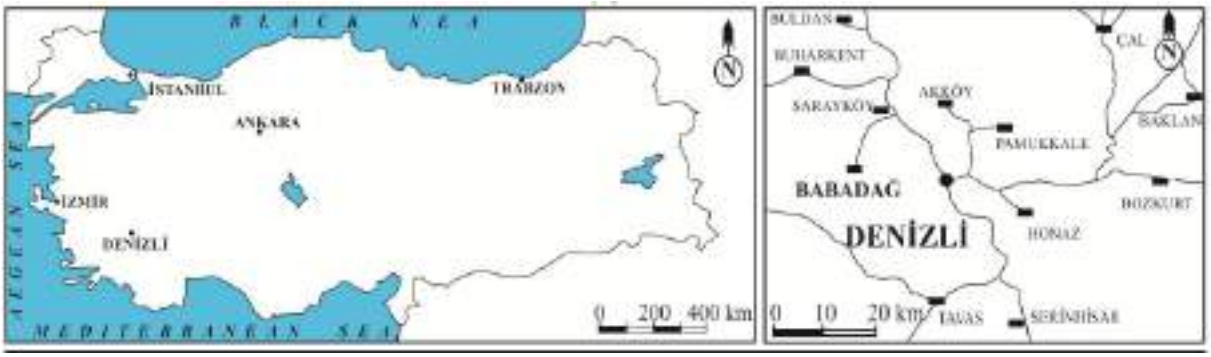


Figure 1. Location of Babadağ.

The authors performed a remote sensing evaluation of deformation of the area using DInSAR technique. In this study, the authors describe the application of this efficient technique to the Babadağ-Gündoğdu creep-like landslide and compares the results with the measurements obtained from aerial photogrammetry and in-situ monitoring studies and discuss the practical applicability of the DInSAR technique in long-term deformation of ground due to landslides.

2. GEOLOGY AND SEISMOTECTONICS OF BABADAĞ AND ITS CLOSE VICINITY

In Babadağ and its surroundings, the Paleozoic-Mesozoic aged metamorphic rocks form the bedrock which are unconformably overlain by the Cenozoic aged sedimentary rocks. The bedrock, called Ortaköy formation (Öngür 1971; Çevik and Ulusay, 2003), is mainly composed of mica schist, mica and quartz schist, ***graphite schist, garnet*** schist, amphibolite schist and occasionally marble. It extends towards higher altitudes at the south (Figure 2) and southern part of Babadağ town is located on the schists of this formation. In the study area, Cenozoic aged sedimentary rocks are represented by the Kolonkaya formation which consists of four members called Ahıllı marl, Babadağ sandstone-marl, Manastır conglomerate and Mollaahmetler conglomerate. The youngest sedimentary sequence in the study area is the Pliyo-Quaternary aged Kelleci conglomerate member of the Asartepe formation.

Babadağ town partly settles on the Babadağ sandstone-marl member and is surrounded by Ahıllı marl member from its north and west (Figures 2 and 3). The Ahıllı marl member mainly consists of cream and white coloured marl and claystone with occasional limestone layers. The Babadağ sandstone-marl member conformably overlaying the Ahıllı marl member is observed in the town centre and in the Gündoğdu landslide area and consists of the alternation of light yellowish marl and sandstone. The sandstone layers are very weak and include sands of metamorphic origin, which are mainly micas. Their thicknesses vary from a few mm to 15 cm (Figure 3).

Babadağ is located in the Büyük Menderes Graben of the West Anatolian Fault System of Turkey and the Babadağ horst consists of listric normal faults dipping towards north as seen in Figure 2. The Babadağ fault, one of the faults in the site, forms the boundary between the metamorphic basement rocks and Cenozoic aged formations, and passes approximately through the middle of Babadağ town. Where it runs towards east in SE direction, the fault forms the boundary between the Quaternary and metamorphic basement and due to this, the fault is considered as an active fault.

The Denizli basin is one of the most seismically active regions of Turkey (e.g. Eyidogan et al. 1991; Hançer, 2013). The seismicity of the Denizli basin is divided into two broad groups, namely, historical seismicity and instrumental seismicity. Some antique cities in Denizli Province, Karacasu (Aydin Province), Büyük Menderes and Küçük Menderes basins were repeatedly destroyed by historical strong earthquakes (Aydan and Kumsar, 2015). Therefore, it is most likely that the region can produce

very large earthquakes in due time. The magnitudes of the earthquakes are less than 6.0 and their epicenters are located along the active fault zones in the basin (Kumsar et al. 2016). In addition, based on the assessments by Aydan (2003), possible future earthquakes with magnitudes of about 6 can be expected in this region, which takes place in the 1st degree earthquake hazard zone according to the Earthquake Zonation Map of Turkey.

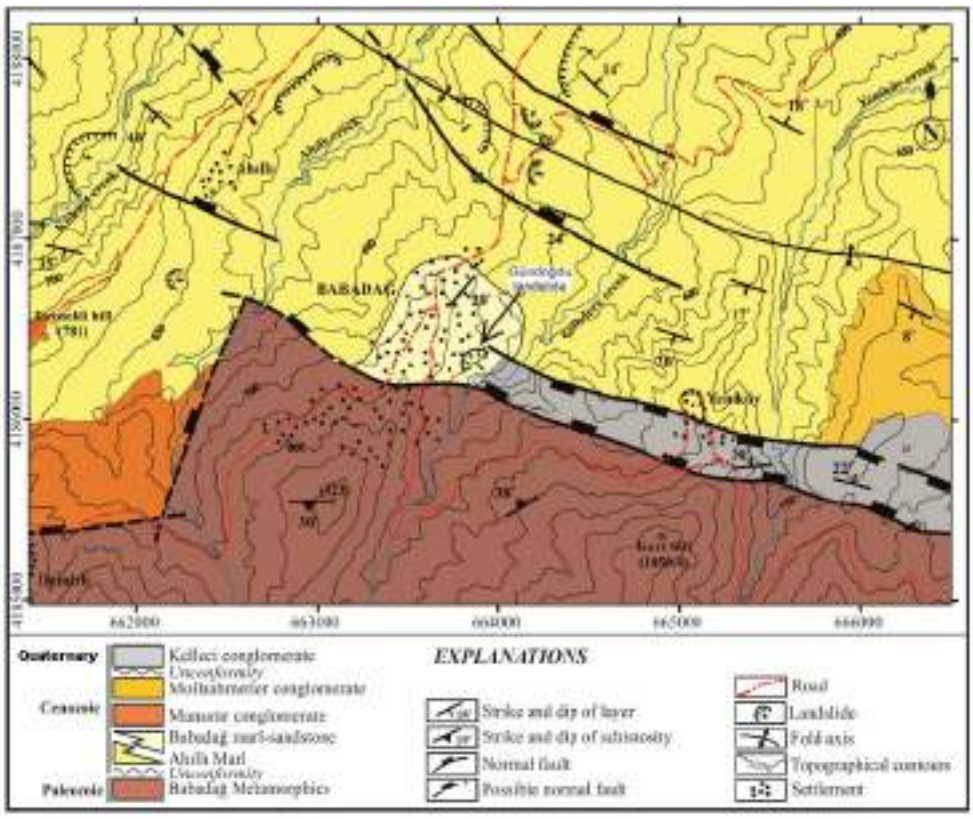


Figure 2. Geology of Babadağ and its close vicinity (from Kumsar et al. 2016).

(a) (b)

Figure 3. (a) A view of Babadağ-Gündoğdu landslide in 2003, and (b) Intercalated marl and sandstone (modified from Kumsar et al., 2016; Çelik, 2012).

3. DEFORMATION AND MONITORING

3.1. Deformation Measurements by Aerial Photogrammetry

In this study, long-term ground deformation of a landslide through the use of aerial photogrammetry technique was first time applied to Gündoğdu district of Babadağ town (Figure 4a). The aerial photogrammetry was used to obtain ground strain, which was computed by using an interpolation technique of finite element method (Atak et al. 2003). A series of aerial photographs of Babadağ and

its close vicinity taken by the General Command of Mapping of Turkey between 1960 and 2001 (1960, 1972, 1988, 1993 and 2001) were used to determine ground deformations for a period of 41 years. The base mesh of the area is shown in Figure 4b.

Figure 4c shows that the deformation rate of the Gündoğdu district is quite high between 1988 and 1993 and it seems increased when compared to the other date intervals of the measurement (Figure 8a). The computed tensile strains (Figure 4d) are consistent with ground cracks and damages of the houses in the Gündoğdu district (Atak et al. 2003; Kumsar et al. 2004; Tano et al. 2006). Although the deformation is within the accelerated creep stage, general tendency of the points 12 and 29 are alarming. The overall deformation rate ranges between 40 mm/year and 140 mm/year which are quite consistent with the deformation measurements using the relative displacement monitoring system.

3.2. Relative displacement monitoring system

The relative displacements were obtained from the variation of distances between structures on stable and unstable parts of the town along the perimeter of the unstable area using a laser-meter (weight: 800 g, allowable distance: 0.3-40 m, accuracy of distance: 1.5 mm, size: 5x8x20 cm). The points located in the stable and unstable parts of the town are called base and target points, respectively (Figure 5), and three target points were marked at each base point.

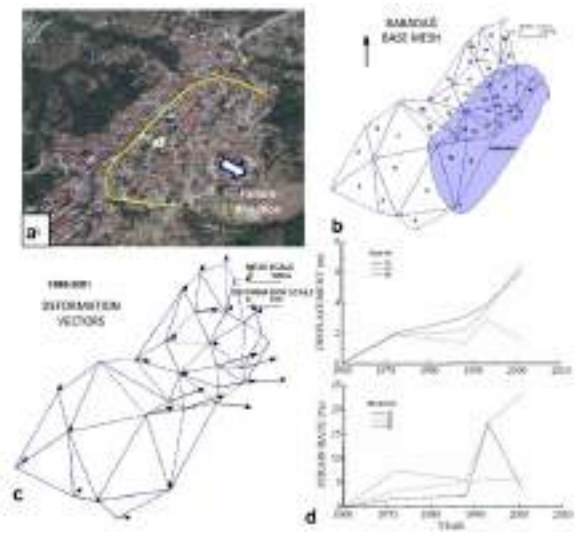


Figure 4. Aerial photogrammetry measurements (modified from Kumsar et al. 2016).

Figure 5. Relative monitoring system (from Kumsar et al. 2016).

The ground surface of Babadağ is covered by different pavement materials, and therefore, direct observations on the ground surface are difficult. The measurements by laser-meter were taken at 30 locations (Figure 5) between a base point to three target points, which were marked with water resistant painting and fixed to a metal plate. Sometimes these points were destroyed by humans mistakenly due to renovation works for the houses. The measurements were taken between 2005 and 2012 at six-month intervals (Kumsar et al. 2004; Çelik, 2012).

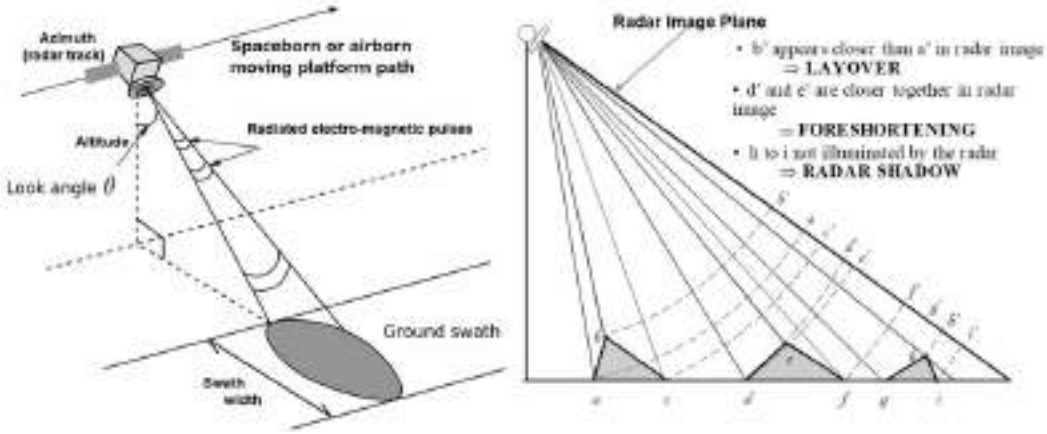
4. RADAR, SYNTHETIC-APERTURE RADAR AND ITS DERIVATIVES

Radar is fundamentally based on the principle of the radiated electro-magnetic (EM) waves and received reflected electro-magnetic waves in the place of their origin. The speed of EMs is equal to speed of light. As the speed is constant, it allows to compute the distance between the radar site and reflected objects by measuring the running time of transmitted pulses. The path of EMs is fundamentally straight and it is slightly affected by the atmospheric and weather conditions. It also allows to compute the azimuth and elevation of reflecting objects. Coherence is an important parameter in radar imaging and it indicates the phase relation between the transmitted and received

electromagnetic waves. Oscillation and electromagnetic waves are coherent if their phase relationships are constant.

A synthetic-aperture radar (SAR) is an imaging radar mounted on a airborn or spaceborn moving platform (Figure 6(a)). It transmits EMs sequentially and the echoes are collected and digitized and stored for processing. As transmission and reception of EMs occur at different times, they are mapped to different positions. The well ordered combination of the received signals results in a virtual aperture. It is therefore called "synthetic aperture" of an imaging radar. The range direction is parallel to the flight track and perpendicular to the azimuth direction. SAR utilizes the amplitude and the absolute phase of the backscattered radar signal. A SAR system transmits electromagnetic waves at a wavelength that can range from a few millimeters to tens of centimeters. The amplitude image records yields information on the terrain slope and surface roughness, while the phase image records are the information on the distance between the satellite and the Earth's surface.

As the reflected signals of electromagnetic waves affected by the topography and objects on the ground surface, foreshortening and shadow occurs in reflected signals (Figure 6(b)). Layover occurs when the radar beam reaches the top of a tall feature before it reaches the base. Layover effects on a radar image look very similar to effects due to foreshortening.



(a) (b)

Figure 6. (a) Main concept of the moving platform radar, and (b) Geometric distortions in radar imaging.

Interferometry Synthetic-Aperture Radar (InSAR) utilizes the differential phase of two or more SAR images along the same trajectory. It is used to identify surface movements through time and it is radar technique for geodesy and remote sensing. The technique can measure milimetre-scale changes in deformation over spans of days to years. It has been applied for monitoring of natural hazards, such as earthquakes, volcanoes and landslides, and in structural engineering, in particular monitoring of subsidence and structural stability.

Differential interferometry synthetic aperture radar (DInSAR) utilizes two SAR images of the same area acquired at different times. If the distance between the ground and satellite changes between the two acquisitions due to surface movement, a phase shift occurs. DInSAR is a tool to identify progressing movement. Differential interferometry or DInSAR is interferometry itself. The only difference is that topographic effects are compensated by using a Digital Elevation Model (DEM) of the area of interest, creating what is referred to as a differential interferogram.

5. APPLICATIONS TO BABADAĞ-GÜNDOĞDU LANDSLIDE

The SAR images of C-band obtained by Sentinel 1 satellite during 2017/12/10 and 2019/05/22 were used to analyse the deformation of Babadağ-Gündoğdu landslide area. Figure 7 shows a satellite image of the area and the satellite path and other related informations.

Figure 8 shows the image of layover-shadow for Babadağ and its close vicinity. In the inset figure, the image of Babadağ-Gündoğdu landslide area is enlarged. The place, where layover-shadow occurres, is not applicable for SAR analysis. From this figure, as there are no red or blue hatching around Babadağ, we can evaluate the landslide using SAR.

Figure 7. A satellite image of the area and related parameters.

Figure 8. Layover-shadow image of the Babadağ and its close vicinity.

Figure 9 shows the coherence of the radar images. The coherence is greatly influenced by vegetation and change the state of the ground surface. Generally, the precision of DInSAR becomes higher if the coherence becomes more than 0.7. However, the coherence of landslide area is poor. It shows that measurement precision may decrease.

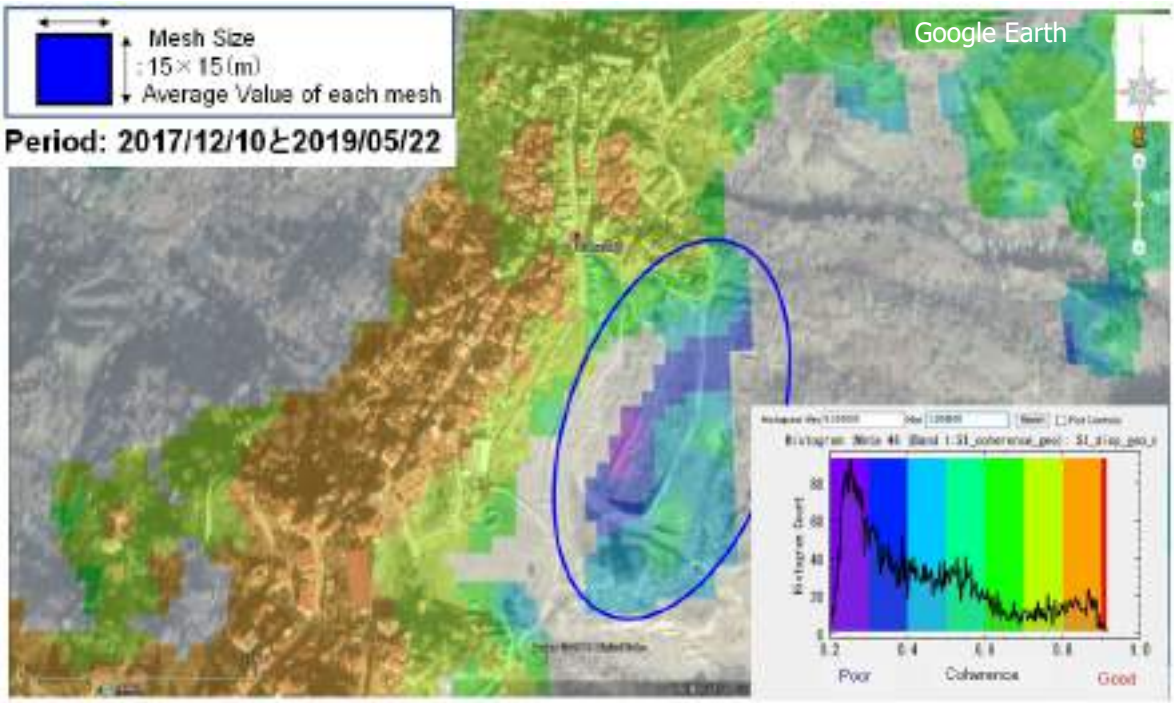


Figure 9. Coherence image of Babadağ and its close vicinity.

Next DInSAR analyses of SAR radar images were caried out. Figure 10 shows the results of the DInSAR analyses. In view of the geology shown in Figure 2, the results clearly indicate that the areas consisting of sedimentary rocks and soft deposits deforming while the areas consisting of metamorphic rocks are stable. Despite the coherence of SAR data is poor, the maximum amount of absolute deformation is estimated to be about 60-80 mm for a period of almost 1.5 years. The overall deformation rates by aerial photogrammetry measurements reported by Kumsar et al. (2016) ranged between 40 mm/year and 140 mm/year for a period of 40 years. The relative displacement measurements reported by Tano et al. (2003, 2006) was up to 50 mm/year.

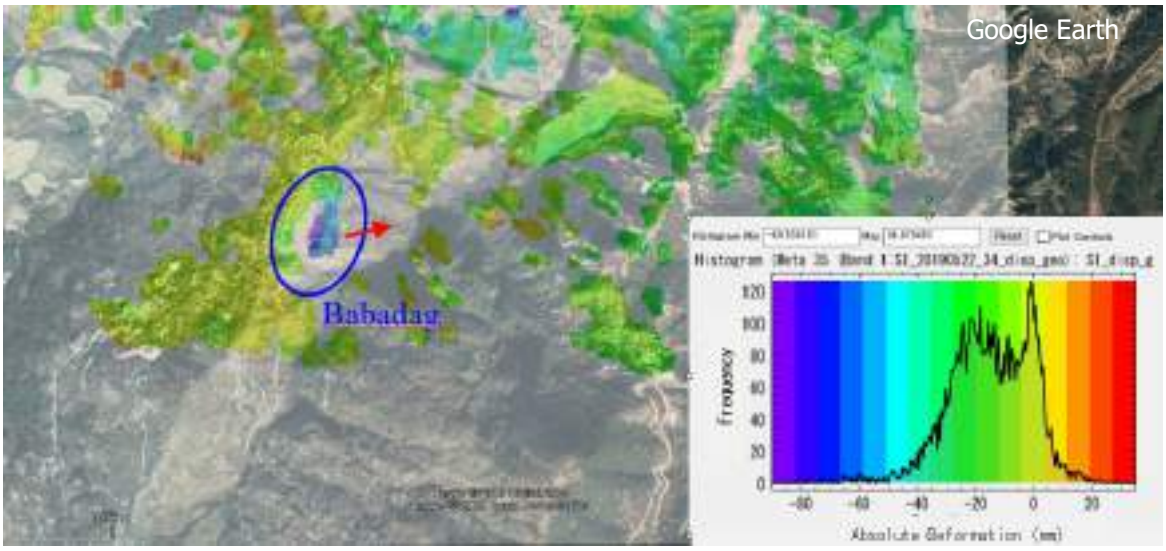


Figure 10. Results of DInSAR analyses.

Figure 11 shows the results of analyses by the SBAS (Small Baseline Subset) technique of the differential SAR Interferometry (DInSAR). Time series plot of the selected point in Figure 12 clearly

indicates that deformation rate increases during the wet periods and slow down during dry periods as reported by Tano et al. (2006) and Kumsar et al. (2016).

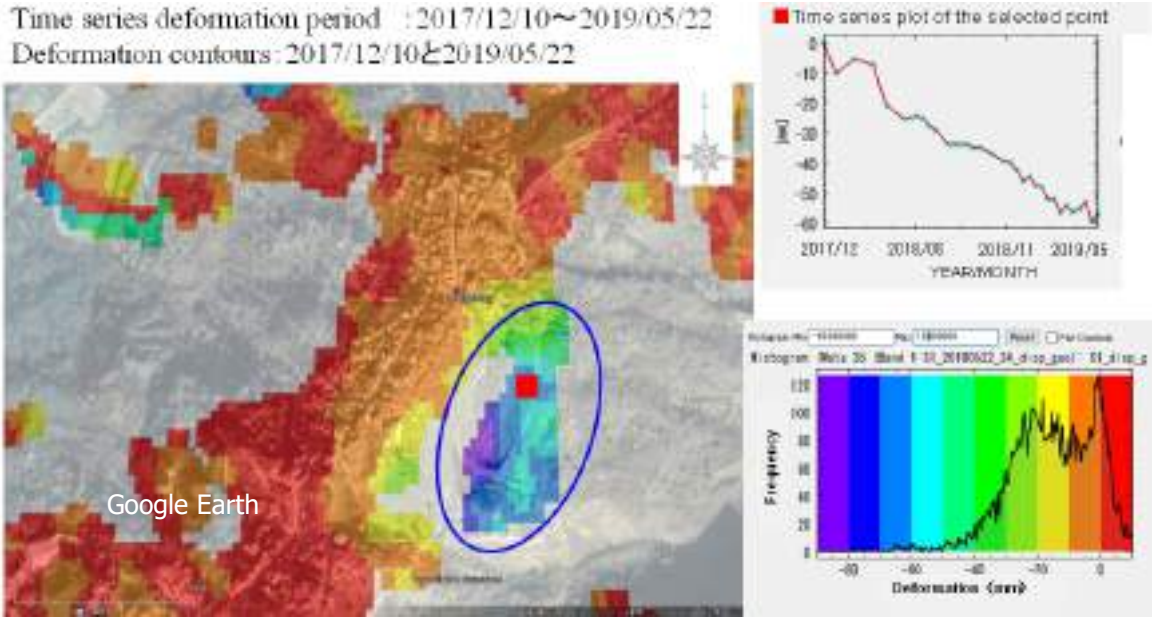


Figure 11. Results of SBAS analyses and time-series plot of a selected point in the landslide area.

6. CONCLUSIONS

A creep-like landslide has negatively affected the life of people living in the Gündoğdu district of Babadağ town for more than seventy years. The authors presented an application of the DInSAR technique using the SAR data of Sentinel 1 (C Band-Ascending) to the landslide area for the first time. Despite the coherence is poor, the amount of the overall deformation of the landslide area is consistent with measurements by Kumsar et al. (2016) and Tano et al. (2006). Furthermore, the results of the SBAS analyses of the DInSAR data are consistent with monitoring results reported by Kumsar et al. (2016) and Tano et al. (2006). Nevertheless, it would be quite desirable to improve the quality of SAR images for better evaluations, such as using the SAR data of ALOS-2 (L-Band).

7. REFERENCES

Atak, O., Aksu, O., Aydan, Ö., Çevik, Y., 2003. The evaluation of long-term ground deformation of the landslide area of Babadağ through aerial photogrammetry technique. An International Colloquium on the Instrumentation and Monitoring of Landslides and Earthquakes in Japan and Turkey, Koriyama, Japan, pp 133-142.

Aydan, Ö., 2003. The mechanism of the long-term landslide at Babadağ. An International Colloquium on The Instrumentation and Monitoring of Landslides and Earthquakes in Japan and Turkey, Koriyama, Japan, pp 39-50.

Aydan, Ö., Ulusay, R., Kumsar, H., Çevik, Y., 2003. Laboratory and in-situ tests on rocks and bedding planes and machinery induced vibrations of Babadağ landslide area. An International Colloquium on the Instrumentation and Monitoring of Landslides and Earthquakes in Japan and Turkey, Koriyama, Japan, pp 91-100.

Aydan, Ö., Kumsar, H., 2015. Assessment of the earthquake potential of the west Aegean region of Turkey based on seismicity, tectonics, crustal deformation and geo-archaeological evidence and its geotechnical aspects. Bull Eng Geol Environ, 74(3), 1037–1055.

Çelik, S.B., Kumsar, H., Aydan, Ö., 2011. The investigation of the mechanism of Babadağ Gündoğdu landslide through static and dynamic physical model tests, ROCMEC'2011-Xth Regional Rock Mechanics Symposium, Ankara, Turkey, pp 196-170 (in Turkish).

Çelik, S.B., 2012. Babadağ (Denizli) İlçesindeki Yamaç Duraysızlığının Çok Parametreli İzleme Teknikleri, Fiziksel Model Deneyleri ve Matematiksel Yöntemlerle İncelenmesi, Doktora Tezi, Pamukkale Üniversitesi FBE Jeoloji Mühendisliği ABD, 183 s.

Çevik, Y.S., Ulusay, R., 2003. An overview of Babadağ (Turkey) landslide. Proc. International Colloquium on the Instrumentation and Monitoring of Landslides and Earthquakes in Japan and Turkey, Koriyama, Japan, pp 17-26.

Eyidoğan, H., Güçlü, U., Utku, Z., Değirmenci, E., 1991. Macro-seismic catalogues of large Turksih earthquakes (1900-1988). ITU, Faculty of Mines, İstanbul (in Turkish).

Hançer, M., 2013. Study of the structural evolution of the Babadağ-Honaz and Pamukkale Fault zones and the related earthquake risk potential of the Buldan region in SW Anatolia, East of the Mediterranean. Journal of Earth Science, 24 (3), 397-409.

Kumsar, H., Aydan, Ö., Tano, H., Atak, O., 2004. An investigation of a long-term landslide of Babadağ (Denizli) from a rock mechanics point of view. ROCKMEC'2004-VIIth Regional Rock Mechanics Symposium, 2004, Sivas, Turkey, pp 277-287 (in Turkish).

Kumsar, H., Aydan, Ö., Tano, H., Çelik, S.B., Ulusay, R., 2016. An Integrated Geomechanical Investigation, Multi-Parameter Monitoring and Analyses of Babadağ-Gündoğdu Creep-like Landslide. Rock Mech Rock Engö 49, 2277-2299.

Önay, T.S., 1946. Landslides in the vicinity of Babadağ. Bulletin of Mineral Research and Exploration, 36, 300-304 (in Turkish).

Öngür, T., 1971. Geological investigation and geothermal potential of Denizli-Babadağ and surrounding. MTA Report No: 4689, Ankara (in Turkish).

Özpınar, Y., Köseoğlu, M., Çobanoğlu, İ., Ok, R., Sabaz, Ü., 1999a. Mass movements and their classification around Babadağ (Denizli) and its surrounding. 1st Symposium on Babadağ, Pammukkale University, pp 24-38 (in Turkish).

Özpınar, Y., Köseoğlu, M., Çobanoğlu, İ., Ok, R., 1999b. Gündoğdu landslide of Babadağ (Denizli) town center. 1st Symposium on Babadağ, Pammukkale University, pp 39-50 (In Turkish).

Tano, H., Kumsar, H., Aydan, Ö., Ulusay, R., 2003. The assessment of the Babadağ landslide behavior by a simple field measurement system. An International Colloquium on the Instrumentation and Monitoring of Landslides and Earthquakes in Japan and Turkey, Koriyama, Japan, pp 1-9.

Tano, H., Abe, T., Aydan, Ö., Kumsar, H., Kaya, M., Çelik, S.B., Ulusay, R., 2006. Long-term monitoring of Babadağ landslide through an integrated monitoring system with an emphasis on AE responses and ground straining. Symposium on Recent Applications in Engineering Geology, Pamukkale University, Denizli, pp 131-141(in Turkish).

An Optical Fiber Early Warning System for Monitoring Mass Movements and for Assessing the Effect of the Triggering Factors

Kütle Hareketlerinin İzlenmesi ve Tetikleyici Faktörlerin Etkilerinin Değerlendirmesi İçin Bir Fiber Optik Erken Uyarı Sistemi

Arzu ARSLAN KELAM[1,*], Mustafa Kerem KOÇKAR[2], Haluk AKGÜN[1]

[1]*Geotechnology Unit, Dept. of Geological Eng., METU, Ankara*
[2]*Dept. of Civil Eng., Hacettepe University, Ankara*
*(*ararzu@metu.edu.tr)*

ABSTRACT: The purpose of this research is to generate an early warning system for large mass movements that utilize optical fibers. Optical fibers are preferred due to their suitability in field conditions as well as their continuous and fast data transfer characteristics. The optical fiber system is composed of optical fiber cables and a device called BOTDA. This system measures mass movement in terms of relative strain that changes due to the relocation of the cable. In addition, the system can monitor the effects of the triggering factors that cause mass movements (i.e., hydrological, hydrogeological, seismic effects). The system was deployed in a landslide-prone region in Kocaeli, Turkey and measured the change in strain. This study revealed that the optical fiber system is reliable and well-suited for monitoring of deformation related engineering applications such as mass movements. The system can also adapt successfully to be used as an early warning system with the definition of site-specific threshold strain values and gives an alarm.

Keywords: Early warning system, Landslides, Optical fiber, Mass movement triggering factors, Kocaeli

ÖZ: *Bu çalışmanın amacı, büyük kütle hareketleri için fiber optikleri kullanan bir erken uyarı sistemi oluşturmaktır. Fiber optikler arazi şartlarındaki uygunlukları ile birlikte sürekli ve hızlı veri aktarımı özellikleri sebebiyle tecih edilmiştir. Kullanılan fiber optik sistem, fiber optik kablolar ve BOTDA adı verilen bir cihazdan oluşmaktadır. Bu sistem kütle hareketini kablonun yerdeğiştimesi sonucu ortaya çıkan göreceli gerinim cinsinden ölçümlemektedir. Ek olarak, bu sistem kütle hareketine yol açan tetikleyici faktörlerin (hidrolojik, hidrojeolojik, sismik etki) etkisini izleyebilmektedir. Fiber optik sistem Kocaeli'nde heyelana yatkın bir alana yerleştirilmiştir ve gerinimdeki değişimi ölçümlemek için kullanılmıştır. Bu çalışma, fiber optik sistemlerin kütle hareketi gibi deformasyonla ilişkili mühendislik uygulamalarının izlenmesinde güvenilir ve uygun olduğunu göstermiştir. Sistem ayrıca sahaya özgü eşik değerlerin tanımlanması ile birlikte erken uyarı sistemine dönüştürülebilmekte ve gerektiğinde alarm vermektedir.*

Anahtar Kelimeler: *Erken uyarı sistemi, Heyelanlar, Fiber optik, Kütle hareketini tetikleyen faktörler, Kocaeli*

1. INTRODUCTION

In the last several decades, population growth caused a need for new settlement areas and cities have expanded towards the hazard-prone regions. As a result, the number of people adversely affected by the natural hazards increased. Consequently, this situation caused people to gain awareness about natural hazards and the importance of early warning systems. Landslides are one of the most frequent and destructive natural hazards in the world and they rank first with a percentage of 34.18 among the natural hazards that have occurred in Turkey between 1950 and 2005 in terms of the distribution of the affected settlement areas (Gökçe et al., 2008). Today, many different instrumentation techniques such as inclinometers, tiltmeters, extensometers, satellite images, air photography, LIDAR systems are present in order to monitor potential and known mass movement areas (Pei et al., 2011). Although all of these techniques have their advantages and may be used to detect deformations, neither of them can achieve simultaneous monitoring for an early warning system like optical fibers can. Optical fibers are

superior to other methods due to their easy and fast data transfer capability, small diameter, low weight, sensitivity to strain and temperature changes, immunity to environmental and electromagnetic effects, low cost and simultaneous monitoring properties (Gupta, 2012; Wang et al., 2008). Optical fiber based technology will pioneer similar studies by the advantage of its continuous and fast data transfer capability, which is crucial for early warning systems. The purpose of this research is to utilize an optical fiber based monitoring and early warning station that can be applicable to any type of mass movement in order to minimize life and property losses.

The optical fiber system utilized in the study is composed of optical fiber cables and a device called BOTDA (Brillouin Optical Time Domain Analyzer). This system has a 0.1με resolution along a fiber length of 30 km. The optical fiber system detects mass movement in terms of strain which results from the changes on the cable by measuring the sent and backscattered light generated by the BOTDA. The utilized optical fiber system was deployed in a hazard-prone region located in the Bahçecik District of Kocaeli, Turkey after laboratory sensitivity studies were completed (Figure 1). In order to determine the effect of the triggering factors, a piezometer for measuring groundwater level and pore water pressure and an acceleration seismometer were placed in the study area. Moreover, meteorological data such as precipitation was also collected. This paper presents the results of 10 months' relative strain data gathered by an optical fiber system between January-October 2018 and discusses the influence of triggering factors on mass movement.

Figure 1. Map showing the active faults together with the location of the study area.

1.1. Optical Fiber System

Optical fiber is a transmission medium that transmits laser from one place to another and is made up of glass (silica) or plastic. Optical fiber cables are thin cables composed of core and cladding and a layer named coating, which is coiled around the core and cladding to protect them (Figure 2a). The optical fiber system utilized for this study contains optical fiber cables and a device named BOTDA (Brillouin Optical Time Domain Analyzer). This device is called a time domain analyzer as it uses the time between sent and backscattered light to detect changes that occur on the cable (Ohno et al., 2001). BOTDA working principle is based on Brillouin scattering and it requires two laser beams (launched and backscattered light) having opposite directions in a fiber cable layout. When the frequency difference between these two laser beams equals the Brillouin frequency of the fiber, a peak forms on the measurement graph (Shen et al., 2009; Xiaofei et al., 2011). The location of this peak point shifts by any change on the cables (Figure 2b). As a result, strain changes on the cables are detected quantitatively.

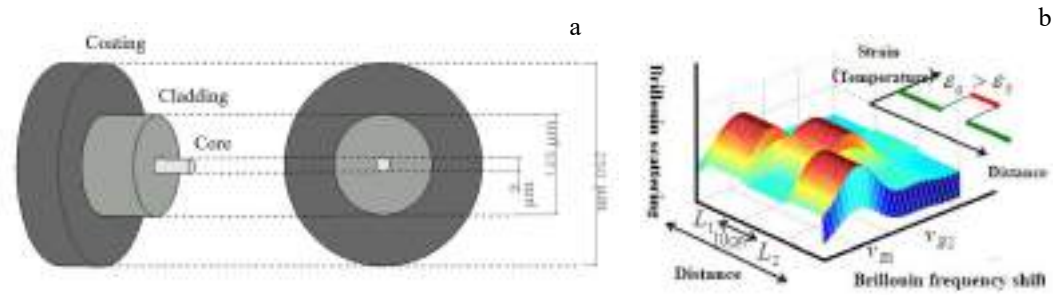


Figure 2. a) Basic structure of an optical fiber cable. b). Principle of BOTDA (Shen et al., 2009).

2. METHODOLOGY

2.1. Laboratory Studies

The main aim of the study is to use the optical fiber early warning system in hazard-prone regions. However, the system should be tested in the laboratory prior to field installation. For laboratory studies, a laboratory experimental set-up has been designed. This set-up represents an ordinary soil slope in order to observe the performance of the optical fiber system. It is composed of a tray that has an inclination mechanism which presents an option to utilize them either together or separately. A sketch illustrating the tray is given in Figure 3. This tray can be moved in the vertical direction to form an angle with the horizontal in order to represent the ideal landslide condition for the selected soil material. For this purpose, a tackle system was designed for the tray to change the slope angle in order to prevent unrestrained inclination. The length and width of the tray are 2 and 3 m, respectively. This tray is 25 cm above the ground and it can be inclined up to 45° in a controlled fashion.

Figure 3. The representative sketch of the laboratory experimental set-up (a. soil barrier, b. soil-model interface, c. fiber cable holes, d. chain hoist, e. model feet, f. stopper (Arslan et al., 2015).

2.2. Field Application

The system was implemented in the mass movement region that is located in the Başiskele District of Kocaeli after the laboratory analysis was completed (Figure 4). The region is a hazard-prone area as announced by the Disaster and Emergency Management Authority of Turkey (AFAD). Kocaeli is located in a region that is tectonically active due to the effect of the North Anatolian Fault System (NAFS) which is one of the major tectonic structures of Turkey. This fault system has created a 125 to 145 km surface rupture as the result of the August 17, 1999 Kocaeli earthquake with a moment magnitude of 7.4 (Barka et al., 2002). The study area is prone to the influence of both direct and indirect (secondary) effects of seismic activities due to its proximity to the NAFS. The geological unit in the area is a sandstone-siltstone alternation that belongs to the İncebel formation (Gedik et al., 2005). The sandstone-siltstone alternation was classified as a very poor rock mass (disintegrated/decomposed rock). From an engineering geology point of view, the rock mass could be treated as an irregularly jointed, highly foliated and very deformable soil-like lithology.

Figure 4. The study field located in the Bahçecik Region of Kocaeli (Turkey).

In order to create an early warning system, a fiber cable network starting from behind the crown of the mass movement was utilized. The cable network was embedded in the moving mass and returned back to a cabin where the starting point was located (Figure 5a). For monitoring the deformations that occurred in the landslide, metal poles having a height of 2 m were fixed to the ground in the mass movement region and its close vicinity. The fiber cables were then coiled around these fixing poles (Figure 5b). The locations of the fixing poles were estimated by deformation analyses performed by using the finite element method (FEM) prior to installation of these poles. For the FEM study, the required shear strength and elastic deformation parameters for the rock mass were determined from the geomechanical characterization of the rock mass (i.e., field study, scan-line survey, etc.), geotechnical boring and laboratory test results along with the back analysis performed in the landslide area. By using the results of the FEM analysis, the portion of the mass movement that is prone to highest deformation was determined and the fixing poles were installed into that area (Arslan Kelam et al., 2016).

Figure 5. a) The cabin that stores the equipment, b) appearance of the cable fixing poles.

After the continuous data measurement and transfer of the optical fiber system was accomplished, studies regarding collecting data for the factors that may trigger the mass movement were started. For this purpose, a piezometer and an acceleration seismometer were placed to the site in order to monitor and understand the effect of the hydrogeological condition as well as the seismic activity (Figure 6). Moreover, meteorological data gathered from the Gölcük station of the Turkish State Meteorological Service (MGM) were evaluated to define the influence of the hydrological conditions on the precipitation results.

Figure 6. a) The vibrating wire piezometer, and b) the acceleration seismometer placed in the field.

3. RESULTS AND DISCUSSION

This section presents and discusses the relative stain data gathered by the optical fiber system during January- October 2018 from the application field in Kocaeli. The relative strain measurements are given in Figure 7 for each month from January to October. The measured relative strains are related to mass movement since the moving mass creates a change in the shape of the cable. Each line in the separate graphs in Figure 7 represents the relative strain of a day. The measured relative strains are evaluated together with precipitation and pore water pressure data. The total monthly precipitation data gathered from MGM for the ten-month period is given in Figure 8.

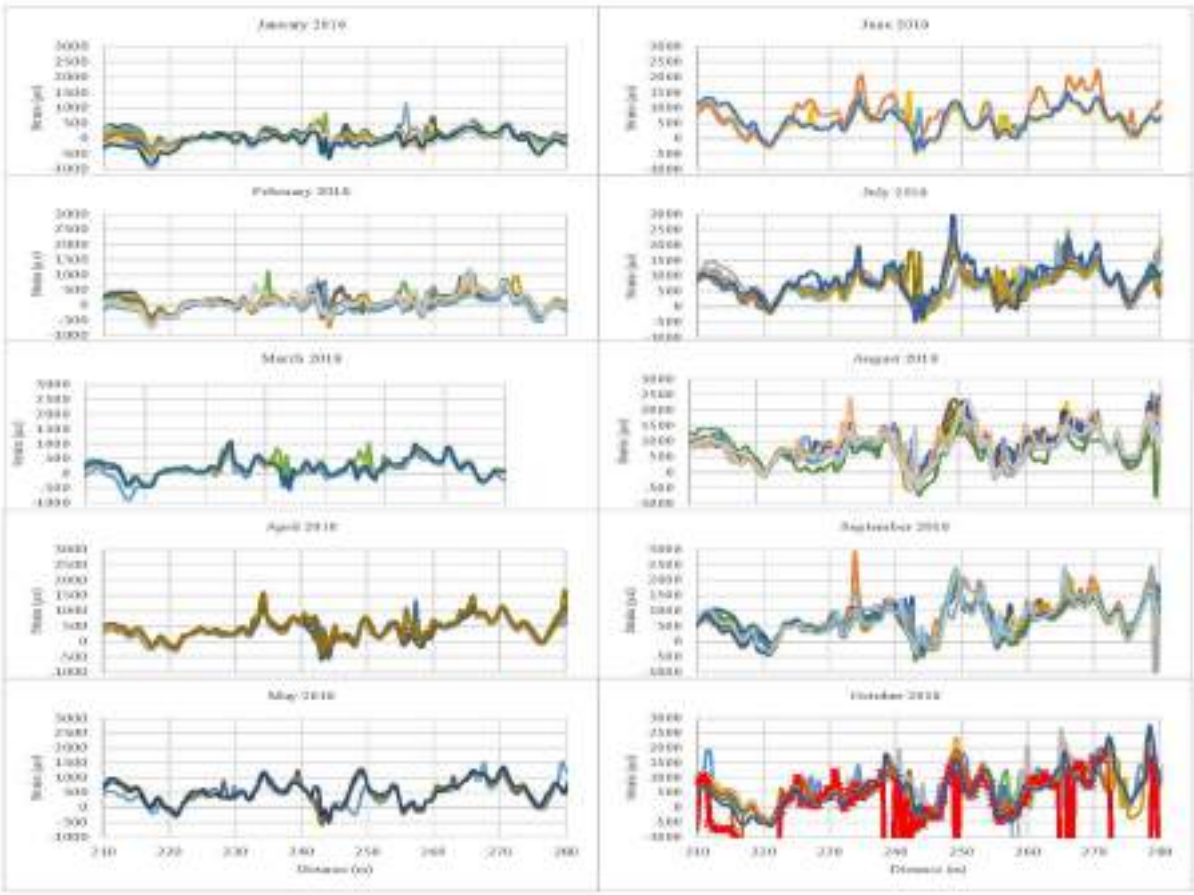


Figure 7. Graphs showing relative strain measurements of January-October 2018.

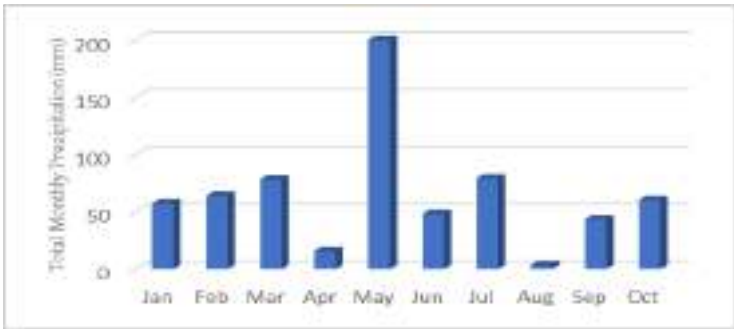


Figure 8. The graph showing the total monthly precipitation of January-October 2018.

It is a known fact that precipitation results have an impact on mass movements. Studies show that mass movement activity is directly proportional to precipitation. According to the data given in Figure 8, precipitation is maximum in May with a total of 206 mm. The month receiving the least precipitation is August with 3 mm. However, when the relative strain measurements are evaluated on a monthly basis, the effect of precipitation seems a bit different. In order to understand the influence of hydrogeological conditions, pore water pressure and groundwater level measurements were considered. These data were gathered from the vibrating wire piezometer deployed in the field and presented in Figure 9 (Arslan Kelam et al., 2019). In the paper, graphs drawn only for pore water pressure are given since the pore water pressure follows the same trend as the groundwater level change.

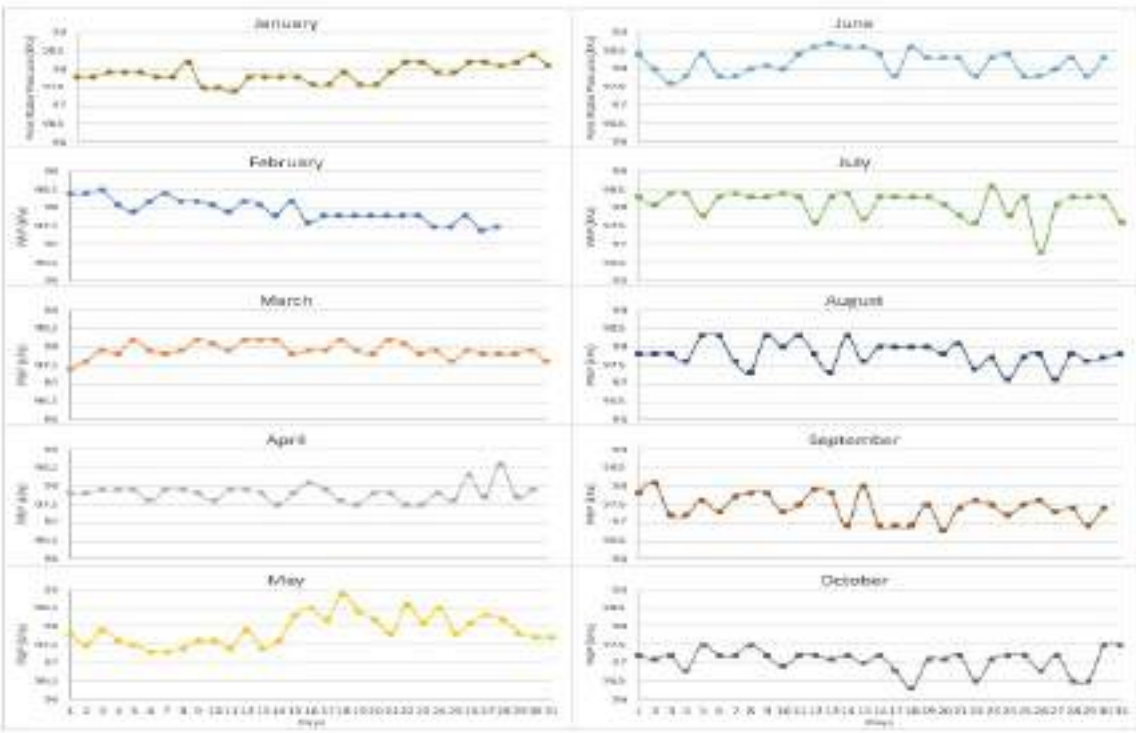


Figure 9. The graphs showing pore water pressure change of January-October 2018.

The relative strain data given in Figure 7 can be explained together with the change in hydrogeological conditions as explained below. January, February and March have similar relative strain values with an average of 250 με and this behavior is concordant with the pore water pressures of these months. The pore water pressure values measured in April and May are higher than those of the previous months. Starting from April and especially in May, the average relative strain increases and reaches 500 με.

Moreover, the maximum strain value is measured as 1600 με. In June, the pore water pressure is high as similar to April and May. As a result, the increase in relative strain continues. The maximum relative strain measured in June is 2300 με. Increasing strains can be explained by melting of snow that rises the groundwater level as well as the pore water pressure. In July and August, the relative strains are similar to that of June with an average of 1200 με since the pore water pressure is more or less the same. Starting from September, the relative strain values decrease to 750 με on the average and are directly proportional to the decreasing pore water pressure.

During the field application of the optical fiber system, the influence of seismic activity apart from the hydrological and hydrogeological conditions was investigated. For this purpose, acceleration measurements gathered by the acceleration seismometer placed in the study area was used. An acceleration seismometer was set in the field since the region is seismically active. Although there are strong ground motions of AFAD, which gives the records for the events with Mw>3, an acceleration seismometer was set on the study region in order to detect the smaller seismic activities that can be detected in the study area. Figure 10 provides the measured acceleration on October 25, 2018, as an example. On October 25, 2018 two earthquakes occurred in Başiskele (Kocaeli). Although the magnitudes of these earthquakes were relatively low (Mw=1.5 and Mw=1.4), the effect of the seismic activities was detected by the optical fiber system that was placed in the study area since the epicenter was 8 km away from the study area. The influence of the seismic activity on the strain measurements can be seen on the October graph of Figure 7. On the graph, the thick and marked curve represents the irregular strain values, that suddenly dropped down to -4480 με as a result of the earthquake. This example shows that seismic activity affects the strain results directly.

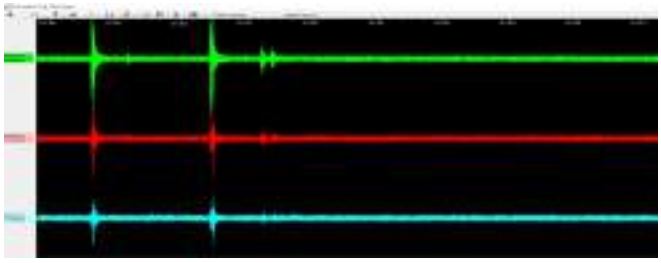


Figure 10. Acceleration measurements of the seismic activity that occurred on October 25, 2018.

4. CONCLUSIONS

In the study, the relative strain values of the mass movement were gathered for a period of ten months by the optical fiber system and was evaluated together with the hydrological and hydrogeological conditions (i.e., precipitation, groundwater level and pore water pressure) and the seismic activity in order to study the influence of the triggering factors and to increase the sensitivity of the system. After the evaluation of these factors, a threshold strain value, which is the deformation that is capable of causing failure was determined and the monitoring system was converted to an early warning system (Figure 11). For the study, threshold strain values are selected according to measured strain values based on the deformation characteristics of the landslide material. The system is capable of alarming the authorized people by e-mail and SMS messages when the threshold values are exceeded. The system can be monitored and controlled from anywhere via internet access and is expected to be used for early warning stations in hazard-prone regions in an attempt to minimize life and property losses.

The results support the fact that the deformation is influenced by precipitation and it is directly related to hydrological conditions along with the hydrogeology. Moreover, the seismic activity also influences the strain results directly. This study revealed that optical fiber systems are reliable and well-suited for monitoring and early warning systems of deformation related engineering applications such as mass movements.

Figure 11. The use of the utilized optical fiber as an early warning system.

5. ACKNOWLEDGEMENTS

This study has been financially supported by the Disaster and Emergency Management Authority of Turkey (AFAD) with the project numbers UDAP–Ç–14–02 and UDAP–Ç–17–04 and and METU's Department of Scientific Research Projects with the project number BAP-03-09-2016-005. The authors would like to thank Dr. Murat Nurlu from Presidential of Earthquake Department of AFAD and people working on the National Earthquake Research Program (UDAP).

6. REFERENCES

Arslan A., Kelam, M.A., Eker, A.M, Akgün, H., Koçkar, M.K., 2015. Optical Fiber Technology to Monitor Slope Movement. Engineering Geology for Society and Territory - Volume 2, pp. 1425-1429. DOI: 10.1007/978-3-319-09057-3_252.

Arslan Kelam A., Koçkar M.K., Akgün H., 2016. Utilization of Optical Fiber System for Mass Movement Monitoring. Disaster Science and Engineering. Vol. 2(1), pp. 19-24.

Arslan Kelam, A., Koçkar, M.K., Akgün, H., 2019. An Optical Fiber Based Early Warning System for Large Landslides, EGU2019, 7-12 April 2019, Vienna, Austria.

Arslan Kelam, A., Akgün, H., Koçkar, M.K., 2019. Application of an Optical Fiber Based System for Mass Movement Monitoring. (Submitted).

Barka, A., Akyüz, H.S., Altunel, E., Sunal, G., Çakır, Z., 2002. The Surface Rupture and Slip Distribution of The 17 August 1999 Izmit Earthquake (M 7.4), North Anatolian Fault. Bull. Seismol. Soc. America, 92, 43–60.

Gedik İ., Pehlivan, Ş., Timur, E., Duru, M., Altun, İ., Akbaş, B., Özcan, İ., Alan, İ., 2005. Geology of Kocaeli Peninsula. MTA Report Number 10774, MTA, Ankara, Turkey (in Turkish).

Gökçe, O., Özden, Ş., Demir, A., 2008. Disaster Inventory of Spatial and Statistical Distribution of Disasters in Turkey. Republic of Turkey, Ministry of Public Works and Settlement, General Directorate of Natural Disasters, Department of Disaster Survey and Damage Assessment. Ankara, Turkey (in Turkish).

Gupta, S.C., 2012. Textbook on optical fiber communication and its applications (2nd Edition). PHI Learning Private Limited, New Delhi.

Ohno, H., Naruse, H., Kihara, M., Shimada, A., 2001. Industrial Applications of the BOTDR Optical Fiber Strain Sensor. Optical Fiber Technology, 7, pp. 45-64.

Pei, H., Cui, P., Yin, J., Zhu, H., Chen, X., Pei, L., Xu D., 2011. Monitoring and warning of landslides and debris flows using an optical fiber sensor technology. J. Mount. Sci., 8, pp. 728-738.

Shen, S., Wu, Z., Yang, C., Tang, Y., Wu, G., Hong, W., 2009. A new optical fiber sensor with improved strain sensitivity based on distributed optical fiber sensing technique. Proc. of SPIE Vol. 7293. DOI: 10.1117/12.815768,

Wang, B., Li, K., Shi, B., Wei, G., 2008. Test on application of distributed fiber optic sensing technique into soil slope monitoring. Landslides, 6, pp. 61-68.

Xiaofei, Z., Wenjie, H., Qing, Z., Yanxin, S., Xianwei, M., Yongwen, H., 2011. Development of optical fiber strain monitoring system based on BOTDR. The Tenth International Conference on Electronic Measurement & Instruments (ICEMI), IEEE, 4, pp. 38-41.

Harmandalı Katı Atık Depolama Alanı Heyelanının Mühendislik Jeolojisi

Engineering Geology of the Landslide in the Harmandalı Waste Disposal Site

Cem KINCAL*, Mehmet Yalçın KOCA

Dokuz Eylül Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Tınaztepe Kampüsü, Buca, İzmir
*(*cem.kincal@deu.edu.tr)*

ÖZ: Harmandalı Düzenli Katı Atık Depolama Sahası Onama Alanı Sınırları içerisinde yer alan idari binalar ve kantar yolunu etkilemiş olan Şubat-2013 heyelan hareketinin mekanizmasının inklinometre ölçümleriyle ortaya konulması bu çalışmanın amacını oluşturur. Heyelan sahasında önceden meydana gelen heyelan hareket emarelerinden dolayı tesis edilmiş olan kaya/toprak dolgu nitelikte bir sedde mevcuttur. Heyelan sahası içerisinde tesis edilmiş olan inklinometre kuyularındaki ölçümler ve yüzeyde yapılmış olan haritalama çalışmaları sonucunda heyelanı temsil eden jeolojik kesitler hazırlanmıştır. İnklinometre ölçümleri SK-2, SK-3 ve SK-8 nolu kuyularda 10.08.2016 ve 22.11.2018 tarihleri arasında yürütülmüştür. İnklinometre kuyuları tesis edildiği tarihten itibaren toplam olarak 774 gün içerisinde 17 kez inklinometre ölçümleri alınmıştır. SK-3 kuyusunda kayma dairesinin derinliği 29.5 metre, SK-2 kuyusunda ise 16 m olarak kaydedilmiştir. Maksimum yatay yer değiştirmeler SK-3 kuyusunda 28 mm, SK-2 kuyusunda ise 32 mm batıya doğru olduğu anlaşılmıştır. 774 günde (yaklaşık 2 yıl) maksimum yatay yerdeğiştirme miktarının 32 mm (3.2 cm) olduğu dikkate alındığında, hareket hızının yılda 1.6 cm/yıl olduğu anlaşılır. Heyelan malzemesinin bir bölümünü evsel atıklar, bir bölümünü de andezit ayrışma ürünü yüksek plastik killer oluşturmaktadır. Krip şeklinde devam etmekte olan heyelan hareketinin izlenmesine devam edilmektedir. Bu çalışmada, Harmandalı Düzenli Katı Atık Depolama Sahası heyelanının inklinometre ölçüm sonuçları tartışılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Heyelan, inklinometre ölçümleri, Harmandalı (İzmir)

ABSTRACT: *The aim of this study is to determine the mechanism of the landslide in February-2013 which was affected the administrative building and weighbridge road in the Harmandalı Regular Solid Waste Disposal Site with the help of inclinometer readings. There is an earth material used barrier which was constructed to block the previously moved landslide material in the site. Geological cross-sections which demonstrate the landslide were constructed using inclinometer readings and surface geological map data. Inclinometer readings were done in SK-2, SK-3 and SK-8 boreholes in between 10.08.2016 and 22.11.2018. Starting from the establishing the inclinometer boreholes, seventeen measurements were recorded in 774 days. The depth of the sliding surface was calculated 29.5 m in SK-3 borehole and 16 m in SK-2 borehole. Maximum lateral displacements are 28 mm in SK-3 borehole and 32 mm in SK-2 borehole. The rate of motion is 1.6 cm per year if the period of nearly two years long time is considered. Landslide material is formed by domestic waters and clays with high plasticity weathered from andesites. The creep movement of the landslide has been monitored. The results of the inclinometer readings of the boreholes established in the landslide site in Harmandalı Regular Solid Waste Disposal site are discussed.*

Keywords: *Landslide, Inclinometer Readings, Harmandalı (İzmir)*

1. GİRİŞ

İnceleme alanı İzmir İli Çiğli İlçesi Harmandalı Mahallesi sınırları içerisinde yer alır. İzmir Büyükşehir Belediyesi (İBB), İzsu Genel Müdürlüğü, Atık Su Arıtma Daire Başkanlığı'na bağlı olarak çalışmalarını sürdürmekte olan "Harmandalı Düzenli Katı Atık Depolama Sahası" İzmir Körfezi'nin kuzeyinde, Çiğli İlçe merkezinin kuzey-doğusunda, Tokluağıl Deresi'nin iki kolu arasında yer alan ve Çakalhasan Sırtları olarak bilinen kuzey-batıya eğimli yamaçlar üzerinde yer almaktadır. Katı atık depolama alanının İzmir şehir merkezine uzaklığı yaklaşık 30 km'dir. Harmandalı katı atık depolama alanına 1992 yılından günümüze değin İzmir kentinin evsel, endüstriyel ve tıbbi atıkları depolanmaktadır. Günde yaklaşık 4000 ton atık depolama sahasına getirilmektedir. Ayda 12104 ton, yılda ise yaklaşık 1.5 milyon ton atık bu sahada depolanmaktadır. Yaklaşık 1.2 km^2lik alana her yıl 1.5 milyon ton mertebesinde ekstra atık yükü uygulanmaktadır.

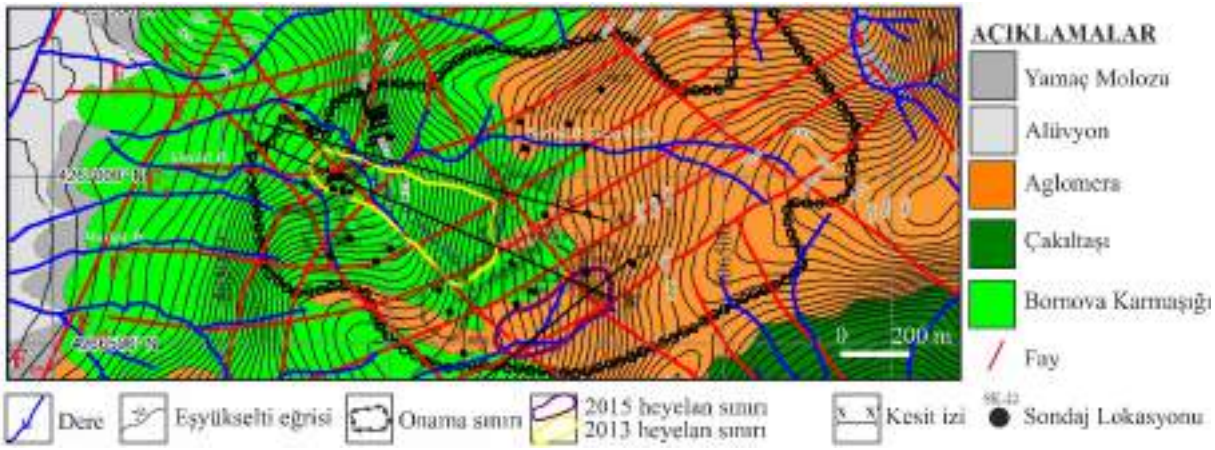
Harmandalı Katı Atık Depolama Sahası Onama Alanı Sınırları içerisinde önceden ve günümüzde meydana gelmiş heyelanlar (1996 – 2016 yılları arasında) gerek yerinde yapılan ölçümler ve gözlemlerle gerekse de önceki kayıt, rapor ve olaylara tanık olmuş birinci şahıslardan elde edilen bilgiler ışığında incelenmiştir. Bu araştırmanın konusu; idari binaları ve kantar yolunu etkilemiş olan Şubat-2013'de meydana gelmiş heyelanın etki alanını, ve mekanizmasını ortaya çıkartmaktır.

Şekil 1. Harmandalı (İzmir) Katı Atık Depolama Sahası (www.googlearth.com).

2. JEOLOJİ

Harmandalı katı atık depolama sahası ve yakın yöresinde yer alan kaya birimleri yaşlıdan gence doğru;

1) Geç Kretase-Paleosen yaşlı, derin deniz fasiyesinde çökelmiş, kumtaşı-şeyl ardalanmasından oluşan bir matriks ile matriksten daha yaşlı, köksüz ve değişik büyüklüklerde kireçtaşı bloklarını (olistolitleri) içeren Bornova Karmaşığı birimi.
2) Geç Miyosen-Pliyosen yaşlı, Yamanlar Volkanitleri'ne ait –volkanik kayaçlar ve bunların piroklastitleri. Harmandalı katı atık depolama sahasında gözlenen birim; andezitik karakterde, tüf matriks içerisinde andezit bloklarının yeraldığı, düzensiz bir içyapı sunan aglomeralardır.
3) Andezit çakıl ve bloklarını içeren silt ve killerden oluşmuş yamaç molozları. İnceleme alanında (onama alanı sınırları içinde) Neojen yaşlı tortul kayalara rastlanmamıştır (Şekil 2).



Şekil 2. Harmandalı Katı Atık Depolama Sahasının Mühendislik Jeolojisi haritası.

2.1 Bornova Karmaşığı Birimi

Bornova Karmaşığı Birimi onama alanı sınırları içerisinde Çakalhasan Tepe ve sırtlarından itibaren batıda yer alan seddeye kadar olan D-B yönünde yaklaşık 1.0 km'lik alanda geniş yüzlekler verir (Şekil 2).

Çöp depolama alanında genelde 210 m kotunun altındaki kotlarda birimin yüzleklerine rastlanır. Harmandalı çöp depolama alanında yer alan Bornova Karmaşığı'nda baskın litoloji şeyllerdir. Zayıf kaya özelliğindeki şeyller laminalı, kıvrımlı ve kırıklı bir yapı sunarlar. Gri, sarımsı kahverengi ve yeşilimsi gri renklerde gözlenirler. Kıvrımlı, kırıklı bir yapı şeyllere kaotik bir görünüm kazandırmaktadır. Matriksin bir diğer bileşeni kumtaşları sağlam, ince-orta katman kalınlığında ve şeyllerle sarılı bir şekilde gözlenirler. Mukavemetinin yüksek olması nedeniyle şeyllere göre daha yüksek açıda yamaçlar oluştururlar.

2.2 Yamanlar Volkanitleri

Yamanlar Volkanitleri'ne ait volkanik kayaçlar ve bunların piroklastitleri İzmir Körfezi'nin kuzeyinde çok geniş alanlar kaplar. Çiğli yöresinde de topoğrafik olarak yüksek tepelik alanlar (Arpa Çukuru T., Kız Mezarı T., Evreşmen T., Yarıkkaya T., Acı T., Karaahmet T. ve Kısıryatağı Tepe gibi) andezitler ve piroklastitlerle örtülüdür. Tüfler, aglomeraların tabanında yanal yönde devamsız, ince (1-5 m) bantlar şeklindedir ve yüzleklerine nadiren rastlanır.

2.2.1 Aglomera Birimi

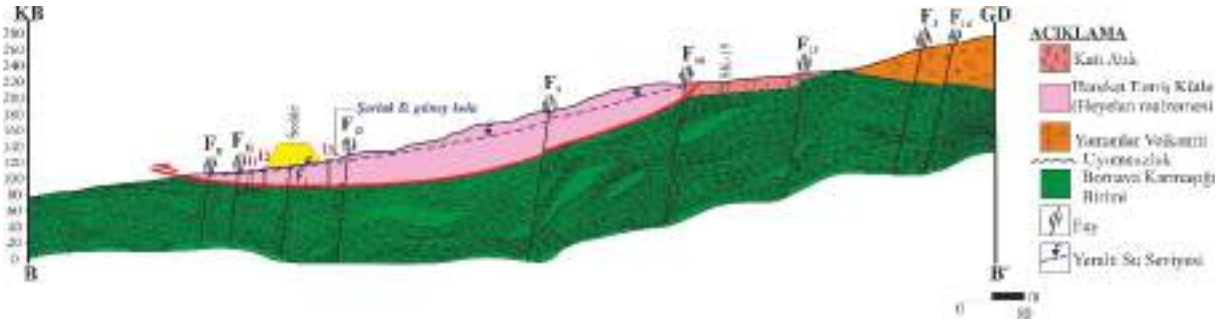
Bornova Karmaşığı'nı uyumsuz olarak örten aglomeralar inceleme alanının yarısından daha geniş bir alanda yayılım gösterirler. 1/5000 ölçekli İzmir-K18-D-22-D paftasının güney ve güneybatı kesimleri aglomeralar tarafından örtülmüştür.

Zem-Son Müh. Jeo. Araş. İnş. San. Tic. Ltd. Şti. tarafından açılan sondajlardan SK-20, SK-23, SK-21, SK-11, SK-12, SK-13, SK-14 ve SK-17 nolu olanlar aglomeralar içinde açılmıştır. Sinekli Dere boyunca, derenin vadisinde ve devamında yeralan 157 m kotlu tepede de birimin yüzleklerine rastlanır. Aglomeralar derenin vadisi boyunca, nispeten daha alt kotlara bir dil şeklinde uzanan farklı bir morfoloji sunarlar. Çöp depolama alanının kuzeyinde açılmış SK-11 ve SK-14 nolu sondaj lokasyonlarıyla çöp depolama alanının güneyinde yer alan ve yukarıda tanımlanan dil şekilli morfoloji harita üzerinde yarım ay şekilli, doğuya doğru daha derin aşınmış bir yüzey şekli oluşturmaktadır (Şekil 3).

Harmandalı Katı Atık Depolama Alanı'nda aglomeralar baskın litolojiyi oluştururlar. Tüf matriks içerisinde andezit çakıl ve bloklarının (1 cm < d < 60 cm) düzensiz bir şekilde yeraldığı farklı bir içyapı sunarlar (Şekil 3).

Şekil 3. Aglomera biriminin en üst seviyelerinden alınmış ve bloklu iç yapıyı iyi yansıtan fotoğraf (Koordinat: 506650/4267180).

Aglomeraların Bornova karmaşığı ile olan uyumsuz dokanakları ve arazide gözlenen fayların konumları, KB-GD yönünde alınmış jeolojik kesit üzerinde gösterilmiştir (Şekil 4).



Şekil 4. Çöp depolama alanını KD-GB yönünde kesen ve 2013-heyelan sahasının kayma yönüne koşut alınmış B-B' jeolojik kesiti.

2.3 Yamaç Molozları ve Alüvyon

Onama alanının sınırları içerisinde yamaç molozları ve alüvyonlar, fay önü düzlüklerinde, çöp depolama alanının ve seddenin KB'sında, Sinekli ve Şarlak Dere'lerinin arasında kalan düşük topoğrafik (<120 m) kotlardaki düzlüklerde, kantar yoluyla seddenin kuzeyinde yer alan, K-G doğrultulu ve batıya eğimli Bornova Karmaşığı'na ait kayaçların yer aldığı yamaçların arasında kalan düzlükte yer alırlar.

Yamaç molozları temelden türeme şeyl, kumtaşı çakıl ve bloklarıyla, andezit çakıl ve bloklarını içermektedir. Çakıl ve bloklar kil ve silt boyutu malzemeler içerisinde yer alır. Onama alanı sınırları içerisinde yamaç molozları yüksek eğimli yamaçların eteklerinde talus şeklinde yerleşmiş malzemeler olarak yer alırlar ve kalınlıkları 1-2 metreyi geçmez. Çöp depolama alanında doğal topografyanın üzeri çöplerle örtülü olduğundan genelde yamaç molozlarının üzeri kapalıdır.

3. MÜHENDİSLİK JEOLOJİSİ

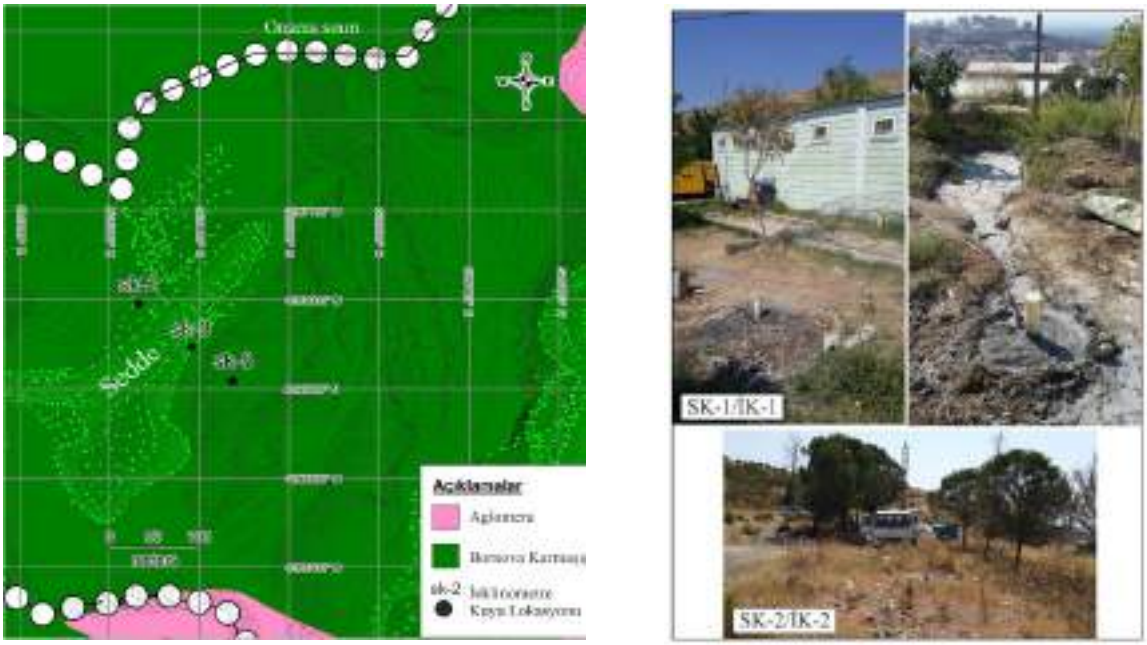
Şubat-2013 heyelanının kayma dairesinin geometrik konumu, Analiz Müh. İnş. Son. Maden. San. Tic. Ltd. Şti. (2013) tarafından önceden açılmış üç adet inklinometre kuyusundan alınmış lateral deformasyon ölçümlerine, jeodezik topografya ölçümlerine, jeofizik ölçümlerine, boya deneylerine, arazi gözlemlerine ve yerinde yapılan ölçümlere dayanarak belirlenmiştir. Zemson Müh. Jeo. Araş. İnş. San. Tic. Ltd. (2013) tarafından açılmış sondaj ve dört adet inklinometre kuyusundan alınmış lateral deformasyon ölçümleri ve DEÜ (2016) verileri kullanılarak, KB-GD yönlü heyelanın boyuna kesiti üzerinde konumlandırılarak açılmış dört adet inklinometre kuyusunda (SK-1, SK-2, SK-3 ve SK-8 sondaj kuyuları) yapılan ölçümlerle de hareketin devam edip/etmediği saptanmıştır.

3.1 Kayma Dairesinin Geometrisi

Harmandalı Katı Atık Depolama Sahası Onama Alanı sınırları içerisinde gerek önceden gerekse de günümüzde meydana gelen heyelanlar iki gruba ayrılarak değerlendirilmiştir;

i) Şev ve topuk heyelanları, *ii) Taban heyelanı*

Şev ve topuk heyelanları sıkıştırılmış çöp şevlerinde kayma dairesinin şevi kestiği veya şev topuğuna oldukça yakın geçtiği heyelanlardır. Mart-2016 ve Ağustos-2016 TIR Döküm Alanı heyelanları, 1992 ve 2002 heyelanları bunlara örnek gösterilebilir. Bu heyelanların bazılarında jeolojik kesitler çıkartılarak kayma mekanizmaları ve nedenleri belirlenmiştir. Taban heyelanı ise; heyelanın kayma dairesinin şev topuğunun daha altından geçerek sağlam zemine kadar indiği heyelanlardır. İdari binalar ve kantar yolunu etkilemiş Şubat-2013 heyelanı bu tip bir heyelandır (Şekil 6).



(a) (b)

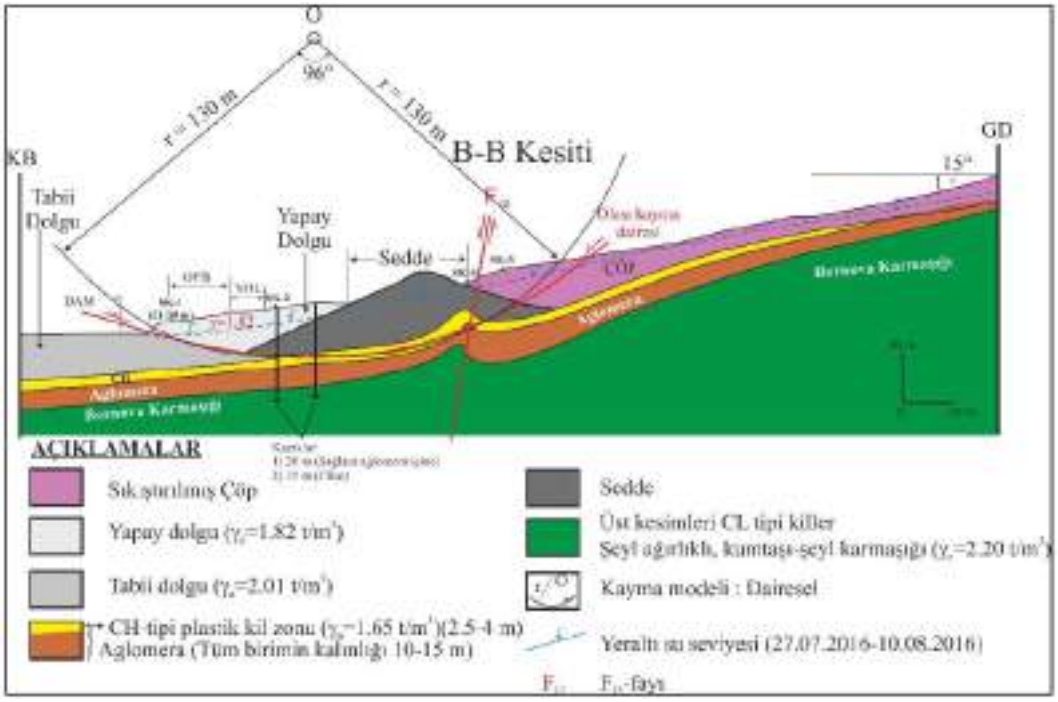
Şekil 5. a) İnklinometre kuyularının ve seddenin lokasyon haritası, b) 2013 heyelanının topuk bölgesinde açılmış inklinometre kuyusu İNK-1 (idari binaların arka tarafı, KB'sı) ve sedde ile ofis binaları arasında, seddeye yakın ve onun yerleşim alanına bakan ön cephesinde açılmış inklinometre kuyusu (İNK-2).

Harmandalı çöp depolama onama alanı sınırları içerisinde bulunan, Bornova Karmaşığı içerisinde baskın litolojiyi oluşturan şeyller (zayıf kaya) yüzeysel koşullarda havanın ve suyun etkisiyle ayrışmakta ve genellikle düşük plastisiteli killere (CL) dönüşmektedir. Bu özelliği nedeniyle şeyllerin üzerinde, yerinde ayrışarak rezidüel zeminler (CL-tipi killer) oluşmuştur. Bu tür killi zeminler su tutma özelliğine sahiptir, gerek yüzey sularını gerekse de çöp sularını tutma, geçirmeme özelliği vardır. Geçirimsizlik özelliği şeyller üzerinde su birikmelerine, nemlenmeye neden olmaktadır. Böylece, yüksek eğimli şevler boyunca kütle hareketi (çöp depolama alanına varmadan önce karşılaşılan yüksek eğimli yamaçlar, heyelan ve kama kaymaları) oluşturma potansiyeli artmaktadır.

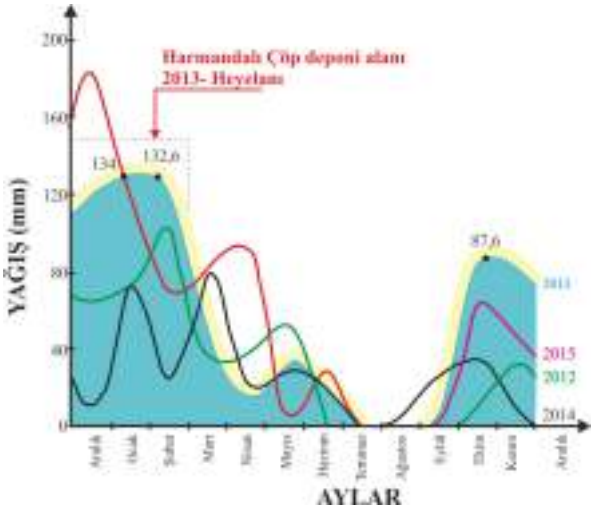
Jeoteknik literatürde aglomeralar "Bim-rock" olarak da adlandırılmaktadır (Sönmez ve diğ., 2004). Aglomeralar genelde gri, yer yer de bordo-şarabi renklerde gözlenir (Şekil 3 ve 4). Aglomeralar yüzeysel koşullarda havanın ve suyun etkisiyle kolaylıkla ayrışmaktadır. Bağlayıcı malzemesi tüfler, bloklara göre önceden ayrışarak kolaylıkla kile dönüşebilmektedir. Bu nedenle, bağlayıcısı kile dönüşmüş malzeme içinde yer alan bloklar kendi kütlesinden ayrılmakta ve münferit bloklar haline gelmektedir. Aglomeralar kolay aşınabilen zayıf kayalardır ve özellikle matriksleri çok daha kolay ayrışarak plastik killere (CH) dönüşmektedir (Şekil 6).

3.2 Yağışlar ve Heyelan İlişkisi

2011, 2012 ve 2013'e ait yıllık yağış verileri sırasıyla 467,8 mm, 484,6 mm ve 584,4 mm olarak ölçülmüştür (Çiğli, Meteoroloji Müdürlüğü yağış verileri dikkate alınmıştır). Harmandalı Çöp Depolama alanında 2013 yılının Şubat ayı sonu itibarıyla bir heyelan meydana gelmiştir. Heyelanın meydana geliş tarihiyle yıllık yağış verileri karşılaştırıldığında; 2011 ve 2012 yıllarına ait yıllık yağış verilerinden yaklaşık 100 mm daha fazla yağışın 2013 yılında meydana geldiği görülür (Şekil 7). 2013 yılında çöp depolama sahası daha fazla yağış almıştır. 2012-Aralık, 2013-Ocak ve Şubat aylık yağış verileri sırasıyla 128,4 mm, 134,0 mm ve 132,6 mm olarak ölçülmüştür (Şekil 7). Bu yağış verileri, 2012 ve 2013 yılları içinde ölçülmüş en yüksek aylık yağış verileridir. Söz konusu heyelanda Şubat-2013 sonunda meydana gelmiştir. Gerek yoğun yağışlar gerekse de çöp sızıntı suları alanın suya doygunluk derecesini arttırdığı anlaşılmaktadır. Aşırı suya doygun (yumuşamaya bağlı olarak mukavemet parametrelerini azaltmaktadır) ortam kayma eğilimini arttıran bir parametredir.



Şekil 6. Şubat 2013 heyelanını oluşturan kayma dairesinin konumu.



Şekil 7. 2012, 2013, 2014 ve 2015 yılları için aylara göre yağış miktarlarının değişimi, Harmandalı çöp depolama alanında 2013 yılında meydana gelen heyelanın aylık yağışlarla ilişkilendirilmesi.

3.3 İnklinometre Ölçümleri

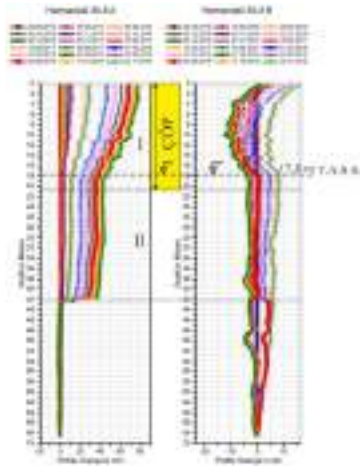
Bu çalışma kapsamında açılmış olan SK-2, SK-3 ve SK-8 nolu inklinometre kuyularındaki ölçümler 10.08.2016 ve 22.11.2018 tarihleri arasında yürütülmüştür (10.08.2016 ile 16.08.2017 tarihleri arasında alınmış olan 10 adet inklinometre ölçümü ve 01.03.2018 ile 22.11.2018 tarihleri arasında alınmış olan 7 adet inklinometre ölçümüne ait değerlendirmeleri kapsamaktadır). İnklinometre kuyuları tesis edildiği tarihten itibaren toplam olarak 774 gün içerisinde 17 kez inklinometre ölçümleri alınmıştır.

Kayma hareketinin zaman içinde ivme kazanıp-kazanmadığı ve/veya hareketin aynı şekilde devam edip-etmeyeceği, potansiyel dayanım kaybı ve makaslama dayanımının belirlenmesi açısından önemlidir. Örneğin, eğer makaslama zonu (sheared zone) rezidüel dayanımda değilse, rezidüel duruma

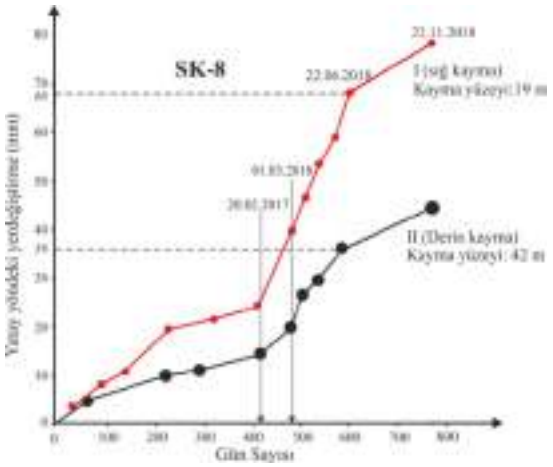
erişinceye kadar hareketin devamıyla dayanım kaybı oluşacaktır. Söz konusu dayanım kaybı, kayan (hareket eden) kütlenin ivme kazanmasını ve şev yenilmesinin progresif aşamaya (şev yenilmesinin tam olarak sonuçlanmasını da içeren evre) geçmesini sonuçlayabilir. Kayma hareketinin ivmelenip-ivmelenmediğini belirlemek için hareket hızına (the rate of movement) bakılmıştır.

SK-8 nolu inklinometre kuyusu çöp depolama alanı içerisinde ve diğer inklinometre kuyularına göre daha yüksek topoğrafyalı kotta yer almaktadır. Şekil 8'de sunulan kümülatif yatay yer değiştirmenin derinlikle değişim grafiği verilmiştir. Bu grafik üzerinde belirgin iki kırılmanın varlığı dikkati çekmektedir. Birinci kırılma (I) ayrışmış aglomera birimi ile depolanmış çöp seviyesinin tabanı arasında, ikinci kırılma ise (II); aglomera-filiş kontağına yakın bir noktada (yüzeyden 42 m derinde) meydana gelmiştir. Birinci kırılma 18-19'ncu metreler arasında kaya-çöp kontağında meydana gelmiştir. Kontak suya doygun zon içerisinden geçmektedir (Şekil 8). Çöp suları dokanak üzerinden batıya doğru hidrolik eğim boyunca çalışmaktadır. 20,6 m kalınlığa sahip çöplerde kayma zonu boyunca oluşmuş kümülatif yer değiştirme miktarı 78 mm (7,8 cm) olarak ölçülmüştür. 28.08.2016 ile 22.11.2018 tarihleri arasında, yaklaşık 774 günde meydana gelen 78 mm'lik bir hareket oldukça yüksek bir değerdir. Bu değer hareketin ortalama hızının 39 mm/yıl olduğunu gösterir. II-nolu kırılma için bu değer 22,5 mm/yıl'dır. Heyelanın hızı Varnes (1978)'e göre "çok yavaş" olarak sınıflanmıştır. Zemindeki hareket yönü 300-320° aralığında iken çöpteki hareket yönü 355-30° aralığındadır.

Kayma hareketinde bir ivmelenme olup-olmadığının belirlenmesi için (the rate of movement) zamana bağlı olarak kümülatif yatay yer değiştirmeler- çizilmiş ve Şekil 9'da sunulmuştur. Söz konusu grafikte, I ve II'nci belirgin kırılmaların birbirlerinden bağımsız olarak, farklı derinliklerde geliştiği elde edilen eğrilerin uçlarının birbirlerinden giderek- uzaklaşmasından ve farklı yollar izlemesinden anlaşılmaktadır (Şekil 9).



Şekil 8. SK-8 inklinometre kuyusunda yatay yöndeki toplam yerdeğiştirmelerin derinlikle değişimi.



Şekil 9. SK-8 inklinometre kuyusunda yatay yöndeki toplam yerdeğiştirmelerin zamana bağlı değişimi.

4. SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRME

Harmandalı (İzmir) Katı Atık Depolama Sahası heyelanını etüd ve izleme araştırmaları kapsamında yapılmış olan çalışmalar neticesinde heyelan hareketinin ivmelendiği tarihin 20 Şubat 2017 olduğu belirlenmiştir (yağışların başladığı dönem). Bu tarihten önce 415 günde I ve II nolu kırılmalar için toplam yerdeğiştirme miktarları sırasıyla 24.5 mm ve 14.5 mm'dir. 20 Şubat 2017 tarihinden 22.06.2018 tarihine kadar olan 185 günde I ve II nolu kırılmalar için toplam yerdeğiştirme miktarları da sırasıyla 43.5 mm ve 21.5 mm'dir. I ve II nolu kırılmalar için 20 Şubat 2017 tarihi öncesinde hareket hızları sırasıyla 21.5 mm/yıl ve 12.75 mm/yıl'dır.

20 Şubat 2017 sonrasında ise 22.11.2018 tarihine kadar ise bu hızlar sırasıyla 54 mm/yıl ve 31 mm/yıl'dır. SK-8 inklinometre kuyusunda kesilen 20.6 m kalınlığındaki çöp yığını stabilite açısından kritik değere erişmiş durumdadır. Bu durumun nedenleri; 1) Kurak mevsimde olunmasına rağmen I'nci kırılmada hareket aynı şekilde ivmelenmeye devam etmektedir. Progresif aşamadan çıkılamamıştır. 2) Çöp tabanı-aglomera kontağı boyunca çöp sularının çalışması, kayma zonunu etkilemekte ve bu zon boyunca direnç kaybını arttırmaktadır. Bu kesimde inceltme (şev hafifletme çalışmaları) yapılarak şev daha stabil hale getirilebilir. Heyelanın hızı Varnes (1978)'e göre "çok yavaş" olarak sınıflanmıştır. Zemindeki hareket yönü 300-320° aralığında iken çöpteki hareket yönü 355-30° aralığındadır.

Şubat-2013 tarihinde heyelanın başlangıç tepkisi sonrasında, hareket etmiş kütle retrograsif aşamaya geçmiş (geçici bir stabiliteye erişmiş, ancak kritik dengede kalmış) ve heyelan tarihinden günümüze değin söz konusu kütlede belirgin bir yüzey deformasyonu gözlenmemiştir. Ancak önceden yenilmiş (FoS ≤ 1.0) ve daha sonra yeni bir tetikleyici etmenle (aşırı yağışlar/mevsim normallerinin üzerinde meydana gelen yağışlar, sismik aktivite vb.) heyelan hareketinin tekrar reaktive olabileceği de bir gerçektir.

5. KAYNAKLAR

Analiz Müh. İnş. San. Maden San. Tic. Ltd., 2013. SK-1, SK-2 ve SK-3 İnklinometre Kuyularının Açılması ve Hazırlanması, Deformasyon Ölçümleri.

Sönmez, H., Tuncay, E., Gökçeoğlu, C., 2004. Models to predict the uniaxial compressive strength and the modulus of elasticity for Ankara agglomerate. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 41, 717-729.

D.E.Ü., 2016. İzmir Büyükşehir Belediyesi Harmandalı Düzenli Katı Atık Depolama Sahası Sedde Önü Şev Stabilite Problemleri ve Çöp Yığınlarının Stabilitesi İçin Değerlendirme ve Stabilite Önlemleri Projesi Raporu, Dokuz Eylül Üniv., Jeoloji ve İnşaat Müh. Bölümleri, İzmir.

Varnes, D.J., 1978. Slope movement types and processes. In Schuster, R.L. and Krizek, R.J. (Editors), Landslides, Analysis and Control, Special Report 176: Transportation Research Board, National Academy of Sciences, Washington, DC., pp.11-33.

Zemson Müh. Jeo. Araş. İnş. San. Tic. Ltd., 2013. Harmandalı Katı Atık Sahası Sondaj Raporu.

Deniz Tabanı Koni Penetrasyon Deneyi Uygulaması

The Application of Cone Penetration Test in Marine Environment

Fazıl KIRAN*, Ergün TOĞROL, Ahmet Özgür DEMİR, Mehmet BOL, Recai SERGİN, Meltem SEZERER BULUT

STFA Temel Araştırma ve Sondaj A.Ş., Ataşehir, İstanbul
*(*fazilk@stfa.com)*

ÖZ: Koni Penetrasyon Deneyi (Cone Penetration Test) zemin parametrelerinin yerinde belirlenmesinde kullanılan önemli bir arazi deneyidir. Deneyin temel amacı, konik uçlu bir silindirin zemine hidrolik baskı ile sokulması sırasında oluşan uç direnci, kılıf sürtünmesi ve boşluk suyu basıncı gibi zemin parametrelerinin değerlerinin belirlenmesidir. Araştırmamızda deniz tabanında inceleme yapılabilmesi için geliştirilen Geomil MANTA 200 model deney aleti kullanılmıştır. Bildirimizde, koni penetrasyon deneyi yapılması sırasında karşılaşılan sorunlar irdelenmekte, denizde deneyin yapılabilmesi için hazırlanan düzenek anlatılmaktadır.

Anahtar Kelimeler: Deniz tabanında zemin araştırması, deniz tabanı koni penetrasyon deneyi, denizde kullanılan deney düzeneği

ABSTRACT: *The cone penetration test (CPT) is now commonly used to evaluate soil properties. The basic aim of the test is to measure tip resistance, shaft friction and poıre water pressure at the site. In our work equipment for deep sea investigations Geomil MANTA 200 is used. In the paper, problems encountered during cone penetration testing is discussed and the details of the set-up provided for tests are given.*

Keywords: *Soil investigation at sea bottom, sea-bed cone penetration test, set-up for deep sea testing*

1. GİRİŞ

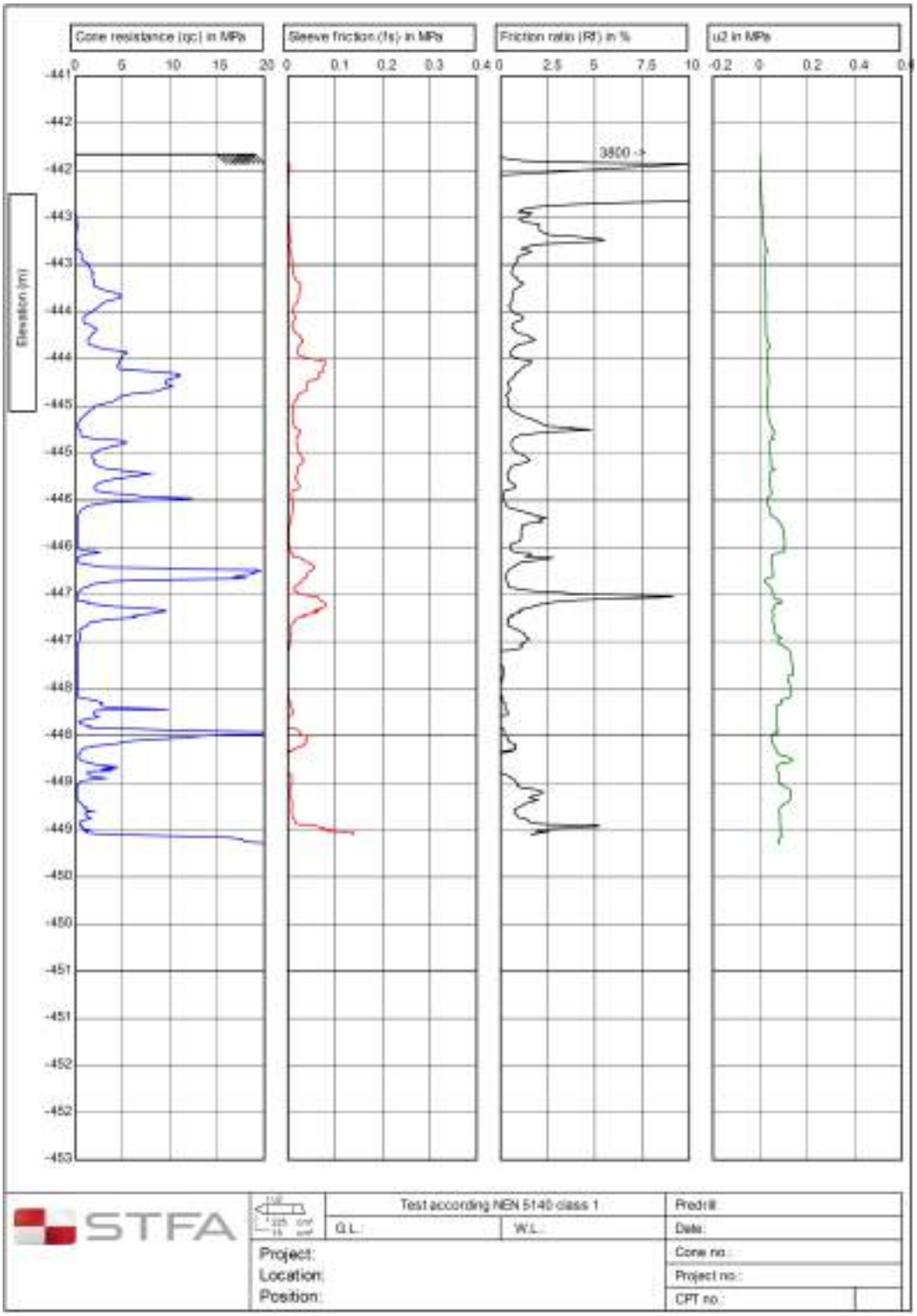
Koni Penetrasyon Deneyi (Cone Penetration Test) zemin parametrelerinin yerinde belirlenmesi için kullanılan önemli bir arazi deneyidir. Deney, konik bir ucun zemine sokulması ile gerçekleştirilir ve bu sırada oluşan uç mukavemeti, kılıf sürtünmesi ve boşluk suyu basıncı ölçülür (Şekil 1). Koni Penetrasyon Deneyi, daha çok killi-kumlu zeminlerde kullanılmaktadır. Özellikle, yumuşak/gevrek ince daneli ve çakıl boyutuna kadar değişen dane çapı dağılımına sahip zeminlerde, zemin özelliklerinin belirlenmesinde yararlı olmaktadır. Koni Penetrasyon Deneyi ile incelenen zemin özelliklerinin değişimini, belli bir zemin profili boyunca belirlemek mümkün olmaktadır. Böylece, zemin kesitinin ayrıntılı biçimde belirlemesi ve değerlendirilmesi sağlanmaktadır.

Şekil 1. Karada CPTu test uygulaması (Ürdün-2019).

Son yıllarda, koni penetrasyon deneylerinin deniz tabanı araştırmalarında kullanılması yaygınlaşmış bulunmaktadır. Deniz tabanı araştırmaları için geliştirilmiş, Geomil MANTA 200 deney aleti kullanılarak yapılan incelemeler bu bildirinin konusunu oluşturmaktadır (Şekil 2). Sistemde elektronik koni kullanılmakta, ölçme işleri bilgisayar yardımı ile sürekli yapılabilmekte, ek ağırlıklar ile birlikte 27 tona ulaşan bir ekipman ile zemine 20 tona varan bir baskı uygulanabilmektedir. Deney aletinin çalışması, dubanın güvertesinden kontrol edilmektedir.

Şekil 2. Denizde CPTu test uygulaması (Ürdün-2019).

Koni Penetrasyon Deneyi'nin üstünlükleri şöyle özetlenebilir: (1) Günde 100 – 120 m kalınlıkta hidro-jeolojik profili çıkarılabilmektedir, (2) Arazinin sürekli logu elde edilebilmektedir (Şekil 3), (3) Kum, silt, kil zeminlerde, yumuşak tabakalar ve maden döküntülerinde başarı ile kullanılabilmektedir, (4) Geoteknik tasarım parametrelerine ek olarak piyezometrik bilgiler sağlanmaktadır, (5) Sisimik koni penetrasyon deneyi (SCPT) ile kayma dalgası hızı belirlenebilmektedir.



Şekil 3. Örnek CPTu test sonuçları.

2. DENİZDE KONİ PENETRASYON DENEYİ YAPILMASI

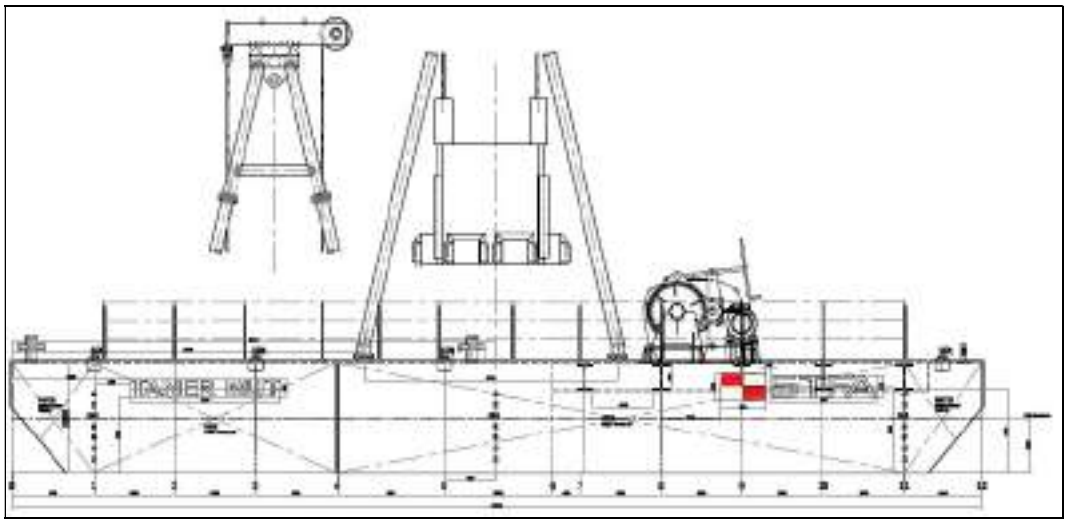
2.1. Deneylerde Kullanılan Deniz Ekipmanı

Deneylerde kullanılan koni penetrasyon aletinin denize indirilmesi ve alet su altında iken deneyin yapılabilmesi için bir düzenek hazırlanmıştır. Böylece, toplam ağırlığı 27 tonu bulan deney aletinin, güvenli bir şekilde, istenilen derinliğe indirilmesi ve deneyin yapılması mümkün olmuştur.

2018 yılında projede kullanılmak üzere hazırlanan bu düzenek "katamaran dubası" olup, tasarımı STFA tarafından ve imalatı Yalova tersanesinde yapılmıştır. Katamaran dubanın tasarımında, STFA kurucuları tarafından 1938 yılında paralel iki sandalın ortası boş kalacak şekilde birbirine bağlanmasıyla oluşturulan katamaran dubasından esinlenilmiştir (Şekil 4).

Şekil 4. 1938 tarihli STFA katamaran sondaj dubası.

Katamaran sözcüğü Hindistan'ın güneyinde konuşulan Tamil dilinde "bağlı ağaç" anlamına gelen kattamarara'dan gelir. Genel olarak çift gövdeli yüzer taşıtların genel adı olarak kullanılır. Katamaran, taşıtın ağırlık merkezi paralel iki gövdenin arasındaki boşluğa düşer ve böylece tek gövdeli taşıtlara göre hayli stabil bir yapı oluşturur. Bu amaçla, 2018 yılında STFA tarafından denizde koni penetrasyon deneyi yapılabilmesi adına hazırlanan katamaran dubasına, "Taner Mut Dubası" adı verilmiştir (Şekil 5) (Çizelge 1).



Şekil 5. Taner Mut dubası yandan görünümü, kule, vinç ve CPT bağlantı çizimi.

Çizelge 1. STFA Taner Mut Dubası Özellikleri.

Teknik Özellikleri	
Uzunluk	17.94 m
Genişlik	9.90 m
Yükseklik	2.00 m
Aradaki Boşluk Mesafesi	3.50 m
Draft (Yüzebilir Seviye)	1.00 m
Maksimum Su derinliği	150 m
Maksimum Dalga Yüksekliği	2.00 m
Maksimum Taşıma Kapasitesi	110 Ton
Kule Bilgisi	4 adet ayak ile gövdeye monte edilmiş 10 m yükseklik
Çapa Bilgisi	4 adet 1.5 ton çapa
Irgat Bilgisi	4 adet 18 ton ırgat
Enerji Kaynağı Özellikleri	150 kW dizel jeneratör
Vinç Bilgisi	80 ton kapasiteli elektrik beslemeli vinç
	Makara Sistemi
	Vinç halat: 32 mm
Hareketli Platform Bilgisi	4.00 x 4.00 m hareketli platform.
	Hareket mesafesi 8 m
	2 adet elektrik motoru beslemeli

2.2. Deneyin Yapılışı

Deneye başlanılmadan önce, hedef alınan test derinliği için gereken hazırlıklar yapılmaktadır. Deney sistemi, katamaran dubanın güvertesinde kurulmakta, önce kontrol amacı ile çalıştırılmakta, algılayıcıların kalibrasyonları kontrol edilmektedir. Daha sonra deniz tabanına indirilen ekipman, 6° eğime kadar güvenli bir şekilde çalıştırılabilmektedir. Arazi eğiminin bu değeri aşması durumunda ekipmanın yeri değiştirilmesi gerekmektedir.

Uç konisinin zemine sürülmeye başlanıldığı andan itibaren ölçüm alınabilmektedir. Deney bilgisayar ekranından sürekli olarak izlenebilmektedir.

Deney sırasında dikkat edilecek bir husus, konik ucun eğimidir. Hedef yüke ulaşılamasa bile, ani açı değişimi koni ve tijlerin zarar görmesine neden olabilir.

Deney sırasında sürekli izlenmesi gereken diğer bir parametre baskı gücüdür. Açı sabit kalsa dahi, koni ve tijlerin dayanma kapasitesi aşılırsa hasar oluşabilir.

Deneyin sonlandırılması, derinlik, baskı gücü ve koni açısının değişimi dikkate alınarak yapılır. Tüm grafikler, datalar vb. tüm veriler hafızaya kayıt edilir ve test sonucu raporları oluşturulur (Şekil 3).

3. SONUÇLAR

Koni Penetrasyon Deneyi kullanılması ile geniş bir bölgenin zemin profili hızlı bir şekilde elde edilmektedir. Arazi profilinin elde edilmesinin ötesinde, incelenen arazide, zemin kayma mukavemeti, boşluk suyu basıncı değişimi ile ilgili ayrıntılı bilgiler edinilmektedir.

Sismik Koni Penetrasyon deneyinin (SCPT) yapılması, koni penetrasyon deneylerinde elde edilen (uç mukavemeti, çevre sürtünmesi, boşluk suyu basıncı) değerlerine ilave olarak kayma dalgası hızının ölçülmesini sağlamıştır. Bu deneyden alınan sonuçlar jeofizik deneyler (PS-Logging) ile bulunan değerler ile karşılaştırılmıştır. Kayma dalgası hızının ölçülmesi, sıvılaşma riskinin, deprem durumunda meydana gelebilecek değişikliklerin tahmini bakımından önemlidir.

Koni Penetrasyon Deneyi ile deniz tabanında araştırma yapılabilmesi için kullanılan katamaran tipi duba, Türkiye'de geliştirilmiştir. Bu düzeneğin deniz çalışmalarında kolaylık sağlamasının yanında,

kolay nakledilebilmesi de önemli bir üstünlüğüdür. Böylece, incelemelerin geniş bir alanda yapılmasını sağlanmıştır.

4. KAYNAKLAR

ASTM D 5778-07 Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils.

Moss, R.E.S., Seed, R.B., Kayen, R.E., Stewart, J.P., Der Kiureghian, A., Çetin, K.O., 2006. CPT-based probabilistic and determnistic assessment of in situ seismic soil liquefaction potential. J. Geotech Geoenviron Eng, 132.8, 1032-1051.

NEN-EN-ISO, 12100. Safety of machinery-General principles for design-Risk assessment and risk reduction.

NEN-EN-IEC, 60204-1. Safety of machinery-Electrical equipment of machines-Part 1: General requirements.

NEN-EN, 3011. Safety colours and safety signs in workplaces and public areas.

Robertson, P.K., 2015. Comparing CPT and Vs liquefaction triggering methods. J. Getoech Geoenviron Eng.10.1061 (ASCE) 0190-0241(2015) 04015037 (1-10).

Menderes Masifi, Çine Asmasifi'nde Açılmış Maden Ocağında Meydana Gelen Heyelanın İnklinometre Kullanılarak İzlenmesi

Monitoring The Landslide Occurred in the Open-Pit Mine in Menderes Massif, Çine Sub Massif by Inclinometer

Saffet Deniz KARAGÖZ[1], Mehmet Yalçın KOCA[2,*]

[1]*Dokuz Eylül Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Uygulamalı Jeoloji Anabilim Dalı, İzmir*
[2]*Dokuz Eylül Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, İzmir*
*(*yalcin.koca@deu.edu.tr)*

ÖZ: Açık ocak madenlerinde en yaygın kütle hareketi heyelanlardır. Türkiye'nin batı kesiminde bulunan Menderes Masifine ait metamorfik kayaçlarda açılan albit (feldspat) madenlerinde faylar boyunca meydana gelen birçok büyük heyelanlar yoğun yağışlara karşı hassastır. Ek olarak, gözlü gnays ve metakuvarsit birimlerinde gelişmiş foliasyonları kesen metamorfik mikaşist damarları, eğim hareketlerinden ve kaymalardan olumsuz etkilenir. İki ana heyelan kütlesinde yersel şev kaymaları ve deformasyonlar, açık ocak albit madeninin taban taşı tarafında, şiddetli yağmurlarda suya doygun hale gelen ve 32 dereceden daha büyük eğime sahip olan duraysız mikaşistlerin varlığı nedeniyle 2014 yılından beri meydana gelmiştir. Bu çalışma, albit madeninin kuzeyindeki tepedeki (540 m) yağış ve heyelanların yer değiştirmesini inceleyerek yoğun yağışların heyelan faaliyeti üzerindeki etkisini araştırmaktadır. Bu çalışma ayrıca şev deformasyonu (yeraltı yer değiştirme hareketleri) ile ilişkili yapılmış inklinometre ölçümlerini de incelemektedir. Ayrıca bu çalışma kapsamında tepenin dengelenmesi için jeoteknik destekleyici çalışmalar özetlenmiştir. Bu makale, yoğun yağışların heyelan aktivitesi üzerindeki etkisini albit madeninin kuzeyindeki Tepe'deki heyelanın yağmuru ve yer değiştirmesi incelenerek araştırmaktadır.

Anahtar kelimeler: Heyelan izleme, yağış, yenilme tipi, açık ocak

ABSTRACT: *Landslide is the most common mass movement in open-pit mines. Many large landslides occurred along the shear zones and faults located in albite (feldspar) mines opened in metamorphic rocks belonging to the Menderes Massive in western part of Turkey are susceptible to intense rainfall. In addition, metamorphic micaschist veins such that cut the foliation developed into the the units of augen gneiss and metaquartzite are negatively affected on the slope movements and slides. Local slope slides and deformations on two main landslide bodies have been occurred in the footwall side of the open-pit albit mine since 2014 due to presence of unstable micaschists along the discontinuities that became water saturated in heavy rains and to be greater than 32° of the overall slope angle of the site. This paper investigates the influence of intense rainfall on the activity of landslide by examining rainfall and displacement of the landslide in the Hill located at northern part of the albit mine. This work also examines the measurements relation to the slope deformation (subsurface displacement movements) were conducted by the help of inclinometer measurements. Also in the paper, geotechnical supporting works completed for stabilizing the hill (540 m) is summarize*

Keywords: *Landslide monitoring, rainfall, inclinometers, mode of failure, open pit*

1. GİRİŞ

Açık ocak madenlerinde en yaygın kütle hareketi heyelanlardır. Türkiye'nin batı kesiminde bulunan Menderes Masifine ait metamorfik kayaçlarda açılan albit (feldspat) madenlerinde faylar boyunca meydana gelen birçok büyük heyelanlar yoğun yağışlara karşı hassastır. Bu çalışma, Aydın, Çine bölgesinde açılmış albit maden ocağında (Şekil 1), madeninin kuzey batısında yer alan tepedeki heyelanların yer değiştirmesini inceleyerek yoğun yağışların heyelan faaliyeti üzerindeki etkisini araştırmaktadır. Ayrıca şev deformasyonu (yeraltı yer değiştirme hareketleri) ile ilişkili yapılmış

inklinometre ölçümlerini de incelemektedir. Makalede, tepenin desteklenmesi için jeoteknik destekleyici çalışmalar özetlenmiştir.

Oluşabilecek kütle hareketlerinin yaratacağı maddi ve manevi olumsuz sonuçların önüne geçilebilmesi için 540 m kotlu tepede meydana gelen kütle hareketleri farklı yöntemlerle günümüzde de izlenmektedir (Robotic total station, InSAR 2D, Drone Scanning ve Inclinometre). Birçok yöntemin kullanıldığı izleme çalışmalarında özellikle tepenin stabilitesinde doğrudan etkisi olan derin kayma zonunun büyüklüğünün ve derinliğinin tespiti için inklinometreler kullanılmıştır.

Şekil 1. Albit maden ocağında madenin kuzey batısında yer alan tepe.

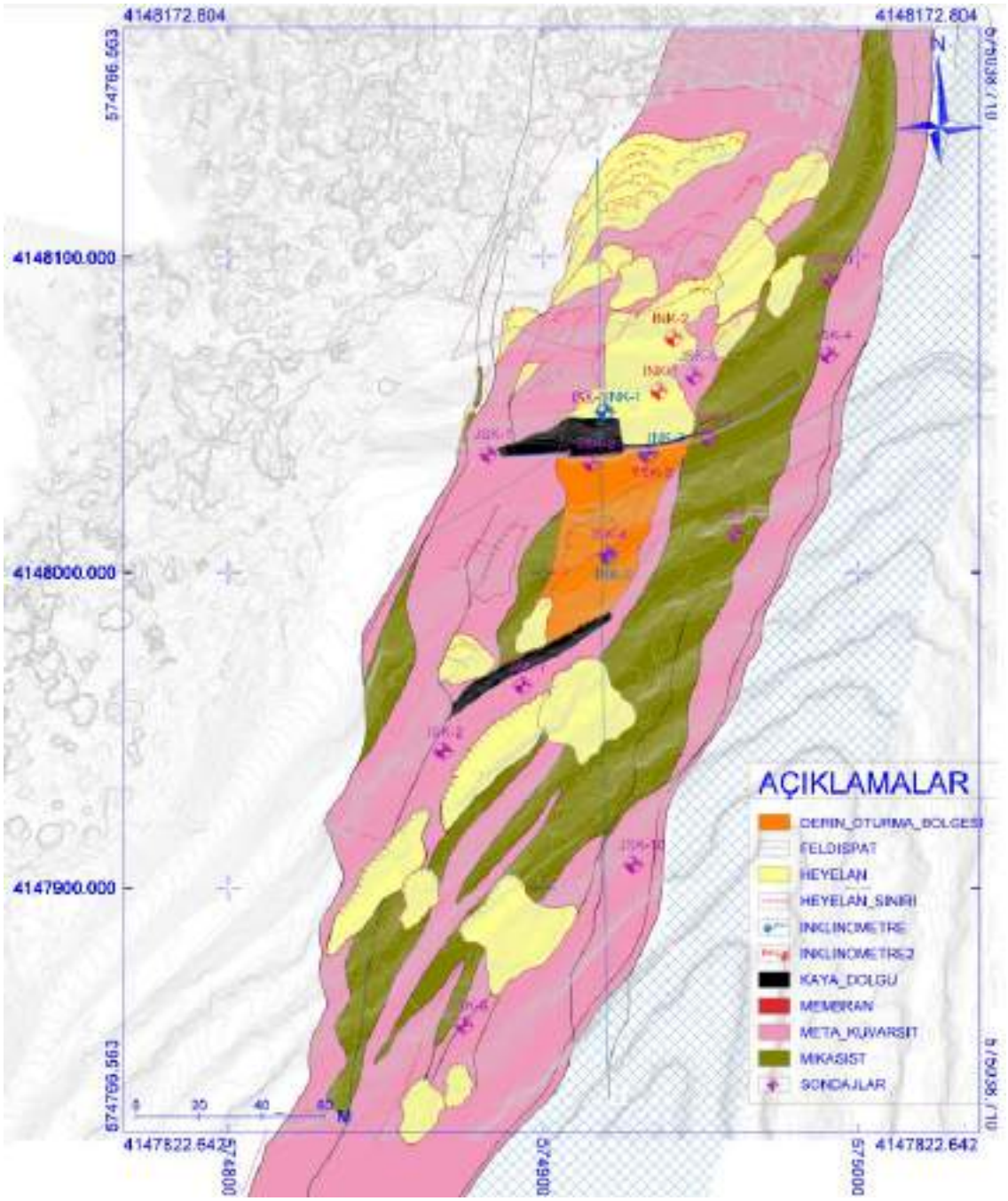
2. JEOLOJİ

İnceleme alanında taban kayacını Menderes Masifi′ne ait foliasyonlu yapıdaki gözlü gnayslar oluşturur (Koca vd. 2010; Koca vd. 2012; Tanyaş ve Ulusay, 2013; Kadakçı ve Koca, 2014). Gnayslar içinde gelişmiş makaslama zonları boyunca feldispat zenginleşmeleri meydana gelmiştir. Makaslama zonlarından birisi de açık ocak madenini K25D yönünde kat etmiş ve zon boyunca albit zenginleşmesine neden olmuştur. Ayrıca zon boyunca mika ve kuvarsit zenginleşmeleri de meydana gelmiştir. Yukarıda bahsedilen ana makaslama zonundan ayrı, ona paralel gelişmiş "Karadere fay zonu" açık ocak madeninin kuzeyindeki yamaçta yer almaktadır (Şekil 2). Karadere fay zonu içerisinde, zona paralel uzanmış merceksi konumda, göreceli çok sayıda küçük mikalı zonlar yer almaktadır. Mercek oluşumları birbirine paralel gelişmiş makaslamalar tarafından denetlenmektedir. Karadere fay zonu 540 m kotlu açık ocak işletmesinin kuzey batı kesiminde yer alan Tepe′nin yamacından geçmektedir (Şekil 2).

3. ŞEV HAREKETLERİNİN TARİHÇESİ

2014 yılında, ocağın KD kesimde gerçekleştirilen üretim faaliyetleri devam ederken Karadere Fay zonunu içerisinde barındıran tepede kütle hareketlerine bağlı olarak yüzeyde tansiyon çatlakları meydana gelmiştir. Yağışlı dönemde bu çatlaklara yüzey suları girerek Karadere fay zonunun içerisinde yer alan mikaşist damalarının direnç parametrelerini düşürmüş ve hareketlerinin yağışlı dönemlerde hızlanarak devam etmesine neden olmuştur. 2015 yılında oluşan kütle hareketlerini

durdurabilmek amacıyla kuzey batı Tepe'nin 490 m kotlu kademesinin (orman yolu) şev dibinde 100 m uzunluğunda 2.5 m yüksekliğinde donatılı betonarme istinat duvarı inşa edilmiştir (Şekil 3). Bölgede makaslanma zonu içerisinde oluşan dairesel kaymaya benzer akma hareketleri nedeniyle inşaat öncesinde, sırasında ve sonrasında duvarda çatlaklar oluşmuştur. 2017 yılı yağışlı dönemde 540 m kotlu tepe ve çevresinde alınan drenaj önlemleri ile yüzey sularının çatlaklardan içeri girmesi kısmi olarak engellenmeye çalışılmış ve hareketlerin yavaşlayarak yaz aylarında durma noktasına gelmesi sağlanmıştır. 2017-2018 yıllarında gerçekleştirilen jeolojik ve jeoteknik çalışmalar sonrasında tepe ve etekleri dahil olmak üzere bölgede iki ana heyelan gövdesi olduğu anlaşılmıştır. Bunlardan biri 490 m ile 550 m kotları arasında yer alırken, diğeri 430 m ile 490 m kotları arasındadır. İki ana heyelandaki şev deformasyonları ve yer değiştirmeler günümüzde halen devam etmekte olup, aynı zamanda



Şekil 2. Kuzey batı da yer alan Tepe (540 m) ve yöresinin jeolojik haritası, kesit yerleşim planı (Ölçek: 1/1000).

Şekil 3. a) Tepedeki makaslanma zonu b) 540 m kotlu tepe, istinat duvarı inşası sırasında meydana gelen topuk kabarmaları, c) makaslanma zonunda meydana gelen akmalar ve erozyon ç) 490 m kotlu kademede 2015 yılında inşa edilen istinat duvarı ve 2015-2017 yılları arasında oluşan deformasyonun plan görünüşü (ölçeksizdir).

Ana heyelan gövdelerinde yerel şev yenilmeleri de devam etmektedir. Bu heyelan kütleleri (heyelan-I ve heyelan-II) akma formunda birbirlerinden farklı olarak hareket ederler. Şekil 2'de gösterildiği gibi, bölgedeki iki ana heyelan gövdesinde 22 yerel kütle hareketi vardır. Tümü Karadere fay zonundaki aktif heyelanlardır ve 1/1000 ölçekli jeoloji haritası üzerine sarı ve turuncu olarak işlenmiştir (Şekil 2).

4. MÜHENDİSLİK JEOLOJİSİ

Açık ocak işletmesinin kuzey batısında yer alan Tepe′nin yamaçlarında 4 adet inklinometre ve 10 adet normal sondaj kuyusu olmak üzere toplam 14 adet sondaj kuyusu açılmıştır. 4 adet sondaj deliğine inklinometre boruları yerleştirilerek beton enjeksiyonuyla sabitlenmiştir. Bu kuyuların derinlikleri 40 m ile 70 m arasında değişmektedir. Toplam sondaj derinliği 656,5 m′dir (Çizelge 1). Tüm kuyularda

%RQD, %TCR ölçümleri yapılarak jeoteknik açıdan sorunlu seviyeler belirlenmiştir. Sondaj verilerinden yararlanılarak çok sayıda jeolojik kesit alınmış ancak bir kesit burada sunulmuştur.

Çizelge 1. Kuzey batı Tepe Heyelanı Sondajları.

Sondaj No	Derinlik (m)	Jeolojik Birim	%RQD	%TCR	Diğer bilgiler
İSK 1, Kot: 498.3 m Yeraltı su seviyesi: 13 m.	0 - 19	Çakıllı kum (zemin)	-	0 – 4: 12.5 4 – 9: 57.5 9 – 19: 100	**Sorunlu zon** 19 – 25 m'ler arası
	19 – 20	Mika şist	10	88	
	20 – 25	Feldispatik zon	3.5	63.6	
	25 – 26	Feldispatik zon	90	100	
	26 – 39	Gözlü gnays	91.6	100	
	39 – 44	Gözlü gnays	43.7	100	40.5 – 42 m arası %RQD = 0
	44 – 53	Gözlü gnays	87.5	100	
	53 – 57	Mika şist	7.0	72.3	
	57 – 65	Mika şist	68.6	85.9	
	65 – 66	Mika şist	0	78	**Sorunlu zon**
	66 – 70	Mika şist	43	81	
İSK 2 Kot: 465.4 m.	0 – 3	Feldispatik zon	0	52.7	**Sorunlu zon** Yer altı su seviyesi: 15 m.
	3 – 20.5	Gözlü gnays	73	97.7	
	20.5 – 22	Mika şist	76	100	
	22 – 64	Gözlü gnays	96	100	
İSK 3 Kot: 489.3 m	0 – 22	Feldispatik zon	17.43 Mak. %32, Min: 0	69.6 Mak: 100, Min: 50	HW; Zayıf kayaç
	22 – 45	Mika şist	5.8 Mak: 35, Min: 0	51.8 Mak: 100, Min: 30	HW – CW; Çok zayıf kayaç
İSK 4 Kot: 486. 8 m	0 – 10	0 – 21 m arası Mika şistlerden oluşur.	0 – 23	-	En sorunlu sondaj
	10 – 12		31	12 – 18: 25 – 48	
	12 - 24		0 – 23	21 – 26: 100	
	24 – 26	21 – 28 m'ler arası gözlü gnays.	52	26 – 28: 32	
	26 – 50	28 – 40 m'ler arası mika şist.	0 – 25	28 – 40: 43.1	
JSK 1Kot : 489.5	0 – 13.5	Gözlü gnays	59.4	94.9	
	13.5 – 19.5	Mika şist	70.5	88	
	19.5 – 50.5	Gözlü gnays	57.8	100	
JSK 2 Kot: 490 m	0 – 8.5	Gözlü gnays	5.8	49.5	0 -13m: RQD:% 8,6
	8.5 – 13	Mika şist	12.3	83.3	14-15m: RQD: %20
	13 – 20	Feldispatik zon	51	86.6	18-20 m: RQD:%10
	20 – 50	Mika şist	74.3	100	(TCR: %33)
JSK 3 Kot: 489.3 m	1.5 – 4	Mika şist	63	68	23 – 37 metreler arası sorunlu zon yer almaktadır. RQD: %10
	4 – 9.5	Feldispatik zon	80	97	
	9.5 – 18	Mika şist	89	95	
	18 – 20.5	Feldispatik zon	89	91	
	20.5 – 22.5	Mika şist	46	35	
	22.5 – 24	Feldispatik zon	11	13	
	24 – 44.5	Mika şist	25.5	43.7	
	44,5 – 46	Feldispatik zon	51	86	
	46 – 47	Gözlü gnays	50	72	
JSK 4 Kot: 490.5 m	0 – 7.5	Gözlü gnays	56	87.5	7.5 – 21 metreler arası sorunlu zon.
	7.5 – 10.5	Mika şist	15	66	
	10.5 – 15.5	Gözlü gnays	24	91	
	15.5 – 28.5	Feldispatik zon	34.1	83.2	

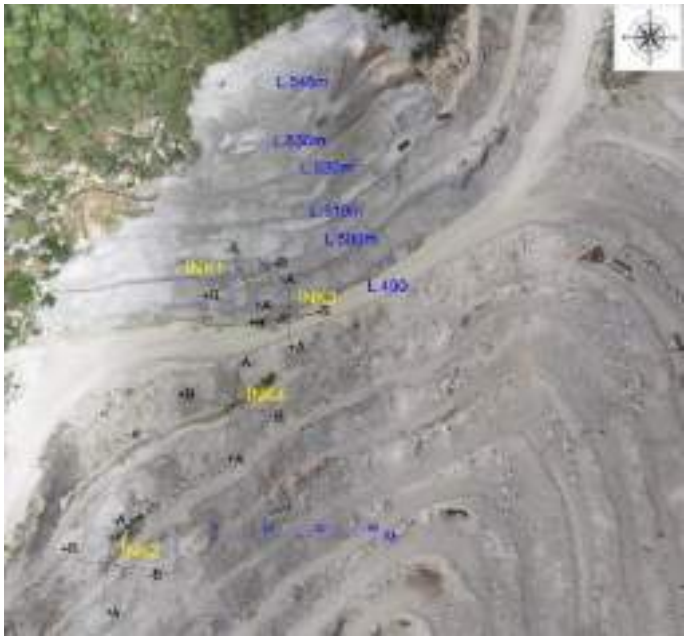
JSK 5 Kot: 501.6	28.5 – 31.5	Gözlü gnays	58	100	0 – 7.5 m arası sorunlu zon.
	31.5 – 50	Mika şist	45.6	85.6	
JSK 6 Kot: 500 m	0 – 10	Mika şist	35.6	83	
	10 – 16	Gözlü gnays	42	100	
	16 – 50	Mika şist	63.3	95	
	0 – 12.5	Feldispatik zon	8.3	80.5	12.5-18 m. arası hariç tüm sondaj sorunlu.
	12.5 – 18	Gözlü gnays	33	83	
	18 – 50	Mika şist	8.2	59.5	
JSK 7 Kot: 466.7 m	0 – 15	Feldispatik zon	39.2	0-6 m: 41.5 6-15 m: 100	0 - 6 m arası RQD: %10
	15 – 26	Mika şist	69	100	
	26 – 50	Gözlü gnays	83	100	
JSK 8 Kot: 469.6 m	0 – 11.5	Feldispatik zon	40	65	**Sorunlu zonlar** 3-7 m (RQD: %13) 13-28 m (RQD: %20). 37-38 m (RQD: %0), 41-47 m (RQD:%9).
	11.5 – 13	Gözlü gnays	93	95	
	13 – 16	Feldispatik zon	14	40	
	16 – 40	Mika şist	29.6	71.5	
	40 – 48.5	Feldispatik zon	13.3	40	
	48.5 – 50	Mika şist	61	100	
JSK 9 Kot: 429.7 m	0 – 3	Mika şist	6	33	**Sorunlu zonlar** 0 -3 m 8.5 – 11 m 32 – 50 m
	3 – 8.5		63.3	88.6	
	8.5 – 11		16	50	
	11 – 16		67	100	
	16 – 32	Feldispatik zon	77.3	100	
	32 – 46	Mika şist	3	54	
	46 – 47	Feldispatik zon	0	70	
	47 – 50	Mika şist	12	89	
JSK 10 Kot: 429.9 m	0 – 22	Mika şist	0 – 4 m: %12 4 – 22 m: %79	39	0 – 4 m arası sorunlu zon: RQD: %12, TCR: %39
	22 – 26	Feldispatik zon	81	96 100	
	26 – 50	Mika şist	26-34 m: %87, 34-37m. %0, 37-50 m: %90	100 100 100	

4.1. İnklinometre Kuyuları

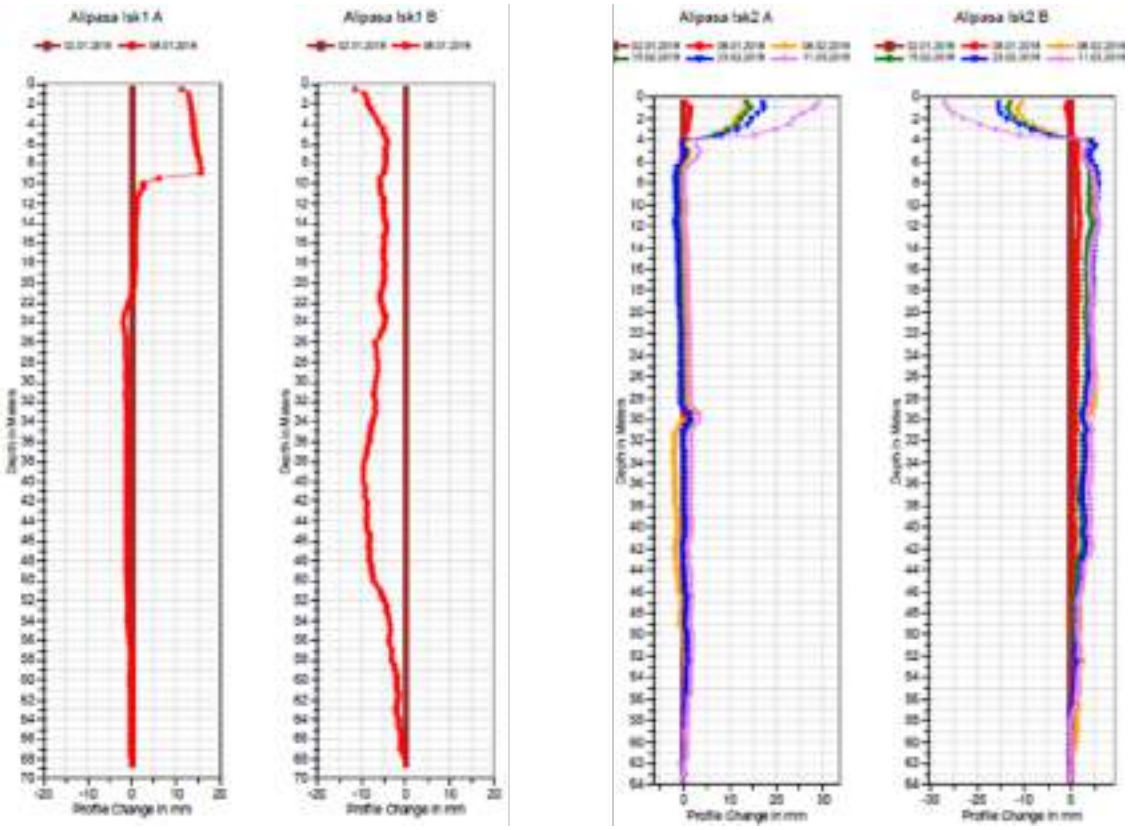
2017 ve 2018 yıllarında Kuzey batı Tepe′de özellikle 500m ve 460 m kotlu kademelerde 40 m ve 70 m arasında değişen 14 adet sondaj açılmış ve bu sondajlardan tepe ile ilgili jeolojik ve mühendislik jeolojisi verileri elde edilmiştir. İnklinometre kuyu sapma ölçüm cihazları bir servo kablosu, kablo makarası, ivmeölçer probu ve bir dijital okuma ünitesini içerir. İnklinometre, başlıca kuyuda meydana gelen hareketinin ölçülmesi, aktif heyelan kayma yüzeyleri ve bentlerdeki yanal yer değiştirme ölçümü dâhil birçok mühendislik uygulamasında kullanılmaktadırlar. İnklinometere kuyusunun kurulum ve ölçümleri yorumlama işlemleri birkaç önemli faktör veya adım içerir. Böylece, ortaya çıkan ölçümler ve sıfırlama ölçümü ile sonraki okumalar arasındaki farklar anlamlı olur. Kayma hareketinin inklinometre tarafından algılandığı derinlik, yenilme yüzeyinin derinliğidir. Düzgün sabitlenememiş bir inklinometre borusu, ölçümlerin hatalı sonuçlar vermesine neden olmaktadır.

Bu çalışmada, tepede daha önce heyelanların hızını azaltmak ve durdurmak için yapılan drenaj önlemlerinin (jeomebran ile tepenin üstünün kapatılması, şev ve basamak yüzeylerinin çift kat çelik hasır ile desteklenen püskürtme beton ile kaplanması) iki heyelan bölgesinin hareketlerine olan etkisinin değerlendirilmesi ve bu çalışmada kayma yüzeyinin belirlenmesi için dört inklinometre kuyusu kurulmuştur (Şekil 4). Sahada çatlak suyu sızmasını önlemek için alınan önlemlerin açık ocak işletmesinin kuzey batısında yer alan Tepe′nin arkasından veya yakın çevresinden giren yüzey suları nedeni ile yeterince etkili olmadığı yapılan inklinometre ölçümler sonrasında anlaşılmıştır.

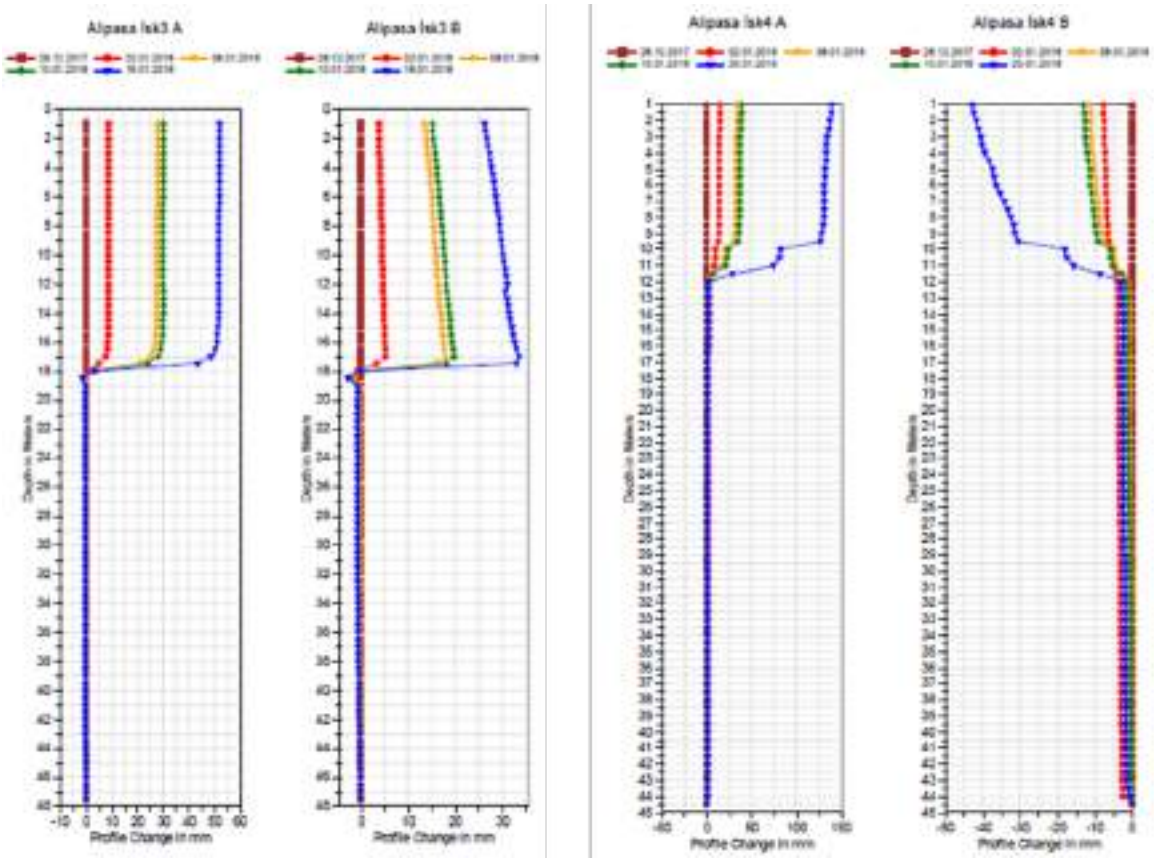
ISK 1'de 10 m, ISK-2'de 4 m, ISK-3'te 18 m, ISK-4'te ise 12 m seviyelerinde kayma düzlemleri tespit edilmiştir (Şekil 5 ve Şekil 6). İnklinometre ölçüm verileri ile yüzey süreksizlik verileri Surpac V. 6.9 bilgisayar programı kullanılarak eşleştirilmiştir. Böylece, Şekil 7'de gösterilen kayma düzlemleri ile ilgili 3 boyutlu model elde edilmiştir.



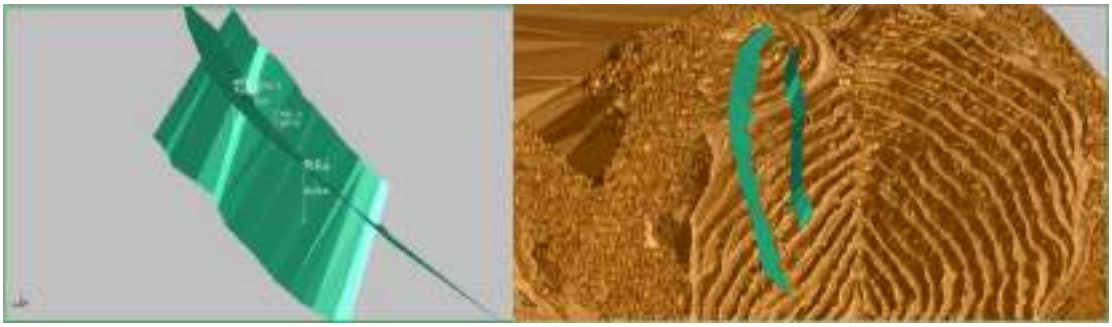
Şekil 4. Albit Ocağı Kuzey batı kesimde yer alan Tepe inklinometre kuyuları yerleşim planı.



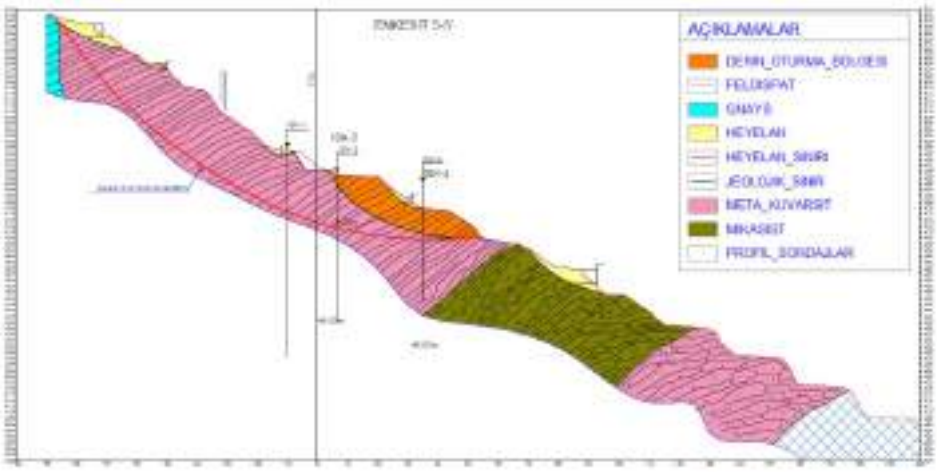
Şekil 5. ISK 1 ve 2 nolu kuyularda tespit edilen hareketleri gösteren grafikler.



Şekil 6. ISK-3 ve ISK-4 kuyularından elde edilen hareketin derinliğini gösteren grafikler.



Şekil 7. Inklinometre verileriyle hazırlanan kayma düzlemlerinin oluşturduğu 3D kama tipi kayma.



Şekil 8. Enine jeoloji kesiti – 5.

İki boyutlu kesitte kırmızı renk ile gösterilen kayma düzlemi üstündeki alanın 470 m kotlu kademeden dışarı çıkacak şekilde kaydığı tespit edilmiştir.

5. SONUÇLAR

İnklinometre ölçümleriyle meydana gelen şev hareketleri tespit edilmiş, bu hareketlerin ana tetikleyicisi ve hızlandırıcısının su olduğu anlaşılmıştır. Elde edilen veriler ışığında, sahada şev hareketlerini durdurmak amacıyla drenaj önlemleri alınmıştır. Ancak tepenin GD yüzünde ve üzerinde uygulanan drenaj önlemleri tek başına hareketi durdurmaya yeterli olmamıştır. Derin kaymayı kontrol eden düzlemlerdeki mikaşist damarlarına, tepenin arkasından yeraltı suyunun nüfus ettiği ve bu nedenle alınan önlemlere rağmen kayma düzlemlerindeki su varlığının tamamen yok edilemediği anlaşılmıştır. Albit ocağı kuzey batısında yer alan Tepe′de jeoteknik destekleme işlemelerine devam edilmektedir.

6. KAYNAKLAR

Fugro, 2018. Geological and Geotecnical Evaluation, Mitigation measures of the Landslides in Alipasa Open-Cast Feldispar Mine. (unpublished).

GEOVIA Surpac V. 6.9, 2013. GEOVIA Surpac Reference Manual.

Koca, M.Y., Kahraman, B., Karakuş, D., Özdoğan, M., 2010. General Assessment of the Stability of Overall Slope of Alipaşa Albite Mine, D.E.Ü., Araştırma Raporu, İzmir. S. 156 (Yayınlanmamış).

Koca, M.Y., Kahraman, B., Kıncal, C., 2012. Report of Overall Slope Stability Assessment of the Alipaşa Open Pit Mine, D.E.Ü. Araştırma Raporu, İzmir. S. 80.

Kadakçı, K.T., Koca, M.Y., 2014. Açık ocak albit işletmesindeki kaya şevlerinin sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak duraylılık değerlendirmesi, Jeoloji Mühendisliği Dergisi, 38, 1, 1-19.

Karagoz, S.D., Koca, M.Y., 2016. Alipaşa Açık Ocak Albit Madeninde Meydana Gelen Heyelanın GPS Kullanılarak İzlenmesi ve Oluşum Nedenleri. Jeoloji Mühendisliği Dergisi, 40, 27s-52s.

Kıncal, C., 2014. Application of two new stereographic projection techniques to slope stability problems. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 66, 136-150.

Tanyaş, H., Ulusay, R., 2013. Assessment of structurally-controlled slope failure mechanisms and remedial design considerations at a feldspar open pit mine, Western Turkey, Eng. Geo., 155, 54 – 68.

Derin Kazılarda Şev Duraylılığının Aletsel Ölçümü ve Ölçüm Aletlerinin Değerlendirilmesi

Instrumental Monitoring of Slope Stability in Deep Excavations and Evaluation of Instruments

Veli KESKİN*, Sedat TÜRKMEN

Çukurova Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Balcalı, Adana
*(*keskin_24jeo@hotmail.com)*

ÖZ: Bu çalışma derin kazı çalışmalarının kontrollü sürdürülmesinde kullanılan jeoteknik ölçüm aletlerini, bu aletlerden alınan ölçüm verilerinin değerlendirilmesini ve bu ölçüm aletlerinin derin kazılarda şev duyarlılığının ölçülmesinde sistemli bir şekilde birlikte kullanılması ile ilgili uygulamaları içermektedir. Öncelikli olarak çalışma alanın jeolojik ve jeoteknik özelliklerinin tespiti için uygun lokasyonlara araştırma sondajları yapılmıştır. Yapılan sondajlarla kazı öncesi zemin hakkında bilgi elde edilmiş, bu bilgiler ışığında güvenli kazı için gerekli jeoteknik ölçüm aletleri belirlenmiştir. Çalışmalar yürütülürken duraylılığı sağlamak için iksa sistemleri kullanılmıştır. Yer değiştirme miktarlarının ölçülmesi amacı ile inklinometre, ekstansometre, piyezometre, manyetik oturma kolonu ve yük hücreleri doğru kotlara doğru zamanlama ile yerleştirilmiştir. Çalışma kapsamında inklinometre, ekstansometre, yük hücresi ve manyetik oturma kolonu gibi jeoteknik ölçüm aletlerinin ölçümlerde birlikte kullanılmaları şev duraylılığının ölçülmesi açısından değerlendirilmiştir. Kazı yüzeyindeki ölçümlerde, ayrışmış yer yer killeşmenin meydana geldiği zonlar saptanmış ve gerekli önlemler önceden alınarak büyük hasarların meydana gelmesi önlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Şev duraylılığı, jeoteknik ölçüm, derin kazılar

ABSTRACT : *This study includes applications of geotechnical measurement instruments, evaluation of measurement data taken from these instruments and systematic usage of these measurement tools in deep excavations. In order to determine geological and geotechnical properties of the study area, geotechnical drilling has been performed in suitable locations. Before the excavation, information was obtained about the ground and the geotechnical measurement tools required for safe excavation were determined. Shoring systems were used to ensure stability during the work. Inclinometer, extensometer, piezometer, magnetic column and load cells were placed with the correct timing to measure the displacement. In this study, geotechnical measurement instruments such as inclinometer, extensometer and load cell magnetic column were used together to measure slope stability. In the measurements on the surface of the excavation, the zones where the clayification occurred in the decomposed area were determined and the necessary precautions were taken beforehand to prevent large damage.*

Keywords: *Slope stability, geotechnical measurement, deep excavations*

1. GİRİŞ

Ülkemizde çok katlı yapılar ve bu yapılar için yapılan şevli temel kazılarının yürütülmesinde jeoteknik aletlerin kullanılması oldukça yenidir. Bu tür yapıların temel boyutları büyük ve derindir. Temel yapıları oluşturulurken çoğunlukla kontrolsüz ya da tek ölçüm yöntemi kullanılarak temel kazısı yapılmaktadır. Temel kazılarının kısa sürede bitirilip üst yapıya geçilmesi ve zaman kazanmak amacıyla hızlı ve kontrolsüz kazılar yaygındır. Yapılan hızlı kazı/taşıma işlemleri esnasında kazı alanının jeolojik ve jeoteknik özellikleri göz ardı edildiği için kazı derinliği arttıkça duraylılık sorunları, çeşitli jeolojik ve jeoteknik belirtilerle baş göstermektedir. Bu belirtiler uzman kişi veya kişiler tarafından gözlenip ilgili ölçümlerin yapılmaması halinde ciddi kazalar meydana gelmektedir. Meydana gelebilecek en büyük sorun, uygun şev açısı verilmemiş kazı duvarlarının duraylılığını aşarak kütle hareketlerine sebep olmasıdır. Bununla birlikte yeraltı su seviyesi ölçümlerinin periyodik

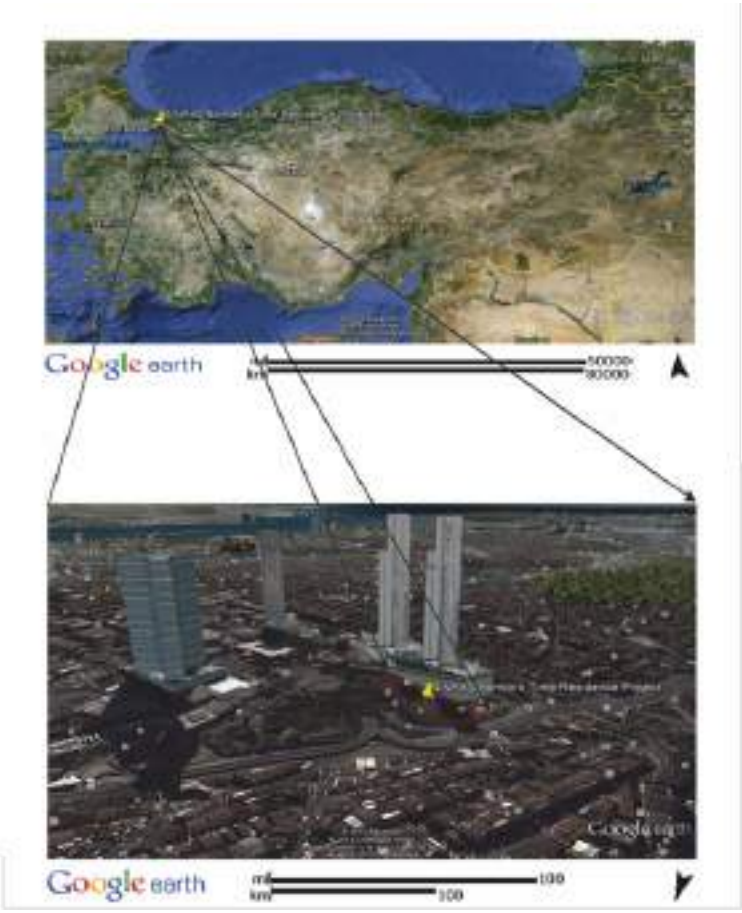
olarak yapılmaması, kütlesel hareketlerin ana etkeni olan su etkisini göz ardı etmemize sebep olmaktadır.

Derin temel kazı işlemlerinin günümüz teknolojisi ve yerleştirilen çeşitli jeoteknik ölçüm aletleri aracılığı ile kontrollü ve minimum riskle yürütülmesi mümkündür. Bu ölçüm aletleri, kazı alanının jeolojik/jeoteknik özellikleri göz önüne alınarak uygun şev yüzeylerine veya şev gerisi kütleler içerisine uzman kişiler tarafından yerleştirilerek olası şev hareketlilikleri detaylı ölçülmektedir. Ülkemizin çeşitli bölgelerinde kütle hareketleri sonucu meydana gelen kazalar, derin kazılarda jeoteknik ölçümlerin ihmal edildiğini gözler önüne sermektedir. Bu çalışma kapsamında kontrollü ve bilinçli kazı çalışmalarının yürütülmesinde jeoteknik ölçüm aletlerinin önemine değinilmiştir.

2. PROJE ALANI VE YAPILAN ÇALIŞMALAR

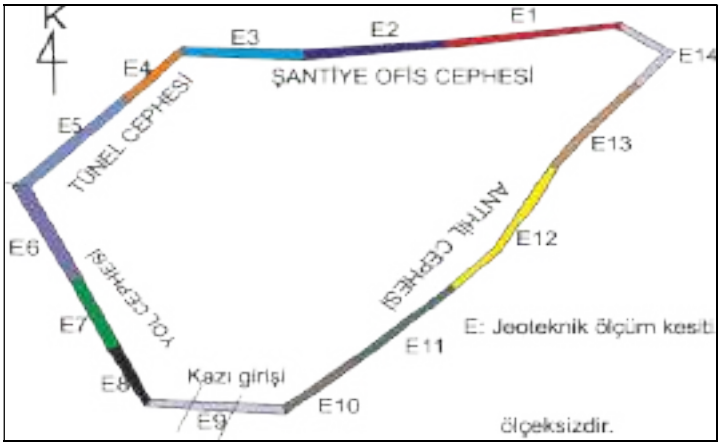
2.1. Proje Alanı

Bu çalışma, İstanbul ili Şişli ilçesi, Cumhuriyet Mahallesi, 144 pafta, 994 Ada, 14 parsel üzerinde yer alan çok katlı bir yapının derin temel kazısı jeoteknik çalışmaları, bu çalışmalar kapsamında kullanılan ölçüm aletleri ve bu aletlerden alınan ölçümlerin değerlendirilmesi şeklinde sürdürülmüştür (Şekil 1).



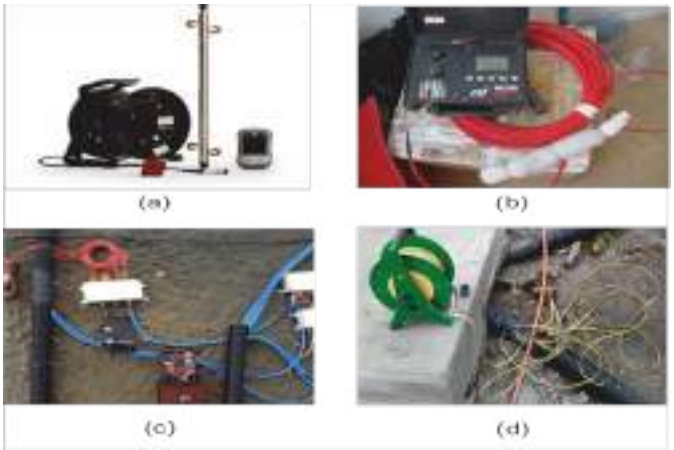
Şekil 1. Proje alanı ve çevresine ait google earth uydu görüntüsü.

Temel kazısı boyunca oluşturulan şevlerdeki hareketlilik, şev duraylılığı açısından çeşitli jeoteknik aletler kullanılarak ölçülmüştür. Saha çalışmaları 4 kazı cephesi şeklinde yürütülmüş, oluşturulan kazı cepheleri 14 kesite ayrılarak öngörülen noktalara ölçüm almak için inklinometre, manyetik oturma kolonu, ekstansometre, yük hücresi ve piyezometre yerleştirilmiştir (Şekil 2).



Şekil 2. Çalışma alanın kazı cepheleri ve jeoteknik ölçüm kesitleri.

Proje kapsamında yerleştirilen jeoteknik ölçüm aletlerinden okuma almak için inklinometre kuyu okuma seti, piyezometre ve ekstansometre için vw2106 vibrating wire readout, yük hücresi için Sg350 readout, manyetik oturma kolonu ölçümü için düdüklü okuma tanburu ve saha bilgisayarı cihazları kullanılmıştır (Şekil 3).



Şekil 3. İnklinometre (a), Ekstansometre (b), Yük Hücresi, (c), manyetik oturma kolonu ölçüm (d) aletleri.

Projede yapılan çalışmalar arazi, laboratuvar ve büro olmak üzere 3 aşamada sürdürülmüştür.

2.2.Arazi Çalışmaları

Proje alanındaki zeminlerin mühendislik özelliklerinin belirlenmesi amacıyla jeolojik ve jeoteknik etüt raporu kapsamında derinlikleri 15-45.50 m arasında değişen, toplam derinliği ise 360.50 m olan 10 adet araştırma sondaj kuyusu açılmıştır. Alınan sondaj numuneleri incelenerek çalışma alanının zemin koşulları belirlenmiştir.

2.3.Laboratuvar Çalışmaları

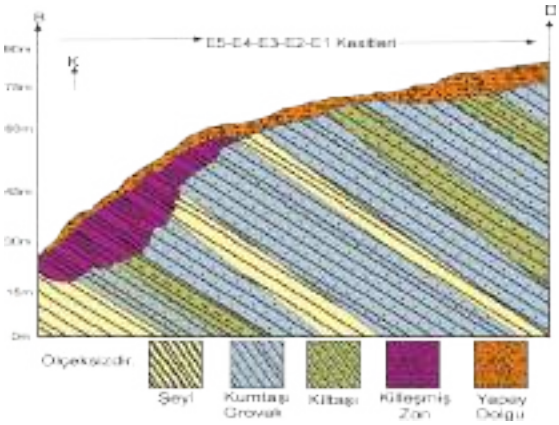
Sahada yerleştirilecek olan ölçüm aletleri öncelikle laboratuvar ortamında hazır hale getirilmiş, aletlerin yerleşim krokileri, ölçüm föyleri ve her bir aletin etiketleri hazırlanmıştır. Yük hücresi ve ekstansometre aletlerinin kablolama kaynak işleri laboratuvar ortamında yapılırken ekstansometre tijleri ve inklinometre borularının hazırlanması için geniş alanlara ihtiyaç duyulduğundan hazırlıklar sahada sürdürülmüştür.

2.4. Büro Çalışmaları

Büro çalışmaları kapsamında arazi çalışmalarından elde edilen veriler değerlendirilmiş, arazide alınan bilgisayar ölçümleri ve gözlemsel ölçüm değerleri, elektronik ortamlara aktarılmıştır. Bu datalar kullanılarak gerekli çizimler, grafikler ve diyagramlar yardımı ile verilerin analizleri yapılmıştır.

3. PROJE ALANININ JEOLOJİSİ

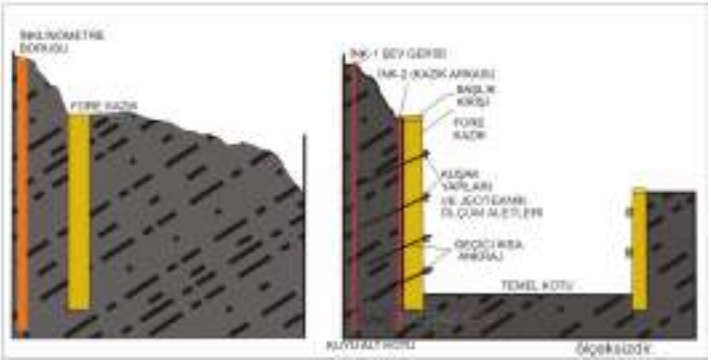
Proje kapsamında yapılan sondaja dayalı zemin ve temel etüt verilerine göre inceleme alanında en üstte 0-3 m arasında değişen dolgu birim, sonrasında Trakya formasyonuna ait ardalanmalı bir şekilde istiflenmiş şeyl, kumtaşı ve kiltaşı tabakaları gözlenmiştir (Şekil 4). Tabakların kalınlıkları saha genelinde farklılık göstermekte olup batı yönünde egemen birim şeyl tabakası, doğuda kumtaşı tabakasıdır. Sahanın batı kısmında yüzeyden itibaren dolgu birimin altında yaklaşık 5 m kalınlığında kumtaşı birimi bulunmakta, bu tabakanın altında şeyl tabakası yer almaktadır. Şeyl tabakasının kalınlığı sahanın doğusuna doğru azalmakta egemen birim kumtaşı olmaktadır. Bu birimler arasında kalınlığı değişkenlik gösteren kiltaşı tabakaları görülmektedir.



Şekil 4. Proje alanının genelleştirilmiş enine kesiti.

3.1. Jeoteknik Çalışmalar

Proje alanının bütün kesitlerine delgi yapılarak veya ankraj uçlarına yerleştirilmiş jeoteknik ölçüm aletleri yardımı ile kazı başlangıcından itibaren kademe kademe şev duraylılığı ölçülmüştür. Yerleştirilen her ölçüm aletinden yerleştirildiği tarihten itibaren periyodik deneysel ölçümler yapılmıştır. Yerleştirilen jeoteknik ölçüm aletlerinin iksa yerleşim kesitleri Şekil 5'te gösterilmiştir. Yapılan deneysel ölçümler düzenli olarak kayıt edilmiş artan kazı derinliği ve sayıca artan ölçüm cihazı verileri göz önüne alınarak kazı çalışmalarının kontrollü ilerletilmesi sağlanmıştır.

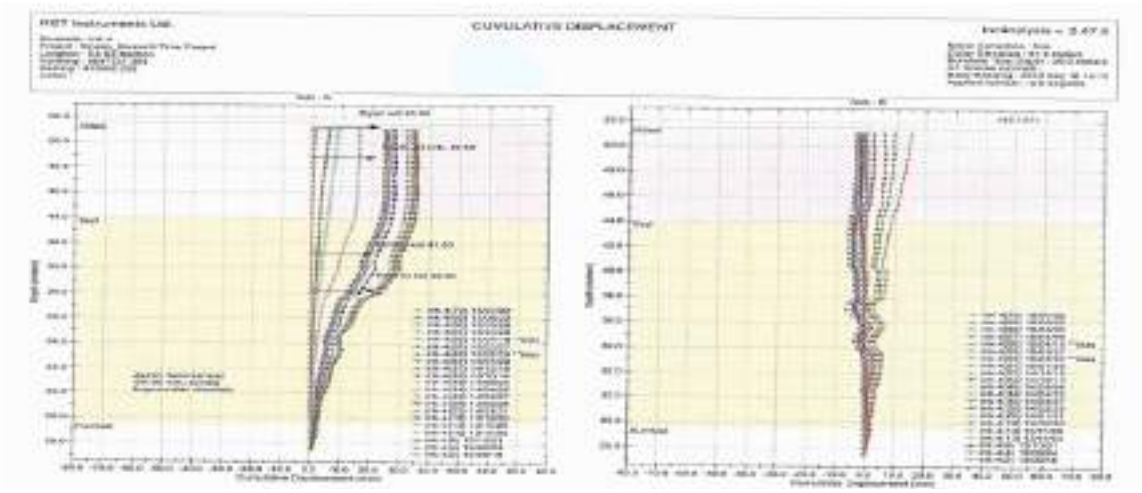


Şekil 5. Proje kapsamında yerleştrilen jeoteknik ölçüm aletlerinin iksa yerleşim kesiti.

4. PROJEDE KULANILAN JEOTEKNİK ÖLÇÜM ALETLERİ

4.1 Inklinometre

Jeoloji ve diğer teknik bilimlerde eğim açısı ölçer olarak bilinen inklinometre zemin ve kaya kütlelerinde doğal olarak oluşan veya insan eliyle inşa edilen mühendislik yapılarına bağlı olarak meydana gelen kütlesel hareketlerin ölçülmesinde kullanılan bir ölçüm aletidir. Inklinometre aleti kullanılarak sondaj kuyusuna yerleştirilen inklinometre boruları yardımı ile sondaj kuyusunun eksenine dik yönde meydana gelen sapmalar ölçülmekte hareketin yönü, miktarı ve hızı belirlenebilmektedir (Şekil 6). Bir tek alet seti kullanılarak birden çok sondaj kuyusundan ölçüm alınabilmektedir. Ölçüm hassasiyeti diğer ölçüm aletlerinden daha yüksek olmasından dolayı zemin veya kaya kütlelerinde meydana gelen çok küçük hareketlilikler ölçülebilmektedir. Proje kapsamında şev gerisi ve kazık arkası olmak üzere çift sıra inklinometre yerleştirilerek, kazı derinliğine paralel meydana gelen kütle hareketliliği ölçülmüştür.



Şekil 6. Proje kapsamında yerleştirilen inklinomere verilerinden elde edilen kümilatif yerdeğiştirme grafiği.

4.2.Yük Hücresi

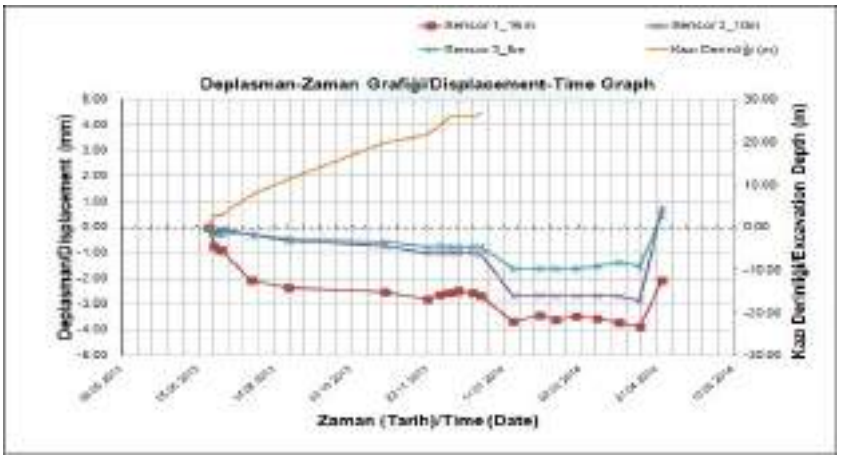
Yük hücreleri ankraj uçlarına veya herhangi bir yük artışının beklendiği yapılara belirli bir yükle sabitlenen ölçüm aleti çeşididir. Ölçüm prensibi yük hücresi içerisinde yeralan gliserin sıvısı içerisindeki gergin yayın artan kütle hareketliğine bağlı olarak meydana gelen genlik değişimlerinin kN veya mv/v cinsinden ölçülmesi prensibine dayanır. Bu ölçümler ankrajlara gelen ilave yükü ölçmek ya da ankrajların yüklenip yüklenmediğiyle ilgili jeoteknik bilgi almamızı sağlamaktadır. Yerleştirilen yük hücreleri zaman içerisinde yük artışı gözleniyorsa bu yük artışı ankraj sistemlerinin tutmuş olduğu şev gerisi zemin kütlelerinde hareketliliğin meydana geldiğini veya geleceğini belirtir. Yük hücrelerinde yük azalması gözleniyor ise bu durum ankraj enjeksiyonunun sorunlu olduğunu zemine tutturulmadığını gösterir. Aynı kesite farklı kotlara yerleştirilmiş birden çok yük hücresinden elde edilen veriler analiz edilerek bir proje kazısı boyunca şev duraylılığı hakkında detaylı jeoteknik bilgi elde etmek mümkündür (Şekil 7). Bu kapsamda proje alanında kazı kesitlerine yük hücreleri yerleştirilmiştir. Yük hücreleri kazı derinliğine paralel olarak oluşturulan fore kazık kuşakları içerisinden zemin içerisine enjeksiyonla tutturulmuş ankraj uçlarına belirli yüklerle yerleştirilmiştir.

Şekil 7. Proje kapsamında yerleştirilen yük hücresi verilerinden elde edilen yük - zaman grafiği.

4.3.Ekstansometre

Doğal şevler veya insan eliyle oluşturulmuş kazı şevlerinde meydana gelebilecek olası kütle hareketini, kayan kütlenin kayma yüzeyini, kayma yüzeyinin şev yüzeyinden olan yatay uzaklığının tespiti için kullanılan ölçüm aleti çeşididir. Bu aletle kayma riski taşıyan veya kontrollü şev kazılarında kontrol amaçlı yatay delgi ile zemin içerisine enjeksiyonla tutturulmuş tijler yardımı ile zeminde meydana gelebilecek kütle hareketleri ölçülmektedir. Kütle hareketi başladığında zemin içerisine tutturulmuş ekstansometre tijleri uzayarak veya kısalarak hareketlilik hakkında veri sağlamaktadır. Ölçüm prensibi gerilme altında sensörün uzayıp kısalmasına bağlı olarak titreşim genliğinin değişmesidir. Okuma alınırken saha bilgisayarı ile ekstansometreye mv/v birimi ile enerji yollanarak, gerilerek incelen veya kısalarak kalınlaşan sensör titreştirilir. Kalınlaşan sensörün titreşimine harcanan enerji büyük iken incelen sensör için harcanan enerji daha az olmaktadır. Titreşim için harcanan enerji ölçülerek grafiklere aktarılarak mm cinsinden zemin hareketliliği hakkında jeoteknik veriler elde edilir (Şekil 8).

Hareket beklenen zemin içerisine tutturulmuş tijler ile hareket beklenen zemin içerisinden geçirilerek stabil zemine tutturulmuş tijlerden alınan okumalarda artış veya azalış gözlenmektedir. Hareketli kütle içerisinde kalan tijlerin ölçüm değerleri artarken hareket dışına tutturulmuş tijlere ait ölçüm değerleri azalma göstermektedir. Kayma düzlemi yük alan tijlerle yük kaybeden tijler arasından geçtiği bu ölçümlerle belirlenmektedir. Proje kapsamında bu amaçla E1, E2, E3 kesitlerinin belirli kademelerine çok sensörlü ekstansometreler yerleştirilerek şevlerde meydana gelebilecek hareketler ölçülmüştür.



Şekil 8. Yerleştirilen ektansometre verilerinden elde edilen yerdeğiştirme - zaman grafiği.

5. SONUÇLAR

Bu çalışma İstanbul ili, Şişli İlçesinde, yeralan çok katlı yapının derin temel kazı çalışmaları boyunca yürütülen jeoteknik ölçüm çalışmalarında kullanılan inklinometre, yük hücresi ve ekstansometre ölçüm aletlerinden elde edilen veriler değerlendirilerek bu ölçüm aletlerinin derin kazılarda şev duraylılığının aletsel ölçülmesi açısından önemine değinilmiştir. Ölçümlerle ilgili sonuçlar aşağıda özetlenmiştir. Proje kapsamında 104 jeoteknik ölçüm aleti yerleştirilerek ölçüm yapılmıştır. 19 adet inklinometre, 54 adet yük hücresi, 14 adet ekstansometre, 3 adet manyetik oturma kolonu, 14 adet piyezometre kullanılmıştır. Proje alanının temel birimi Paleozoik yaşlı Trakya Formasyonundan meydana gelmektedir (Özaydın ve Yıldırım, 2002). Formasyonun başlıca birimlerini kumtaşı şeyl ve kiltaşı oluşturmaktadır. Bu birimlerin kalınlıkları çalışma sahası boyunca değişiklik göstermektedir. Proje alanın zemin ve mühendislik parametrelerinin tespiti amacıyla 10 adet jeoteknik sondaj kuyusu açılmıştır. Açılan sondaj kuyularında yeraltı su seviyesi (YASS) SK-5 kuyusunda ve SK-11kuyusunda 4,5m'de SK-7 kuyusunda ise 19,3 m'de ölçülmüştür (Yüksel ve Bakılar, 2009). Proje alanında yapılan aletsel ölçüm, jeolojik, litolojik araştırmalar, sondaj çalışmaları, laboratuvar analizleri, jeoteknik hesaplamalar ve gözlemsel araştırmalar sonucu jeoteknik veri elde edilmiştir. Bu veriler değerlendirilerek derin kazı çalışmalarının yürütülmesinde kullanılan jeoteknik ölçüm aletlerinin şev hareketlerinin aletsel ölçümündeki önemine değinilmiştir.

5.1.Ölçüm Verilerine Göre Gözlemlenen Aşırı Yer Değiştirmeler

Proje alanın E4 kesitinde yeralan tünel cephesinde yüzey sularının etkisi ile ileri derecede bozunmaya uğrayan şeyl birimler içerisinde yapılan temel kazı çalışmalarında şev hareketliliği yapılan jeoteknik ölçümler sonucu kazı güvenliği açısından problem teşkil edebilecek kütle hareketliliği tespit edilmiştir. Bu kesit dışındaki diğer kesitlerde yapılan jeoteknik ölçümler sonucunda ciddi bir hareketlilik gözlemlenmemiştir. E4 kesitinde meydana gelen yer değiştirme şeyl birimi içerisinde meydana gelmiştir. Yapılan inklinometre ölçümüne göre kuyu üst ucundan 6m derinde meydana gelen yatay yer değiştirme miktarı kazı yönünde 30 mm olarak ölçülmüştür. Aynı kesitte yer değiştirme öncesi alınan yük hücresi okuması 498,18 kN iken yer değiştirme sonrası yük miktarı 524,56 kN olarak okunmuştur. İki yük hücresi okuma miktarı arasındaki fark 26,38 kN (2,638 ton) olarak belirlenmiştir (Keskin ve Çakar, 2015). Yapılan destekleme çalışmaları sonucunda hareket miktarı kontrol altına alınmış, kazı boyunca yer değiştirme miktarının güvenlik sınırları içerisinde kalması sağlanmıştır.

5.2. Jeoteknik Ölçüm Aletlerinin Şev Hareketliliklerinin Ölçülmesinde Birlikte Kullanılması Ve Ölçüm Verilerinin Değerlendirilmesi

İnklinometre

İnklinometere verilerinden çalışma kapsamında elde edilen birden çok grafik yardımı ile şevlerde meydana gelen hareketlilik çok yönlü olarak incelenme imkanı sağlamıştır. Ölçüm hassasiyeti çok yüksek olduğu için E4-E4 kesitinde meydana gelen kütle hareketliliği kütleleri oluşturan yapılar birbirinden kopmadan önceden tespit edilmiş ve hareketlilik ciddi boyutlara ulaşmadan önlem alınmıştır. Bir tek okuma seti ile birden çok inklinometre kuyusundan okuma alındığı için kazı boyunca daha avantajlı ve ekonomik ölçümler yapılmıştır.

Yük Hücresi

Yük hücreleri, çalışma kapsamında zemin çivilerine ve ankraj uçlarına belirli yüklerle yüklenerek yerleştirilmiştir. Yerleşim işlemi yapıldıktan sonra bu aletlerden veri toplama işlemi tamamen elektronik ortamda gerçekleştiği için hata payı oldukça az olmuştur. Kişiye bağlı okuma hatası neredeyse hiç olmamıştır. Yük hücrelerinden saha bilgisayarı yardımı ile sahada okuma alınabildiği gibi kablolama yoluyla gerekli görüldüğünde otomatik okuyucu sistemlerine bağlanılarak uzaktan okuma alma avantajı da sağlamıştır. Çalışma kapsamında belirli aralıklarla yerleştirilen yük hücreleri ankraj sistemlerinin birlikte çalışıp çalışmadığı hakkında önemli veriler sağlamıştır. Yük hücrelerinden

elde edilen grafikler kullanılarak ölçüm sıklığına bağlı olarak kazı derinliği şev hareketliliği ilişkisi sürekli gözlemlenmiştir. Farklı ölçüm disiplinine sahip diğer ölçüm aletleri ile birlikte aynı kesitlerde kullanıldığı için ölçüm aletlerinin karşılaştırılması ile ilgili olanak sağlamıştır.

Ekstansometre

Çalışma kapsamında yerleştirilen ekstansometrelerden alınan jeoteknik veriler grafiklere aktarılarak kütle hareketliliğinin derinliği hakkında bilgi elde edilmiştir. Özellikle çok sensörlü ekstansometreler kullanılarak kazı boyunca olası hareketlilik yüzeyleri tespit edilmeye çalışılmıştır. Ekstansometrelerden okuma alınmasında da kişiye bağlı hata oranı oldukça düşüktür. Ölçüm prensibi gerilme altında sensörün uzayıp kısalmasına bağlı meydana gelen yer değiştirmenin milimetre olarak ölçülmesidir.

Manyetik Oturma Kolonu

Proje kapsamında yerleştirilen oturma kolonları yoluyla düşeyde meydana gelen yer değiştirmeler periyodik olarak ölçülmüş, ölçüm verileri diğer ölçüm aletlerinden elde edilen verilerle birlikte analiz edilerek kazı kontrollü bir şekilde sürdürülmüştür. Yapılan ölçümler sonucu çalışma alanında düşey yönde önemli bir yer değiştirme tespit edilmemiştir.

Sonuç olarak çalışma boyunca aynı kesite yerleştirilen farklı ölçüm disiplinine sahip jeoteknik ölçüm aletleri olan yük hücresi, ekstansometreler ve manyetik oturma kolanları ile birlikte kullanılmış alınan yer değiştirme miktarları yatay ve düşey yönlü olarak ölçülmüştür. Yapılan çok yönlü ölçümler yoluyla meydana gelen yer değiştirmeler inklinometre ile yatayda milimetre olarak ölçülürken, yük hücreleri bu yatay yer değiştirmeye neden olan kütle hareketini kN birim ile ölçmüştür (Keskin ve Çakar, 2015). Kesitlere yerleştirilen ekstansometreler ise yer değiştirme miktarlarını, bu yer değiştirmenin meydana geldiği noktanın kazı yüzeyi ile olan ilişkisini çeşitli grafikler yardımı ile inceleme imkanı sağlamıştır. Kazı boyunca aynı kesite yerleştirilen farklı jeoteknik ölçüm aletlerinden alınan veriler analiz edilerek bu veriler ışığında derinliği 50 metreden fazla olan derin temel kazısı ciddi şev hareketlilikleri yaşanmadan tamamlanmıştır. Yapılan bu çalışma gösteriyor ki derin kazılarda meydana gelen veya gelebilecek kazalar yapılacak jeoteknik ölçümler yolu ile önlenebilmektedir.

6. KAYNAKLAR

Yüksel, S., Bakılar, G., 2009 Proje Alanı Jeoteknik Etüt ve Sondaj Çalışmaları Temel Etüt Raporu. Elc Group Müş. ve Müh. Ltd.Şti. İstanbul.

Keskin, V., Çakar, G., 2015 Sinpaş Bomonti Time Projesi Jeoteknik Enstrümasyon Gözlem Raporları (1-40), Geogrup İnşaat A.Ş. İstanbul.

Özaydın, K.,Yıldırım, M., 2002 İstanbul'un Zemin Koşulları ve Geoteknik Sorunlar Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi, İstanbul.

Denizli Yerleşim Alanına Ait Ağır Metal Dağılım Anomalilerinin Yüzey Manyetik Süseptibilite Ölçümleri İle İncelenmesi

Investigation of Heavy Metal Distribution Anomalies of Denizli Settlement by Surface Magnetic Susceptibility Measurements

Fatih AKBAY[1,2*], Fatma Figen ALTINOĞLU[2], Ali AYDIN[2]

[1] *Pamukkale Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 20160 Kınıklı, Denizli*
[2] *Pamukkale Üniversitesi, Jeofizik Mühendisliği Bölümü, 20160 Kınıklı, Denizli*
*(*faltinoglu@pau.edu.tr)*

ÖZ: Bu çalışmada, Denizli il merkezinde manyetik süseptibilite ölçümleriyle yüzey ağır metal kirliliği araştırılmıştır. Manyetik süseptibilite ölçümlerinde SI (Uluslararası Birim Sistemi) değerleri sıfır ile 471.10-6 SI arasında değişim göstermiştir. En düşük değerler Neojen öncesi temel kaya olan ve şehir merkezinde daha yüksek kotlarda bulunan kireçtaşlarında okunmuştur. En yüksek değerler ise Denizli şehir merkezinin nüfus yoğunluğunun en fazla olduğu bölümleri ile sanayi yapılarının bulunduğu bölgelerde elde edilmiştir. Bu ölçümler ile manyetik süseptibilite anomali ve yüksekliğe bağlı anomali haritaları çizilerek anomalilerin geliştiği bölgelerin jeolojisi ve son yıllarda teknoloji ve nüfusun artmasına bağlı olarak artan çevre sorunlarından birinin de toprak kirliliği olduğu ortaya konulmuştur.

Anahtar Kelimeler: Manyetik süseptibilite, ağır metaller, egzoz gazı, kirlilik

ABSTRACT: *In this study, surface heavy metal pollution was investigated in Denizli city. SI (International unit system) values are highest between 471x10-6SI and lowest 0x10-6SI. It was observed that the lowest valuation points were readings in the pre-Neogene basement and also in the limestones at higher elevation in the city center. The highest readings were made in the areas where the population density of Denizli city center is the highest and in the regions where industrial buildings are located. With these measurements, magnetic susceptibility anomaly map, height-based anomaly maps were drawn and the geology of the regions where the anomalies developed and in recent years, one of the increasing environmental problems with the increase of technology and population was the soil pollution.*

Keywords: *Magnetic susceptibility, heavy metals, exhaust gas, pollution*

1. GİRİŞ

Manyetik süseptibilite bir cismin dış manyetik alanın etkisi altında kazandığı mıknatıslanma değerinin katsayısıdır ve kirlilik araştırmalarında yaygın olarak kullanılmaktadır (Thompson ve Oldfield, 1986; Scoullas vd., 1979; Beckwith vd., 1986, 1990). Kirliliğe neden olan ağır metallerin (Pb, Zn, Cu vs.) manyetik duyarlılık anomalisi vermesi, manyetik duyarlılığın kirlilik analizlerinde kullanılabilmesini sağlamaktadır. Bu çalışmada manyetik süseptibilite ölçümlerinin, bölgenin ağır metaller bakımından kirliliğinin belirlenmesinde kullanılabilirliğinin araştırılması hedeflenmiştir. Bu amaçla Denizli ili ve Babadağ yükselimi ağır metal kirliliğinin belirlenmesine yönelik olarak manyetik duyarlılık ölçümleri yapılmıştır.

2. MATERYAL VE YÖNTEM

Manyetik yöntemde, manyetometreler ve süseptibilite ölçme aletleri kullanılarak, yer manyetik alanın zaman ve uzaklıkla değişimi ölçülmektedir. Bu amaçla yapılan jeofizik prospeksiyonda yer manyetik alanının toplam bileşiminden yararlanılır. Yer altındaki cismin manyetik anomali verebilmesi için, bu cismin yan kayaçlardan farklı süseptibilite değerine sahip olması gerekmektedir (Aydın, 1994). Herhangi bir materyalin içerdiği manyetik minerallerin bir ölçüsü olan süseptibilite ölçümü için kullanılan MS2 (Manyetik Süseptibilite Sistemi) sistemi, cgs duyarlılıkta diyamanyetik ve paramanyetik cisimlerin süseptibilitelerini ölçme imkânı sağlamaktadır ve sistem, laboratuar ve saha ortamlarında ölçü almaya imkân veren iki sensörden oluşmaktadır.

Manyetik süseptibiliteyi k=J/F olarak tanımlamıştır (Aydın, 1994). Bu bağıntıda "J", kayaca uygulanan "F" dış alanın oluşturduğu mıknatıslanma şiddeti olup, kayacın kalıcı mıknatıslanma şiddetine (Jr) de sahip olduğu düşünülmelidir. Manyetik süseptibiliteyi bulmak için bu iki mıknatıslanma şiddetinin ölçülmesi gerekir.

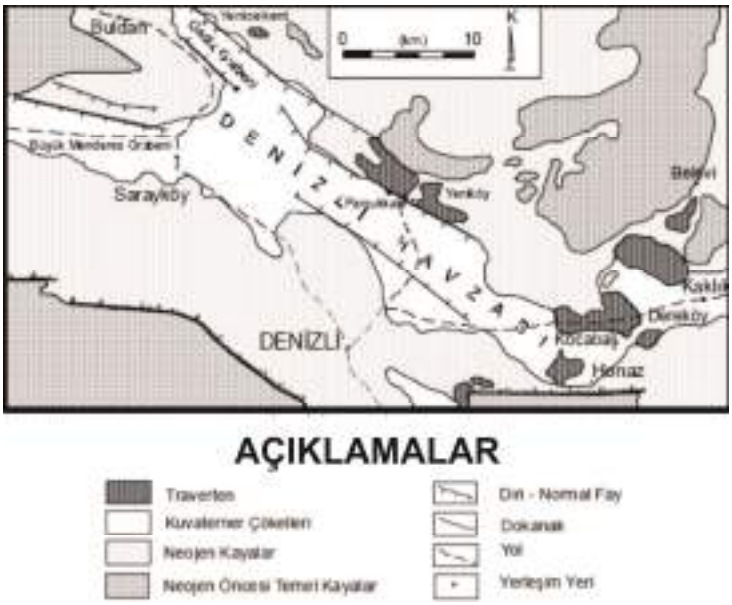
Yüzey süseptibilitesi ölçümleri, tek kişi tarafından kolayca taşınabilir bir alet ve el ile taşınan sensörü sayesinde kolayca uygulanabilir ve cgs duyarlığında yüzeyin yaklaşık 20-30 cm altındaki materyalin ortalama süseptibilitesi ölçülebilir. Okuma yapmak için önce düz, az çakıllı veya çakılsız temiz bir ortam seçilmelidir. Okuma için yer tespit edildikten sonra sensörün konulacağı yer düzgün bir zemin haline getirilmeli ve sensörün tamamının yer ile temas etmesi sağlanmalıdır. Arazide zemin okuma için hazır hale geldiği zaman sensör tam olarak yüzey ile teması sağlanarak önce MS sensörü ayarlanarak SI okuması yapılmış, daha sonra sensör havaya kaldırılarak sıfırlama işlemi yapılmıştır daha sonra sensör CGS konumuna getirilerek CGS okuması yapılmaktadır. Yüzey süseptibilite ölçümleri kirlilik ve toz, şehirsel kirlilik, nehir ve deniz kirliliği, volkanlar ve erozyon, hidroloji ve sedimantoloji gibi çok geniş alanlarda yapılabilmektedir (Dondurur ve Livaoğlu, 1994).

3. BÖLGENİN JEOLOJİSİ

Büyük Menderes Grabeni ile Gediz Grabeninin kesiştiği alanın doğusunda yer alan Denizli Havzası genişleme tektoniğine bağlı bir morfoloji sunmaktadır. Yerleşim alanının güney tarafı yüksek dağlar ve sarp yamaçlarla kuşatılmış olup, kuzeye doğru gidildikçe daha düşük kotlarda yamaç molozu ve alüvyon yelpazesi niteliğinde kısmen daha yumuşak bir topografya hâkim olmaktadır (Şekil 1). Ege bölgesinin başlıca jeolojik unsurları şunlardır; Metamorfik topluluklar, Neojen havza çökelleri, Oligo-Miyosen'den başlayıp Kuvaterner'e kadar aralıklarla gelişimini sürdürmüş magmatik topluluklar; graben havzaları, Ege denizel ortamı, Menderes Masifi ve Ege adalarındaki orta metamorfik masifler kuşağının devamıdır. Çökelme, genellikle Erken Miyosen'de karasal bir ortamda başlamış, çoğunlukla birbiriyle bağlantılı ve düşük enerjili bir gölsel ortamda gelişmiştir. Bu ortamın en yaygın birimleri bitümlü şeyllerdir. Yapısal bir bağlantı durumunda olan Denizli Havzası kıtasal genişlemenin tarihsel evriminde çok önemli bir rol oynamaktadır. Havza 7-28 km genişlikte ve 62 km uzunluktadır (Koçyiğit, 2005).

Denizli Havzası güneyde KD'ya eğimli ve 2000 m yüksekliğe sahip, kuzeyde GB'ya eğimli ve 700 m yüksekliğe sahip topoğrafik yükselimlerle sınırlıdır. Şaroğlu (1992), Westaway (1990, 1993) tarafından bu yükseltilerin aktif normal faylarla oluştuğu yorumu yapılmıştır. Denizli il merkezi ve yakın çevresinde yüzeyleyen kaya birimleri; i) Neojen öncesi temel birimleri, ii) Neojen birimleri, iii) Kuvaterner birimleri olmak üzere 3 bölümde toplanabilmektedir. Okay (1989)'da Denizli havzasında Neojen öncesi temel birimler daha çok havzayı çevreleyen, dağlık horst alanlarında yüzeyler. Bunların çoğu Menderes masifine ait metamorfik kayaçlardır. Menderes metamorfikleri, alttan üste doğru gnays, şist, kuvarsit ve mermerlerle temsil edilir (Şimşek, 1984). Taner (2001)'e göre Denizli havzasında Neojen (Üst Miyosen) birimleri Neotektonik dönemde alüvyal yelpaze, yelpaze deltası, göl ve akarsu ortamlarında depolanmış graben dolgularıdır. Tortul istifin toplam kalınlığı 3000 m'ye yakındır. Bölgedeki Kuvaterner birimler Konglomera, kumtaşı ve silttaşlarından oluşan alüvyal kökenli çökeller Asartepe Formasyonu olarak ayırtlanmıştır. Adlama ilk kez Ercan vd. (1977) tarafından kullanılmıştır. Formasyona, stratigrafik konumu nedeniyle Ercan vd. (1977) tarafından Pliyo-Kuvaterner yaşı verilmiştir.

Tüm çalışma boyunca MS2D yöntemi ile 251 noktada ölçüm alınmıştır. Ölçüm noktaları Şekil 2'de verilmiştir. Ayrıca bu çalışmada önemli olan diğer parametre, ölçüm ve numunenin alındığı noktanın jeolojisidir. Bölge konglomera, kumtaşı ve silttaşlarından oluşan alüvyal kökenli çökellerle birlikte ince-iri çakıllı, kireçtaşı kırıntıları içeren, kumlu ve genel olarak bitkisel topraktan oluşmaktadır. Arazi çalışmalarında Denizli yerleşim alanından alınan tüm numuneler değerlendirilerek SI ve CGS anomali haritaları oluşturulmuştur.



Şekil 1. Denizli Havzası'nın sadeleştirilmiş jeoloji haritası (Altunel ve Hancock, 1993).

Tüm çalışma boyunca MS2D okuması yapılan 251 noktadan numune alınmıştır, ölçüm noktaları Şekil 2'de verilmiştir. Ayrıca bu çalışmada önemli olan diğer parametre, ölçüm ve numunenin alındığı noktanın jeolojisidir. Bölgenin üst kısmı konglomera, kumtaşı ve silttaşlarından oluşan alüvyal kökenli çökellerle birlikte ince-iri çakıllı, kireçtaşı kırıntıları içeren, kumlu ve genel olarak bitkisel topraktan oluşmaktadır. Arazi çalışmalarında Denizli yerleşim alanından alınan tüm numuneler değerlendirilerek SI ve CGS anomali haritaları oluşturulmuştur.

Şekil 2. Çalışma alanında ölçüm noktalarının dağılımı.

4. SONUÇLAR

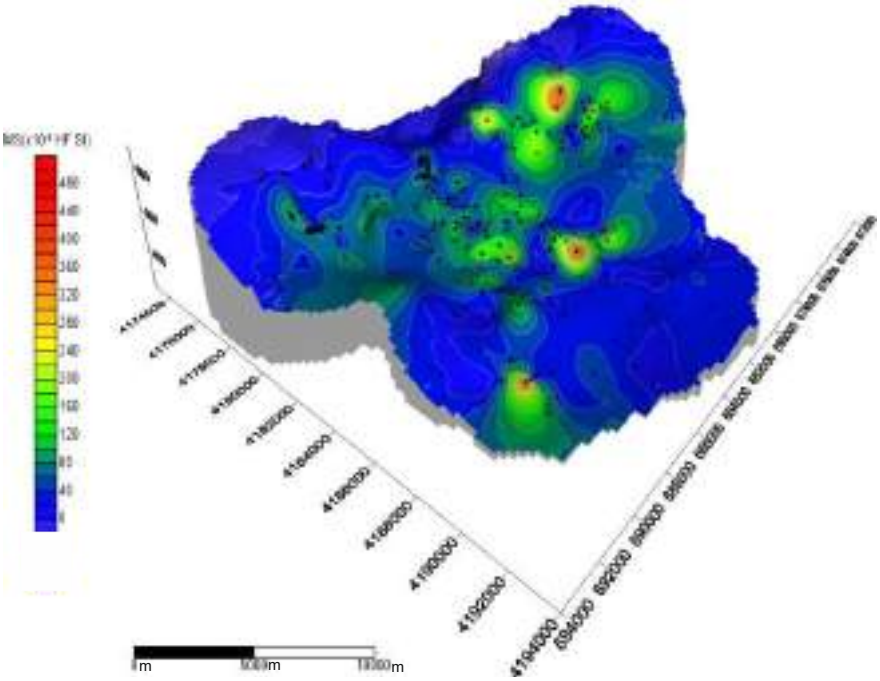
Çalışma sahasında alınan ölçülerin dağılım haritası Şekil 3'de verilmiştir. Haritalar incelendiğinde, çalışma alanının merkezinde ağır metal kirliliğinin yoğun olduğu sonucuna varılmıştır. En büyük anomali kaynağının Denizli ili merkezinde bulunan sanayi yapılarının yoğun bulunduğu bölge olduğu görülmüştür, anomali SI değeri 471, CGS değeri ise 374'dir. Buradaki anomalinin sebebi sanayi

atıklarının ve egzoz gazının yoğun bulunduğu bir nokta olmasıdır ve bunun ağır metal kirliliğini artırmış olmasıdır.

Haritalarda en düşük anomalilerin bulunduğu noktalardan biri Denizli ilinin güney batısında bulunan Neojen öncesi temel kayaların üzerinde yapılan SI değeri 0, CGS değeri 1 olan ölçümdür. Bu noktadaki düşük anomalinin sebebi ölçümün Neojen öncesi temel içindeki kireçtaşlarında okunmuş olmasıdır (Şekil 3).

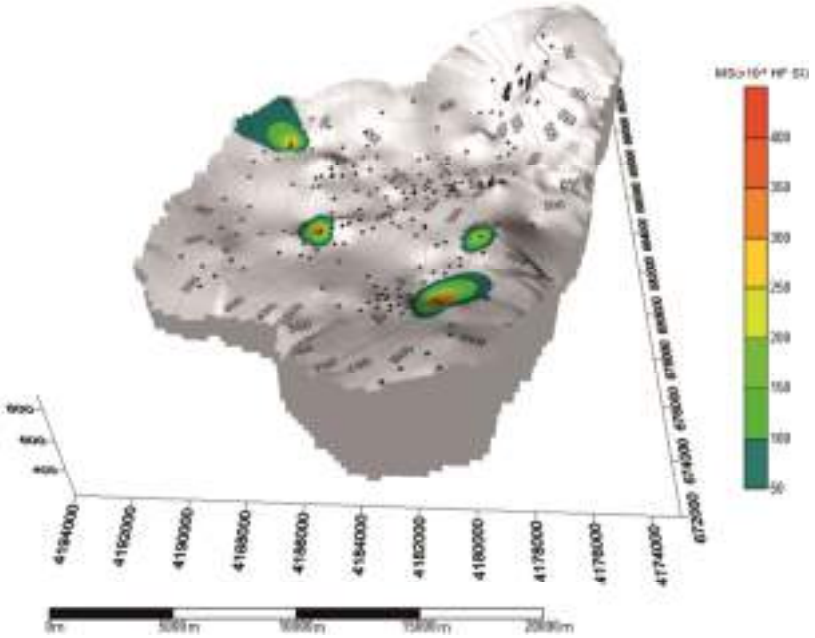
Çizilen haritalar incelendiğinde çalışma alanının düşük kotlu noktalarında ağır metal kirliliğinin arttığı sonucuna varılmıştır. Havza içindeki ağır metal kirliliğinin yüksek olmasının nedeni, havza içerisinde yoğun insan yerleşiminin olması ve çevresel atıklar olduğu düşünülmektedir. Yüksek anomalilerin, Denizli ili yerleşim alanını temsil ettiği, düşük anomalilerin ise Neojen öncesi temel kayaları temsil ettiği belirlenmiştir. Ağır metal kirliliğinin en önemli sebeplerinden biri de evler, fabrika ve tesislerin bıraktıkları atıkları olduğu düşünülmektedir.

Bu çalışma ile ağır metal kirlilik dağılımlarının ortaya konulmasında manyetik süseptibilitenin, pratik oluşuyla daha maliyetsiz bir yöntem olduğunu göstermeye çalışılmıştır. Saha ve yol numuneleri ile elde edilen süseptibilite haritaları ile kirliliğin boyutu gösterilmiştir.



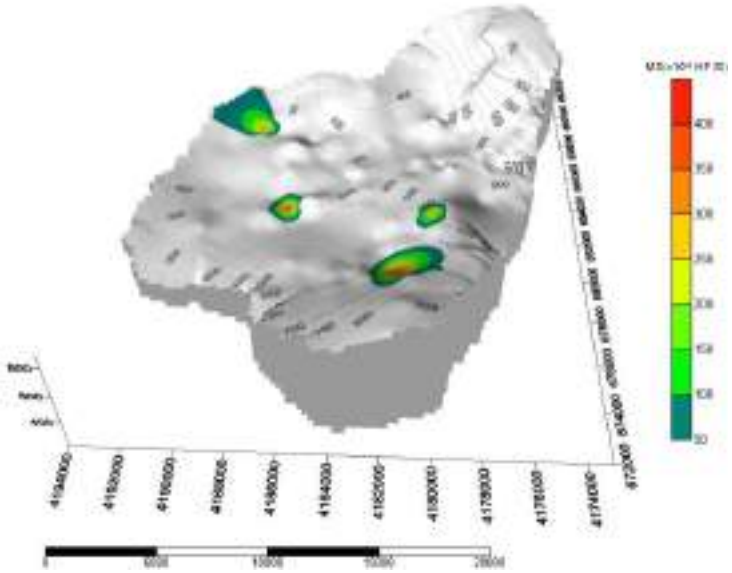
Şekil 3. MS2B sensörü ile saha numunelerin SI anomali haritası.

Bu çalışma boyunca yapılan tüm okumalar değerlendirildiğinde çalışma alanının yüksek kotlu noktalarında düşük anomali değerleri okunduğu görülmüştür. Düşük anomali gösteren MS2B sensörü ile alınan saha numunelerin anomali haritaları Şekil 4'te verilmiştir. Bu noktaların tamamı Neojen yaşlı kireçtaşlarının üzerinde yapılan okumalardır.



Şekil 4. Düşük anomali gösteren MS2B sensörü ile saha numunelerin SI anomali haritası.

Arazide yapılan okumalar değerlendirildiğinde en yüksek okumaların yerleşim alanlarında nispeten düşük kotlarda, insan ve trafik yoğunluğunun yüksek olduğu bölgelerde olduğu gözlenmiştir (Şekil 5).



Şekil 5. Yüksek anomali gösteren MS2B sensörü ile saha numunelerin SI anomali haritası.

Çizilen haritalar incelendiğinde çalışma alanının düşük kotlu noktalarında ağır metal kirliliğinin arttığı sonucuna varılmıştır. Havza içindeki ağır metal kirliliğinin yüksek olmasının nedeni, havza içerisinde yoğun insan yerleşiminin olması ve çevresel atıklar olduğu düşünülmektedir. Yüksek anomalilerin, Denizli ili yerleşim alanını temsil ettiği, düşük anomalilerin ise Neojen öncesi temel kayaları temsil ettiği belirlenmiştir. Ağır metal kirliliğinin en önemli sebeplerinden biri de evler, fabrika ve tesislerin bıraktıkları atıkları olduğu düşünülmektedir.

Bu çalışma, ağır metal kirlilik dağılımlarının ortaya konulmasında sadece manyetik süseptibilite yönteminin kullanılmasının yeterli olacağını göstermiştir. Saha ve yol numuneleri ile elde edilen süseptibilite haritaları ile kirliliğin boyutu gösterilmiştir, ppm değerlerinin artması ile kirliliğin ve süseptibilite değerlerinin arttığı ortaya konulmuştur.

5. KATKI BELİRTME

Bu çalışma, Pamukkale Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Koordinasyon Birimi tarafından desteklenen 2118 FEBE 011 nolu proje kapsamında gerçekleştirilmiştir.

6. KAYNAKLAR

Altunel, E, Hancock, P.L., 1993. Active fissuring and Quaternary travertines at Pamukkale, Western Turkey. Zeitschrift für Geomorphologie ,94, 285-302.

Aydın, A, 1994. Bayburt-Saruhan Skarn Zonunun Süseptibilite ve Manyetik Ölçümleri ile Değerlendirilmesi. Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Jeofizik Mühendisliği, Trabzon.

Beckwith, P.R., Ellis, J.B., Revitt, D.M., Oldfield, F., 1986. Heavy metal and magnetic relationships for urban source sediments. Physics of Earth and Planetary Interiors, 42, 67-75.

Beckwith, P.R., Ellis, J.B., Revitt, D.M., 1990. Applications of magnetic measurements to sediment tracing in urban highway environments. Science of the Total Environment 93, 449-463.

Dondurur, D., Livaoğlu, S., 1994. Yeniay-Çamburnu Bölgesinin Manyetik Süseptibilite Ölçümleri ile Kirlilik Analizi. Bitirme Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Jeofizik Mühendisliği, Trabzon.

Koçyiğit, A, 2005. The Denizli graben-horst system and the eastern limit of western Anatolian continental extension: ba-sin fill, structure, deformational mode, throw amount and episodic evolutio-nary history, SW Turkey. Geodinamica Acta, 18(3-4), 167-168.

Özler, H.M., 1996. Büyük menderes Havzası Yukarı Çürüksu kesiminin hidrojeoloji incelemesi. İstanbul Üniv., Fen Bil. Enst., Doktora Tezi, 175s.

Scoullas, M., Oldfield, F., Thompson R., 1979. Magnetic monitoring of marine particulate pollution in the Elefsis Gulf. Greece, Marine Pollution Bulletin 10: 287-291.

Şaroğlu, F., Emre, Ö., Kuşçu, İ., 1992. Türkiye diri fay haritası, Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü, Ankara, Ölçek: 1/1 000 000.

Thompson, R., Oldfield, F., 1986. Environmental Magnetism. Allen and Unwin, London, 21-38.

Westaway, R, 1990. Block Rotation in western Turkey, 1st Observational evidence. Journal of Geophysical Research, 95, 19857-19884.

Westaway, R, 1993. Neogene evolution of the Denizli Region of western Turkey. Structural Geology, Vol. 15, No 1, 37-53.

Mekansal Planlama
Spatial Planning

INSPIRE ve TUCBS ile Mühendislik Jeolojisi

INSPIRE and TUCBS with Engineering Geology

Can AYDAY

Coğrafi Veri Modelleme Ltd. Şti. Anadolu Üniv., Teknopark Binası, No:213, Tepebaşı, Eskişehir (cayday@cvm.com.tr)

ÖZ: INSPIRE Yönergesi, çevre üzerinde etkisi olabilecek AB çevre politikaları ve faaliyetleri için bir Avrupa Birliği coğrafi veri altyapısı oluşturmayı amaçlamaktadır. Bu Avrupa Coğrafi Veri Altyapısı, çevre ile ilgili coğrafi bilginin kamu kuruluşları arasında paylaşılmasını sağlayacak, Avrupa çapında coğrafi bilgiye kamu erişimini kolaylaştıracak ve sınırlar boyunca ve sınırlar ötesinde, sınır engeli olmadan politika oluşturmada yardımcı olacaktır. Ana amaç, konumsal verilerin Coğrafi Bilgi Sistemi (CBS) ile belli bir standartta hazırlanması, saklanması ve paylaşılmasıdır. Yönerge, çevresel uygulamalar için ihtiyaç duyulan 34 farklı coğrafi veri konusunu ele almaktadır. Bu konular arasında en büyük veri Jeoloji Konusuna ait olmaktadır. Jeoloji Konusu içerik olarak Genel Jeoloji, Hidrojeoloji ve Jeofizik alt konularını içermektedir. 2014 yılında yayınlanan yönetmelik ile Türkiye'de bu çalışmaların içine yasal olarak girmiştir. 2018 yılı içinde INSPIRE'in Türkiye koşullarına uygun duruma getirilme çalışmaları başlamıştır. Bu çalışmalara öncelikle Jeoloji Konusu ele alınarak başlanmıştır. Bu çalışmaların adı, Türkiye Ulusal Coğrafi Bilgi Sistemi (TUCBS) olarak tanımlanmıştır. Jeoloji ana konusu dışında 34 farklı konu içinde çok sayıda konu da jeoloji ile doğrudan ilişkilidir. Bu konuların çoğu Mühendislik Jeolojisini ilgilendirmektedir. Konular tamamlandığında jeoloji ile ilgili tüm kamu kurumları, belediyeler ve özel firmalar bu standartlara ve kurallara uymak zorunda kalacaklardır. Bu çalışmada, INSPIRE ve TUCBS'de Jeoloji Konusunda yapılan çalışmalar anlatılacaktır. Mühendislik Jeolojisi ile ilgilenenlerin şimdiden bu konuları öğrenmeleri mesleğin kalitesini yükseltecektir.

Anahtar Kelimeler: CBS, INSPIRE, konumsal veri, mühendislik jeolojisi, TUCBS

ABSTRACT: *Infrastructure for Spatial Information in Europe (INSPIRE) Directive aims to create a European Union geographical data infrastructure for EU environmental policies and activities that may have an impact on the environment. This, INSPIRE Data Structure will facilitate the public access to geographic information between public institutions across Europe, and will help to create policies across borders and cross borders without boundary barrier. The main objective is to prepare, store and share spatial data in a certain standard with Geographical Information System (GIS). The Directive addresses 34 different geographic data themes needed for environmental applications. Among these themes, the largest data belongs to the theme of Geology. Geology main theme includes General Geology, Hydrogeology and Geophysics sub themes. Turkey have legally entered in this this by regulations issued in 2014. Adaptation of Turkey to the INSPIRE situation have begun in 2018. These studies were started with the theme of Geology. These studies were named as Türkiye Ulusal Coğrafi Bilgi Sistemi (TUCBS) in Turkey. In addition to the main theme of geology, 34 themes are directly related to geology. Most of these themes are concern with Engineering Geology. When the all subjects in these themes are completed, all public institutions, municipalities and private firms related to geology will have to comply with these standards and rules. The studies on geology in INSPIRE and TUCBS will be explained in this paper. Those who are interested in Engineering Geology will be able to learn these issues and will improve the quality of the profession.*

Keywords: *GIS, INSPIRE, spatial data, engineering geology, TUCBS*

1. GİRİŞ

INSPIRE Yönergesi, çevre üzerinde etkisi olabilecek AB çevre politikaları ve faaliyetleri için bir Avrupa Birliği coğrafi veri altyapısı oluşturmayı amaçlamaktadır.

Bu Avrupa Coğrafi Veri Altyapısı, çevre ile ilgili coğrafi bilginin kamu kuruluşları arasında paylaşılmasını sağlayacak, Avrupa çapında coğrafi bilgiye kamu erişimini kolaylaştıracak ve sınırlar boyunca ve sınırlar ötesinde, sınır engeli olmadan politika oluşturmada yardımcı olacaktır.

INSPIRE, Avrupa Birliği Üye Devletleri tarafından kurulan ve işletilen coğrafi bilgiler altyapısına dayanmaktadır. Yönerge, çevresel uygulamalar için ihtiyaç duyulan 34 farklı coğrafi veri konusunu ele almaktadır.

Kamu yetkilileri tarafından kullanılan ve halkla paylaşılan tüm bilgilerin önemli bir kısmı, belirli yerlerdedir. Bu verilerin kalitesi, konumsal verilerin uygunluğuna bağlıdır. Bu veriler öncelikli olarak toplanmakta ve coğrafi konumuna bağlanmaktadır. Daha sonra verilerden bilgi elde edilmesine çalışılmaktadır. Emisyon ölçümleri, biyoçeşitlilik gözlemleri veya çevresel kalite verileri gibi çoğu çevresel veri, coğrafi bir yapıya sahiptir. Arazide jeoloji çalışmaları, kayaç, su örneği alma, sondaj yapma, jeolojik gözlem yapma, vb. tüm çalışmalar coğrafi konuma sahip çalışmalardır.

2. ORTAK VERİ KULLANIMININ ÖNEMİ

Günümüzde yapılan çalışmalar ve projeler farklı konularda çalışmalardan elde edilen sonuçlara bağlıdır. Bu farklı verilerin birlikte kullanılabilmesi için verilerin ortak standart özelliklerinin olması gerekir. Yine bu verilerin birbirleri ile sınır komşusu olan ülkelerde birlikte, ortak kullanılması gerekmektedir. Avrupa'da ülkelerin alanları Türkiye'nin alanı ile kıyaslandığında oldukça küçüktür. Hollanda Konya ilinin sahip olduğu alandan daha küçük bir alana sahiptir. Bu durumda bir ülkede yaşanan doğal afet diğer ülkeyi de etkileyecektir. Bir orman yangını iki ülkenin sınırı boyunca etkisini sürdürecek ve sınır tanımadan diğer ülke sınırını geçerek devam edecektir. Bu tür doğal afetlerle mücadele etmek için ülke sınırlarını düşünmeden ortak veriler kullanmak gerekir. Bu verilerin ortak ortamda kullanılması için veri tabanının belli standartlarda olması gerekir. Bu konularda kullanılacak ortak verilerin ortak standartlarda olması öncelikle gelen kural olmalıdır.

3. AVRUPA ORTAK VERİSİNİN KISA TARİHİ ve TÜRKİYE ULUSAL COĞRAFİ BİLGİ SİSTEMİ (TUCBS)

Avrupa Komisyonu'nun Mekansal Bilgi Altyapısı'na (INSPIRE: Infrastructure for Spatial Information) ilişkin ilk çalışmalar Eylül 2001 tarihi itibariyle Avrupa Mekânsal Veri Altyapısı (E-ESDI) Uzman grubunun Brüksel'de bir araya gelmesi ile başlamıştır. INSPIRE Uzman grubuna dönüşen grubun üyeleri, Avrupa Komisyonu ve Avrupa Çevre Ajansı temsilcileri ile Üye Ülkelerin çevresel ve coğrafi bilgi gruplarının görevlendirdiği kişilerden oluşmaktadır. Gözlemci olarak hükümet ve sivil toplum temsilcileri de bu çalışma gruplarına davet edilmişlerdir. 2002'de imzalanan bir mutabakat zaptı uyarınca Mart 2003'te INSPIRE için bir çerçeve direktif taslağı hazırlanmıştır. Direktifin ayrıntılı uygulamalarına yönelik INSPIRE Çalışma Programı ise 2005'te yayımlanmıştır.

Avrupa Komisyonu kapsamında sürdürülen bir dizi yasal çalışma sonucunda 15 Mayıs 2007'de Avrupa Birliği Mekânsal Bilgi Altyapısını kurmak üzere INSPIRE Direktifi yürürlüğe girmiştir.

Türkiye Avrupa'daki bu çalışmalara uzak kalmamıştır. Ülke içinde bu konularda hazırlıklar yapılmaya başlanmıştır.

Verinin üretildiği yerden sunulmasını öngören Bilgi Toplumu Stratejisinin Kamu Yönetiminde Modernizasyon başlığında yer alan Eylem Planında 75 nolu eylem "Coğrafi Bilgi Altyapısı Kurulumu" projesi 28/07/2006 tarihli ve 26242 sayılı Resmi Gazetede yayımlanarak yürürlüğe girmiştir. Bu görev Tapu ve Kadastro Genel Müdürlüğünün sorumluluğuna verilmiştir.

Tapu ve Kadastro Genel Müdürlüğü sorumluluğunda yürütülen Coğrafi Bilgi Sistemi Altyapısı (CBSA) Kurulumu Fizibilite Etüdü Raporu hazırlanmış ve 27.01.2011 tarihinde Kalkınma Bakanlığına (eski Devlet Planlama Teşkilatı Müsteşarlığına) iletilmiştir.

Daha sonra Ulusal Coğrafi Bilgi Sisteminin kurulması ve geliştirilmesi görevi Çevre ve Şehircilik Bakanlığı bünyesinde 644 sayılı Kanun Hükmünde Kararnameyle kurulan Coğrafi Bilgi Sistemleri Genel Müdürlüğü'ne verilmiştir. Günümüzde çalışmalar Coğrafi Bilgi Sistemleri Genel Müdürlüğü tarafından yürütülmektedir.

TC. Çevre ve Şehircilik Bakanlığı Haziran 2010 tarihinde itibarıyla (9.6.2010 tarih ve 4302 sayılı Müsteşarlık Olur'unu sonucunda) INSPIRE üyesi olmuştur.

Türkiye'de bu konuda yapılan çalışmalar Türkiye Ulusal Coğrafi Bilgi Sistemi, kısaca TUCBS olarak adlandırılmıştır.

TUCBS, Ulusal düzeyde teknolojik gelişmelere ve INSPIRE Direktifine uygun Coğrafi Bilgi Sistemi altyapısı kurulmasını (Türkiye Ulusal Coğrafi Bilgi Sistemi-TUCBS), kamu kurum ve kuruluşlarının sorumlusu oldukları coğrafi bilgileri ortak altyapı üzerinden kullanıcılara sunmaları amacıyla bir web portalı oluşturulmasını, coğrafi verilerin tüm kullanıcı kurumların ihtiyaçlarına cevap verecek şekilde içerik standartlarının oluşturulmasını ve coğrafi veri değişim standartlarının belirlenmesini amaçlayan bir e-devlet projedir.

Türkiye'de 2018 yılına kadar bu konuda birçok çalışmalar yapılmıştır. Bu çalışmaların bazıları yabancı uzmanlara, bazıları da yerli uzmanlar tarafından gerçekleşmiştir. Fakat bu çalışmalar belli bir hedefe ulaşmamıştır. 2018 yıl içinde Çevre ve Şehircilik Bakanlığı, Coğrafi Bilgi Sistemleri Genel Müdürlüğü tarafından yeni bir çalışma başlatılmıştır. Bu çalışmanın hedefi, daha önceden belirlenen temel politika ve stratejiler doğrultusunda; kamu kurumları, yerel yönetimler, üniversiteler, ilgili meslek dalları arasında Coğrafi verilerin paylaşımı ve kullanım standartlarını oluşturma olarak belirlenmiştir. 2018-2019 yıllarında bu çalışmalar devam etmektedir. Jeoloji Teması kısmen tamamlanmış olup, bazı eklemeler ve değişiklikler üzerinde çalışılmaktadır. Jeoloji Teması ilgili kamu kurumları (MTA, DSİ, İller Bankası, TPAO) ve Jeoloji Mühendisleri Odası temsilcilerinden oluşan bir Çalışma Grubu tarafından yürütülmektedir.

4. INSPIRE HAZIRLIK AŞAMASINDA KARŞILAŞILAN SORUNLAR

Verilerin belli bir standartta elde edilmesi ve kullanılmasının kolay olmadığı bilinmektedir. Bu durum birbirleri sınırlar ile bölünmüş farklı ülkelerde uygulanması düşünülüyorsa daha da zor olmaktadır. Avrupa ülkeleri arasında veri konusunda aşağıdaki sorunların olduğu gözlenmiştir. Bu hazırlık çalışmaları sonucunda bu sorunların azaltılması istenmiştir.

- Coğrafi veriler genellikle yok veya eksiktir.
- Genellikle bulunan coğrafi verilerin tanımı (dokümantasyonu) eksiktir.
- Genellikle coğrafi veri kümeleri diğer coğrafi veri kümeleriyle birleştirme olanağı yoktur.
- Coğrafi verileri bulmak, erişmek ve kullanmak için kullanılan sistemler genellikle yalnız olarak çalışırlar ve birbirleri ile uyumlu değildir.
- Kültürel, kurumsal, finansal ve yasal engeller mevcut coğrafi verilerin paylaşılmasını ve yeniden kullanılmasını önler veya geciktirir.

5. INSPIRE İLKELERİ

Farklı ülkelerde belli standartların uygulanması istendiğinde, yapılacak işlere belli koşullar ve ilkeler konulması gerekir. INSPIRE'da aşağıda belirtilen ana ilkelere uyması koşulları gündeme getirilmiştir.

1. Veriler sadece bir kez toplanmalı ve en etkin şekilde muhafaza edilebilecek yerde tutulmalıdır.
2. Avrupa'daki farklı kaynaklardan sorunsuz coğrafi bilgileri birleştirmek ve birçok kullanıcı ve uygulama ile paylaşmak mümkün olmalıdır.
3. Stratejik amaçlar için genel kapsamlı soruşturmalar için bir seviye/ölçekte toplanan bilgilerin tüm seviyeler/ölçekler ile paylaşılması mümkün olmalıdır;
4. Her düzeyde iyi yönetim için gerekli olan coğrafi bilgiler kolayca ve şeffaf bir şekilde elde edilmelidir.

5. Hangi coğrafi bilginin mevcut olduğunu, belirli bir ihtiyacı karşılamak için nasıl kullanılacağını ve hangi koşullar altında edinilip kullanılabileceğini bulmak kolay olmalıdır.

6. INSPIRE TEMALARI

INSPIRE 34 farklı veri teması içerir. Bu veri temaları aşağıda verilmiştir. Bu veriler 3 farklı EK içinde bulunur (INSPIRE, 2013).

Bu çalışma EK-2 içinde bulunan Jeoloji Veri Teması ile ilgilidir.

Çizelge 1. INSPIRE Coğrafi Veri Temaları

EK-1	**EK-3**
1. Referans Koordinat Sistemi 2. Coğrafi Grid Sistemleri 3. Coğrafi İsimler 4. İdari Birimler 5. Adres 6. Kadastro 7. Ulaşım Ağları 8. Hidroğrafi 9. Koruma Alanları	1. İstatistik Veriler 2. Binalar 3. Toprak 4. Arazi Kullanım 5. İnsan Sağlığı ve Güvenliği 6. Kamusal Hizmeti Tesisleri 7. Çevresel İzleme Tesisleri 8. Üretim ve Endüstri Tesisleri 9. Zirai ve Su Ürünleri Tesisleri 10. Nüfus Dağılımı ve Demografi 11. Alan Yönetimi 12. Doğal Afet Bölgeleri 13. Atmosferik Durumlar 14. Meteorolojik Detaylar 15. Oşinografik Detaylar 16. Deniz Bölgeleri 17. Biyocoğrafik Bölgeler 18. Habitatlar ve Biyotoplar 19. Flora ve Fauna Dağılımı 20. Enerji Kaynakları 21. Mineral Kaynakları
EK-2	
1. Sayısal Yükseklik Verileri 2. Arazi Örtüsü 3. Ortogörüntü 4. Jeoloji	

7. TUCBS'DE JEOLOJİ VERİ TEMASI

Jeoloji veri teması; Jeoloji, Hidrojeoloji ve Jeofizik olmak üzere üç ana uygulama şemasından meydana gelmektedir. Tüm bu detay tiplerinin tanımlamaları ve birbirleriyle olan ilişkileri bağlamında kamu kurumlarının ürettiği ve yönettiği coğrafi nesnelerin organizasyonu, erişebilirliği, paylaşabilirliği ve kalitesi hakkında görüşlerin paylaşılması adına çalışma grubu toplantıları düzenlenmiştir.

Jeoloji veri temasının ayrıntılarıyla görüşüldüğü çalışma grubu çeşitli kamu kurum ve kuruluşlarının bir araya gelmesiyle oluşmuştur. Başlıca katılım sağlayan kurum/kuruluşlar şöyledir: Çevre ve Şehircilik Bakanlığı (gözlemci statüsünde), Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü, Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü, Türkiye Petrolleri Anonim Ortaklığı, Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı Deprem Dairesi Başkanlığı, İller Bankası Anonim Şirketi Genel Müdürlüğü ve Harita Genel Müdürlüğü, TMMOB Jeoloji Mühendisleri Odasıdır.

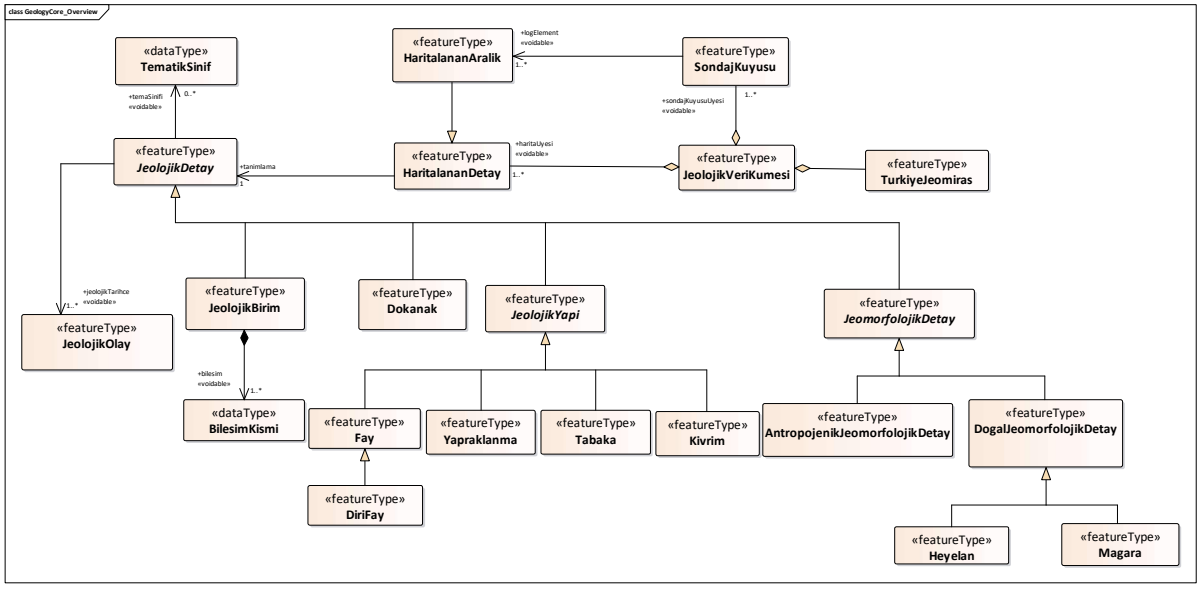
Jeoloji veri teması sadece kendi içindeki şemalardan oluşmuş değil aynı zamanda diğer veri temalarıyla da ilişki içerisindedir. Jeoloji veri temasının ilişkili olduğu diğer temalar ve ilişkileri de bu tanımlamalar kapsamında belirlenmiştir. Jeoloji veri teması temel olarak; Toprak, Arazi örtüsü,

Hidrografya, Koruma alanları, Alan yönetim birimleri, Doğal afet riski bölgeleri, Enerji kaynakları, Maden kaynakları ve Çevre izleme tesisleri veri temaları ile ilişkilidir.

Türkiye Ulusal Coğrafi Bilgi Sistemleri Projesi kapsamında ülkemizde yükseklik ile ilgili üretilen her türlü verinin ortak bir dil çatısı altında, ulusal ihtiyaçlar ve menfaatler gözetilerek en doğru şekilde üretilmesini sağlamak, kaliteli, güvenilir, ulusal ve uluslararası standartlara uygun veri üretilmesi ve çok amaçlı kullanıma uygun hale gelmesi hedeflenmiştir (TUCBS, 2018).

8. TUCBS'DE JEOLOJİ VERİ İÇERİĞİ VE YAPISI

TUCBS'de Jeoloji veri içeriği ve yapısı Uygulama Şemaları olarak tanımlanmıştır (Şekil 1). Burada temanın ana yapısı verilmiştir. Bu ana yapı altından bulunan birçok alt gruplar daha ayrıntılı olarak açıklanmıştır.

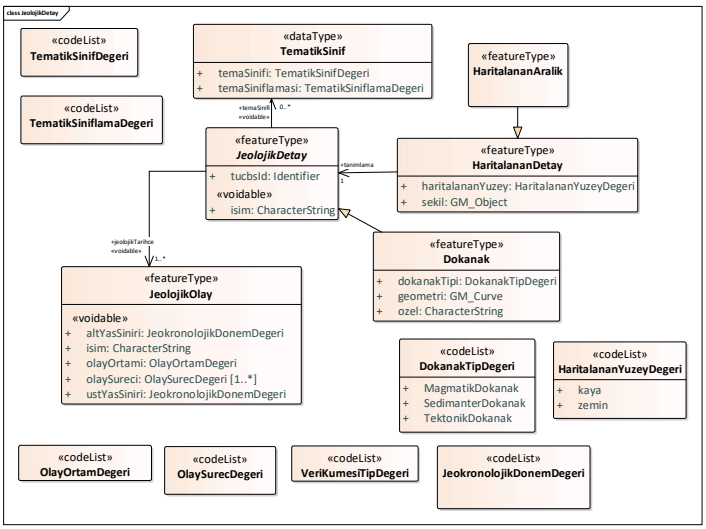


Şekil 1. Genel Jeoloji uygulama şeması.

Genel Jeoloji uygulama şeması içinde bulunan alt gruplar ise ayrıntılı olarak açıklanmıştır. Burada Jeolojik Detay, Haritalanan Detay, Jeolojik Olay ve Tematik Sınıf ayrıntılı olarak şema altında gösterilmiştir (Şekil 2). Burada sınıflara ait öznitelikler ve bu sınıfların öznitelikleri açıklayacak Veri Listeleri (dataList) ve Kod Listeleri (codeList) gösterilmiştir. Burada Tekil Modelleme Dili (Unified Modelling Language, UML) kullanılmıştır (INSPIRE, 2016).

Genel Jeoloji Şeması genel jeoloji ile ilgilidir. Fakat jeolojinin birçok farklı konularda uygulama olanağı olduğu bilinmektedir. Bunlardan biri de Mühendislik Jeolojisidir. Uygulamalı Jeoloji olarak da bilinen bu dalın TUCBS içinde de uygulama olanağı vardır. Genel Jeoloji Haritasının yanı sıra Mühendislik Jeolojisi haritasının oluşumuna imkan verir. Tematik Sınıf, Tematik Sınıf Değeri ve Tematik Sınıflama Değeri kullanılarak Sıvılaşma Haritası, Zeminin Oturmaya Duyarlılık Haritası gibi farklı konulu haritalar elde edilebilir. Bu haritalar Mühendislik Jeolojisi konusunda kullanılan haritalardır.

TUCBS'de Jeoloji Teması altında yukarıda belirtilen Genel Jeoloji şemasına ek, Hidrojeoloji Uygulama Şeması ve Jeofizik Uygulama Şemaları da bulunmaktadır. Bu şemaların da Mühendislik Jeolojisi ile doğrudan ilişkisi bulunmaktadır.



Şekil 2. Jeolojik Detay, Haritalanan Detay, Jeolojik Olay ve Tematik Sınıf şema gösterimi.

9. SONUÇ ve ÖNERİLER

Günümüzde coğrafi verinin önemi artmaktadır. Coğrafi veriler her alanda kullanılmaya başlanmıştır. Jeoloji gibi verilerin büyük çoğunluğunun konumsal olduğu bir alanda bu tür verilere diğer meslek dallarından daha fazla önem vermek gerekmektedir. Jeoloji alanındaki konumsal verilerin standart olması da bu verilerin paylaşımını kolay duruma getirecektir.

Sonuçta, şu anda sadece genel jeoloji kısmı tamamlanan Jeoloji Temasının en kısa süre içinde Jeoloji altındaki alt dalları içerecek şekilde (Mühendislik, Maden, Petrol, Çevre, Tıbbı, vb. Jeolojisi) tamamlanması gerekmektedir.

Bu çalışmaların Avrupa Birliği için değil, Türkiye'deki meslektaşlarımız için yarar sağlayacağını unutmamamız gerektir.

10. KAYNAKLAR

INSPIRE Infrastructure for Spatial Information in Europe, 2013. D2.8.II.4 Data Specification on Geology – Technical Guidelines, European Commission Joint Research Centre, 76 p.

INSPIRE, 2016. INSPIRE Direktifinin Uygulanmasına Yönelik Yatay Sektörde Kapasite Geliştirme İçin Teknik Destek Projesi, Eğitim Materyali, BPR Danışmanlık, 220 s.

TUCBS,_VTS_Jeo_v1.0,_ 2018. Jeoloji Teması Veri Tanımlama-Teknik Kılavuz, Coğrafi Bilgi Sistemleri Genel Müdürlüğü, 109 s.

Fiziksel Modele Dayalı Orta Ölçekli Toprak Akması Duyarlılık Modellemesi: Beşikdüzü (Trabzon, Kuzeydoğu Türkiye) Örneği

Physical model based medium scaled earthflow susceptibility modeling: Example from Beşikdüzü (Trabzon, Northeastern Turkey)

Kübra TEZEL*, Aykut AKGÜN

Karadeniz Teknik Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 61080 Trabzon
*(*tezelkubra@gmail.com)*

ÖZ: Ülkemizde doğa kaynaklı afetler arasında, ciddi can ve mal kayıplarından ötürü kütle hareketleri önemli bir yere sahiptir. Özellikle Karadeniz Bölgesi'nin Doğu Karadeniz Bölümü'nde kütle hareketleri çok sayıda yaşanmaktadır. Literatürde istatistiksel ve olasılık yöntemlerle çok sayıda heyelan duyarlılık değerlendirilmesi yapılmış ve halen yapılmaktadır. Kullanılan yöntemlerin metodolojisinden dolayı hareket eden kütlenin fiziksel ve mekanik özellikleri dikkate alınmamaktadır. Fiziksel veriye dayalı heyelan duyarlılık değerlendirmesi bu boşluğu önemli ölçüde doldurmaktadır. Bu yöntemlerde en kısıtlayıcı özellik sığ derinlikli (<5 m) kayma ve akmalar ile nispeten homojen bir litoloji içinde meydana gelen yenilmeler için etkin bir değerlendirme sunuyor olmasıdır. Bu kısıtlardan dolayı daha az tercih edilmektedir. Bu çalışmada, Trabzon'un Beşikdüzü ilçesine ait bir toprak akması duyarlılık modellemesi gerçekleştirilmiş, SINMAP modelinden yararlanılmıştır. Envanter verisi arazi ve uzaktan algılama çalışmalarıyla elde edilmiştir. Modelin temel altlığı olan sayısal yükseklik modeli (SYM) Harita Genel Müdürlüğü tarafından üretilen 1:25.000 ölçekli sayısal topoğrafik haritalardan yararlanarak Coğrafi Bilgi Sistemleri (CBS) ortamında 10 m mekânsal çözünürlükte üretilmiştir. Gerekli fiziksel ve jeomekanik malzeme özellikleri laboratuvar deneyleriyle belirlenmiştir. Yağış verisi Meteoroloji Genel Müdürlüğü'nden temin edilerek yüzey akış ve süzülme verilerinin hesaplanmasında dikkate alınmıştır. Duyarlılık haritasının doğrulanması, modelin üretmiş olduğu doğrulama yaklaşımı ile gerçekleştirilmiştir.

Anahtar Kelimeler: : Coğrafi Bilgi Sistemleri, Duyarlılık, Fiziksel Model, SINMAP, Trabzon

ABSTRACT: *In our country, mass movements have an important place among the natural disasters due to the loss of life and property in serious dimensions. Particularly in the Eastern Black Sea Region of the Black Sea Region, there are a large number of mass movements. Many landslide susceptibility assessments based on statistical and probability methods have been evaluated in the literature, and are still being carried out. Due to the methodology of the methods used, the physical and mechanical properties of the moving mass are not taken into account. The landslide susceptibility assessment based on physical data substantially fills this gap. The most restrictive feature in these methods is that it offers an effective evaluation for mass failures occurring in a relatively homogeneous lithology with shallow depth (<5 m) slides and eartflows. It is less preferred because of these limitations. In this study, an earthflow susceptibility modeling of Beşikdüzü district of Trabzon was performed and SINMAP model was utilized. The inventory data was obtained by field surveys and remote sensing studies. Digital elevation model (DEM), which is the base of the model, was produced by using 1: 25.000 scaled digital topographic maps produced by the General Directorate of Maps at a spatial resolution of 10 m in Geographical Information Systems (GIS) environment. The necessary physical and geomechanical material properties were determined by laboratory tests. Precipitation data was obtained from the General Directorate of Meteorology and taken into account in the calculation of surface flow and infiltration data. Verification of the susceptibility map was carried out with the validation approach produced by the model.*

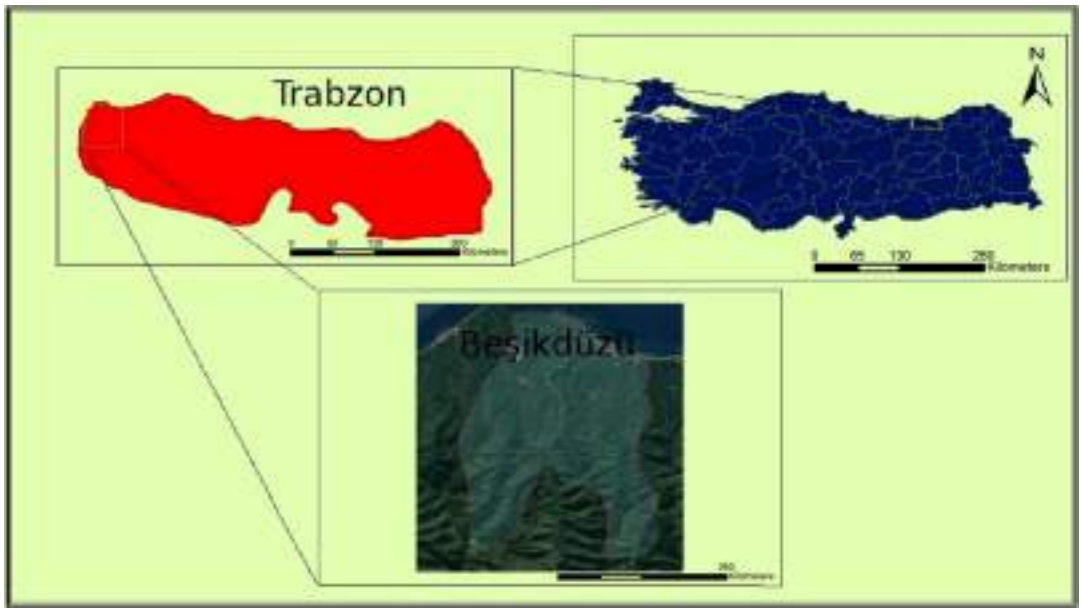
Keywords: *Geographical Information Systems, susceptibility, physical model, SINMAP, Trabzon*

1. GİRİŞ

22 Eylül 2016 tarihinde Trabzon ili, Beşikdüzü ilçesinde aşırı yağışlar sonucu çok sayıda sığ akma ve kayma türü kütlesel yenilme ve sel olayı meydana gelmiş, bunun sonucunda ciddi boyutlarda mal

kayıpları ortaya çıkmıştır. Bölge olarak benzer süreçlere oldukça duyarlı olan ve olay sayısı bakımından Türkiye'de ön sırada yer alan Karadeniz Bölgesinin Doğu Karadeniz Bölümü'nde bugüne kadar birçok araştırmacı tarafından sığ akma ve kayma türü hareketlere ilişkin duyarlılık, tehlike ve risk değerlendirmesi çalışmaları gerçekleştirilmiştir (Akgün ve Bulut, 2007; Akgün vd., 2008; Nefeslioğlu ve Gökçeoğlu, 2011; Dağ ve Bulut, 2012, Kavzoğlu vd., 2014). Yapılan bu çalışmaların tamamı olasılıksal yaklaşıma dayanan modellerle gerçekleştirilmiş olup fiziksel veriye dayalı bir yaklaşım kullanılmamıştır. Bu kapsamda bölgede yapılan ilk fiziksel veriye dayalı heyelan duyarlılık değerlendirmesi Akgün ve Erkan (2016) tarafından gerçekleştirilmiştir.

Bu noktadan hareketle, yukarıda sözü edilen tarihte meydana gelen olaylar sonrasında çalışma alanı olarak Beşikdüzü ilçesi (Şekil 1) seçilmiş ve alanda fiziksel modele dayalı bir toprak akması duyarlılık değerlendirmesi yapılması amaçlanmıştır. Bu kapsamda, literatürde sıklıkla kullanılan bir fiziksel veriye dayalı model olan SINMAP (Stability Index MAPping) (Pack vd., 1998) modeli kullanılmıştır.



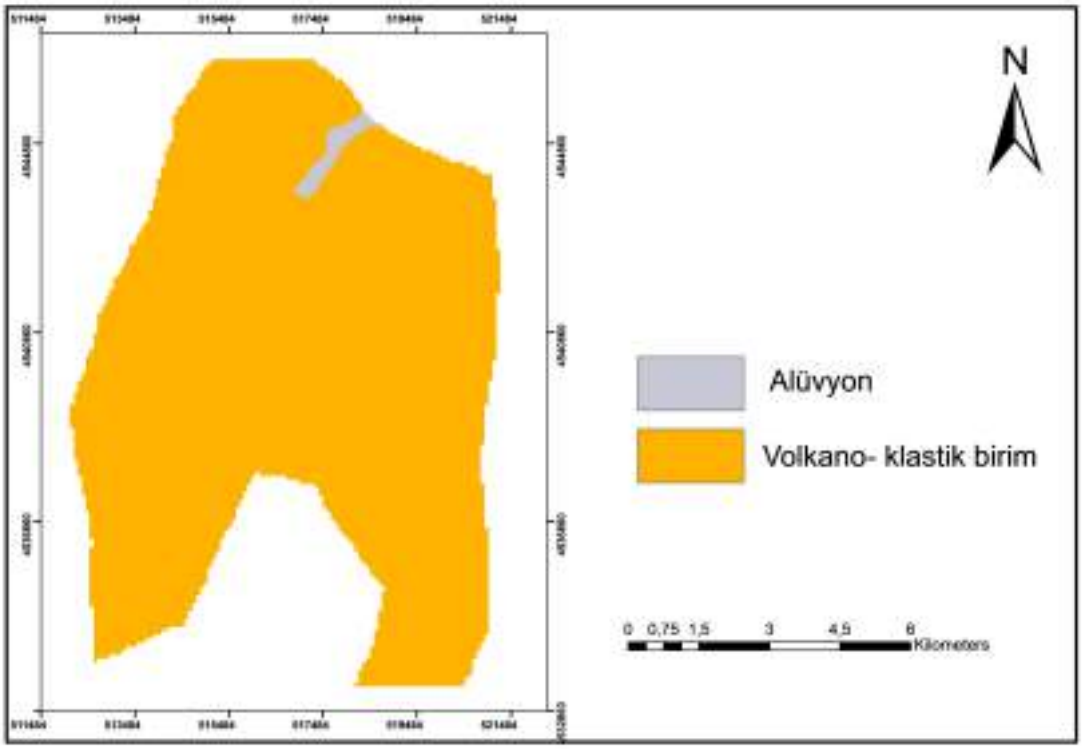
Şekil 1. Yer bulduru haritası.

1.1. Çalışma Alanının Jeolojisi

İnceleme alanı, Doğu Pontid tektonik birliğinin kuzey doğusunda yer almaktadır. Türkiye'nin tektonik ve jeolojik birliklerinden biri olan Doğu Pontidler, yapısal ve litolojik özellikler göz önünde bulundurularak Kuzey ve Güney Zon olarak tanımlanan iki ayrı bölgeye ayrılmaktadır (Güven, 1993). Kuzey Zon, Geç Kretase ve Orta Miyosen yaşlı volkanik ve piroklastik kayaçlarla karakteristik iken, Güney Zon ise Geç Kretase öncesi tortul birimler ile karakteristiktir. Çalışma alanı, Kuzey Zon olarak ayırtlanan bölümde yer almaktadır.

Doğu Karadeniz'de yer alan kayaçlar, özellikle volkanitler yüzeyden itibaren yer yer 30 m. derinliğe kadar değişik derecede ayrışmaya uğramış ve pek çok yerde tamamen ayrışma sonucu kil içeriği yüksek reziüdel zemine dönüşmüştür.

Bu bilgiler dikkate alındığında, Beşikdüzü ilçesi genel olarak volkano-klastik birimlerden oluşan litolojinin hakim olduğu bir alanı temsil etmektedir (Şekil 2). Güven (1993) tarafından yapılan tanımlamada birimlerin büyük çoğunluğu bazik volkano-klastiklerden oluşmakta olup alanda gözlenen heyelanlar söz konusu bu volkano-klastik birim içinde gelişmektedir.



Şekil 2. Çalışma alanına ait litoloji haritası.

2. DUYARLILIK MODELLEMESİ

2.1. SINMAP Modeli

Fiziksel veriye dayalı bir model olan SINMAP modeli Pack vd. (1998) tarafından geliştirilmiş ve hem ArcView 3.x hem de ArcGIS 9.3 coğrafi bilgi sistemleri yazılımlarına bir eklenti yazılım uygulaması olarak entegre edilmiştir. SINMAP duraylılık indeksi değerlerini üretmek için bir hidrolojik model teorisi (O'Loughlin, 1986; Beven ve Kirkby, 1979) ve sonsuz şev duraylılık güvenlik faktörü (Hammond vd., 1992) kavramları birleştirilmektedir. Hidrolojik model, zemin doygunluğunun konumsal dağılımını haritalamak için nemlilik (W) değerini kullanmaktadır (Pack vd., 1998).

$$W = RA/bT\sin\theta = Ra/T \sin\theta = \text{Yağış durumunda güncel yüzeysel akış /Zemin profil doygunluğu} \quad (1)$$

Burada R net yağış miktarı (mm/gün), A etki edilen alan (m^2), b A'nın alt sınır uzunluğu, a spesifik havza alanı (A/b, m), T zemine ait Transmisibilite değeri (m^2/gün) ve θ yamaç eğimi (derece) değeridir. Nemlilik SINMAP modelinde doygun yüzey akışından sakınmak için sabit olarak tutulmaktadır (Paulin ve Bursik, 2009).

$$FOS = [Cr+Cs+\cos^2\theta[\gamma_s g(Z-z_w)+(\gamma_s g-\gamma_w g)z_w] \tan\phi / \gamma_s g Z \sin\theta \cos\theta \quad (2)$$

Burada Cr (N/m2) ve Cs (N/m2) sırasıyla kök direnci ve zemin kohezyonudur. Z (m) düşey zemin kalınlığı, zw (m) geçirimli zemin kalınlığı, γs (kg/m3) dane birim yoğunluğu, g (9,81 m/sn2) yerçekimi ivmesi, γw (kg/m3) suyun birim yoğunluğu, θ (o) yamaç eğimi ve ϕ (o) içsel sürtünme açısını göstermektedir. SINMAP modeli, bu ifadeyi boyutsuz bir güvenlik faktörü değerine indirgemektedir:

$$FOS = [C + \cos\theta\,[1-wr]\tan\phi]/\sin\phi \quad (3)$$

Burada w görece nemlilik, r yoğunluk oranı (γ_w/γ_s) değerini ifade etmektedir.

$$SI = [C + \cos\theta\,[1-(Ra/T\sin\theta)r]\,\tan\theta] / \sin\theta \quad (4)$$

SINMAP modeli genel anlamda zemin yoğunluk oranını sabit alıp spesifik olarak tanımlanan bir alt ve üst limit uyarınca uniform bir olasılık dağılımı kullanarak kohezyon, içsel sürtünme açısı ve T/R (zemine ait transmisibilite değeri/net yağış miktarı) oranı değerlerindeki değişimlere izin vermektedir (Paulin ve Bursik, 2009). Bu çerçevede yamaç duraylılığı, subjektif kırılma noktaları ile altı geniş sınıf kullanarak ifade edilmektedir (Çizelge 1).

Çizelge 1. Duraylılık indeksi (SI) anlamında duraylılık sınıfları (Pack vd. 1998).

Duraylılık İndeksi	Sınıf	Duraylılık İfadesi
SI>1.5	1	Duraylı
1.5>SI>1.25	2	Orta duraylı
1.25>SI>1.0	3	Kısmen duraysız
1.0>SI>0.5	4	Alt eşik değer
0.5>SI>0.0	5	Üst eşik değer
0.0>SI	6	Tamamen duraysız (Desteklenmiş)

3. BULGULAR

Yerinde gözlenen sığ akma alanlarından yapılan malzeme örneklemesi ve bu malzemeler üzerinde yapılan laboratuvar deneyleri yardımıyla yamaç malzemesine ait fiziksel ve jeomekanik parametreler belirlenmiştir (Çizelge 2).

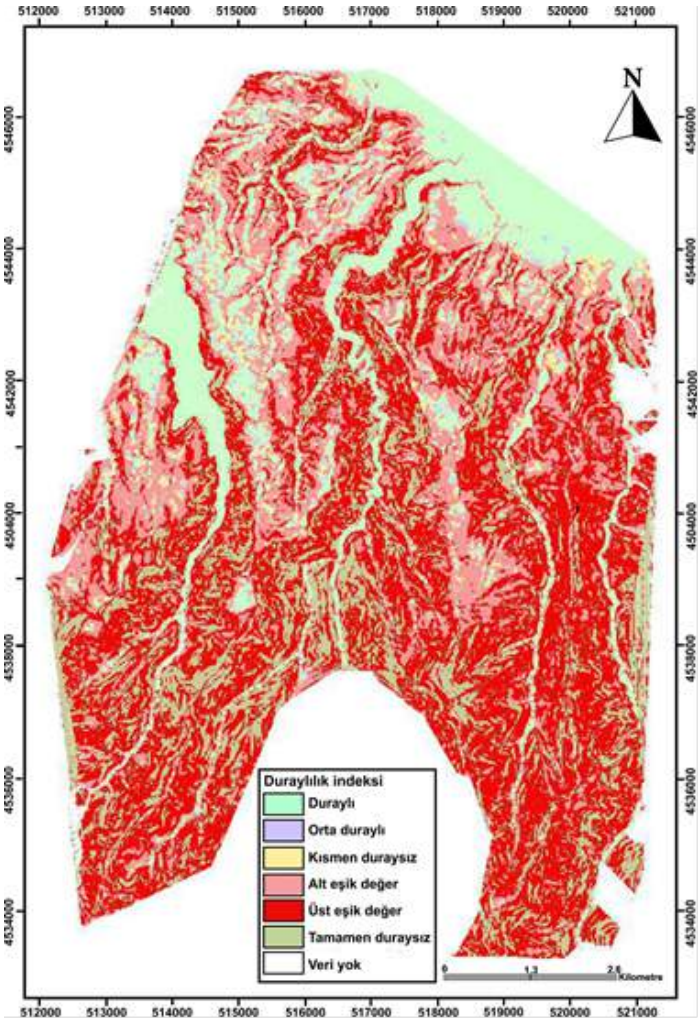
Çizelge 2. SINMAP modeli için yazılımda girilen ve üretilen parametreler.

Parametreler	Alt limit	Üst limit
Kohezyon (kPa)	0,08	0,39
İçsel sürtünme açısı (Derece)	16	33
T/R	0,0003	159
Islak zemin yoğunluğu (kg/m^3)	1800	2300

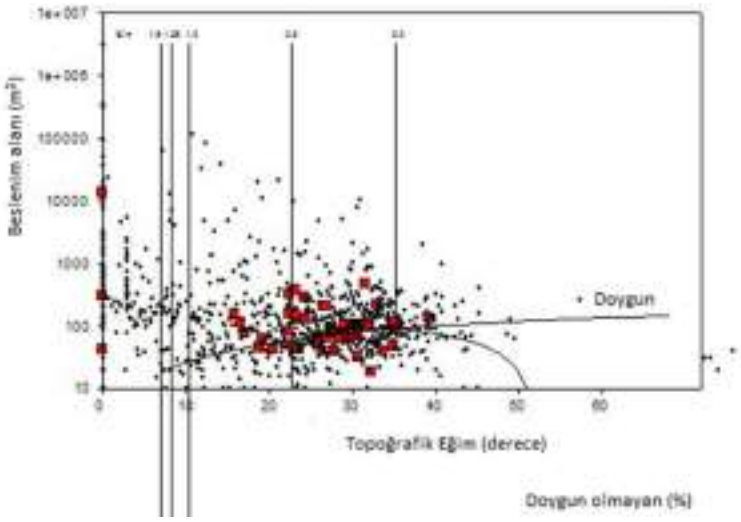
Temel yaklaşımı yukarıda bahsedilen SINMAP yönteminde girdi veri olarak kullanılan ve çizelge 2'de sunulan verilerin girilmesiyle birlikte alana ait duyarlılık (dolayısıyla duyarlılık) haritası elde edilmiştir (Şekil 3). SINMAP modeli çıktısından elde edilen sonuçlar çizelge 3'te verilmiştir. Analiz sonucu elde edilen grafik Şekil 4'te verilmiştir.

Çizelge 3. SINMAP modeli çıktısından elde edilen SI (Stabilite İndeksi) değerlerinin dağılımı

Stabilite indeksi (SI)	Duraylı	Orta duraylı	Kısmen duraylı	Alt eşik değer	Üst eşik değer	Tamamen duraysız (Desteklenmiş)	Toplam
Alan (km^2)	18,1	2,1	4,2	24,2	38	6,4	93
% Stabilite Sınıfı	19,5	2,2	4,5	26	40,9	6,9	100
Olay Sayısı (Toprak akması)	3	0	0	9	30	1	43
% Olay Sayısı	7	0	0	20,9	69,8	2,3	100
OlayYoğunluğu (sayı/km^2)	0,2	0	0	0,4	0,8	0,2	0,5



Şekil 3. SINMAP matematiksel modeli ile oluşturulmuş toprak akması duyarlılık haritası.



Şekil 4. Analizde elde edilen topoğrafik eğim-beslenim alanı (SA) grafiği.

4. SONUÇLAR

Çalışma alanında, söz konusu SINMAP modelinin uygulanmasında temel veri olarak kabul edilen heyelan lokasyonları Google Earth uygulaması kullanılarak haritalanmış ve haritalanan sığ akma türü

heyelanların konumları arazi çalışmaları yardımıyla yerinde de gözlenmiştir. Bu kapsamda esas olarak 2016 yılında meydana gelenler başta olmak üzere toplam 43 adet sığ akma türü yenilme alanı haritalanmıştır. Haritalanan sığ akmalar CBS ortamında nokta veri olarak sayısallaştırılmıştır.

Çizelge 3'de sunulan veriler dikkate alındığında ve üretilen duraylılık haritasına ait model çıktılarına (Şekil 4) bakıldığında alanın yaklaşık %20'lik kısmının tamamen duraylı olduğu belirlenmiştir. Tamamen duraylı olarak belirlenen alanların büyük bir kısmını alüvyon çökellerin bulunduğu vadi tabanları ve denizel seki alanları oluşturmaktadır. Alanın yaklaşık %67'lik kısmı ise yüksek ve çok yüksek duraylı sınıflarına karşılık gelen Alt ve Üst Eşik Değer sınıfında yer almaktadır.

SINMAP modelinin üretmiş olduğu model performans değerlendirmesine bakıldığında, sahada haritalanan toprak akması türü heyelanların yaklaşık %70'nin model tarafından üst eşik değer (çok yüksek duyarlı) olarak belirlenen alanlara düşmüş olduğu görülmektedir. Bu sonuç, üretilen model performasının dikkate değer nitelikte yüksek olduğunu göstermektedir.

5. KATKI BELİRTME

Bu çalışma, Karadeniz Teknik Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Koordinasyon Birimi (BAP) tarafından "FDK-2018-7368" no'lu proje ile desteklenmektedir.

6. KAYNAKLAR

Akgün, A., Bulut, F., 2007. GIS-based landslide susceptibility for Arsin-Yomra (Trabzon, North Turkey) region. Environmental Geology, 51: 1377-1387.

Akgün, A., Dag, S., Bulut F., 2008. Landslide suceptibility mapping for a landslide-prone area (Findikli, NE of Turkey) by likelihood-frequency ratio and weighted linear combination models, Environmental Geology, 54: 1127- 1143.

Akgün, A., Erkan, O., 2016. Landslide susceptibility mapping by geographical information system-based multivariate statistical and deterministic models: in an artificial reservoir area at Northern Turkey. Arabian Journal of Geosciences, 9: 165, Turkey.

Beven, K.J., Kırkby, M.J., 1979. A physically based, variable contributing area model of basin hydrology/ Un modele a base physique de zone d'appel variable de l'hydrology du bassin versant. Hydrological Sciences Bulletin Journal, 24: 43-69.

Dağ, S., Bulut F., 2012. Coğrafi bilgi sistemleri tabanlı heyelan duyarlılık haritalarının hazırlanmasına bir örnek: Çayeli (Rize, KD Türkiye). Jeoloji Mühendisliği Dergisi, 36: 35-62.

Güven, İ.H., 1993. Doğu Pontidlerin Jeolojisi ve 1/250.000 ölçekli kompilasyonu. MTA, S 65 (yayımlanmamış), Ankara.

Hammond, C., Hall, D.E., Miller, S., Swetik, P., 1992. "Level I stability analysis (LISA) documentation for version 2.0", U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Intermountain Research Station; General Technical Report INT-285, Ogden, UT.

Kavzoglu, T., Sahin, E. K., Colkesen, I., 2014. Landslide susceptibility mapping using GIS-based multi-criteria decision analysis, support vector machines and logistic regression, Landslides, 11: 425-439.

Nefeslioglu, H.A., Gokceoglu, C., Sonmez, H. And Gorum, T., 2011. Medium-scale hazaerd mapping for shallow landslide initiation: the Buyukkoy catchment area (Cayeli, Rize, Turkey). Landslides, 8 (4): 459-483.

O'Loughlin, E.M., 1986. Prediction of surface saturation zones in natural catchments by topographic analysis. Water Resources Research, 30(4),1153–1171.

Paulin, L.G., Bursik, M., 2009. Logisnet: a tool for multimethod, multiple soil layers slope stability analysis. Computures & Geosciences, 35(5),1007–1016.

Pack, R.T., Tarboton, D.G., Goodwin, C.N. 1998a. The SINMAP approach to terrain stability mapping. Proceeding of the 8th Congress of InternationalAssociation of Engineering Geology and the Enviroment, 2: 1157-1165, Balkema, Rotterdam.

Pack, R.T., Tarboton, D.G., Goodwin, C.N., 1998b. Terrain stability mapping with SINMAP. Technical description and user's guide for version 1.00. Report No. 4114-0. Terratech Colsulting Ltd., Salmon Arm, B.C., Canada.

Yer Seçiminde Jeolojik - Jeoteknik Çalışmaların Önemi: Ankara Örneği

The Importance of Geological - Geotechnical Investigations for Site Selection: Ankara Example

Recep KILIÇ[1,*], Sami Oğuzhan AKBAŞ[2]

[1]*Ankara Üniversitesi, Jeoteknik Araştırma Grubu (JETAG), Gölbaşı, Ankara*
[2]*Gazi Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Maltepe, Ankara*
*(*recepkilic06@gmail.com)*

ÖZ: Ülkemizde yürürlükte olan yasal düzenlemeler göre mekansal planlara baz teşkil edecek farklı formatlarda jeolojik-jeoteknik raporların hazırlanması zorunludur. Hazırlanan raporlar ile, doğal olaylarından (deprem, heyelan, kaya düşmesi, çığ, taşkın vb.) korunan yer seçimi ve afet zararlarının azaltılması hedeflenmektedir. Ayrıca, stabilite, taşıma gücü, oturma, sıvılaşma, çökme vb. mühendislik sorunlarının yaşanmadığı dirençli kentler ve gelişme alanlarında mühendislik yapılarının tasarımının yönlendirilmesine yönelik verilerin sunulması beklenmektedir. Bu çalışmada, Ankara İlinin yeni gelişim alanlarından Yaşamkent bölgesinde jeolojik-jeoteknik incelemeler yapılmadan imar planı çalışmaları ve arsa tahsisi yapılmış bir kooperatif inşaat alanında oluşan bir heyelanın gelişim süreci incelenmiştir. Yapılan incelemede, bir paleoheyelanın (fosil heyelan) topuk bölgesinde yapılan yol kazısının hareketi tetiklediği anlaşılmıştır. Ayrıca, heyelanın oluşum süreci ve geometrisi ortaya çıkarılmış, önlenmesine yönelik öneriler getirilmiş ve neden olduğu ekonomik kayıp belirlenmeye çalışılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Paleoheyelan, yerleşim alanı, jeoteknik araştırma, stabilite, iyileştirme

***ABSTRACT**: In Turkey, it is required by law to prepare geological-geotechnical reports in various formats to form a basis for spatial zoning and land allocation purposes. The main purpose of these reports is to facilitate the selection of sites that are not prone to natural hazards (earthquakes, landslides, rock falls, avalanches, flooding etc.) so that losses are minimized. In addition, it is targeted to create resilient and sustainable cities in which engineering problems related to groundwater, bearing capacity, deformations, liquefaction, collapsing soils etc. are non-existent and to present data that guides the design of engineering structures. In this study, the progression of a landslide at a residential housing development site allocated without necessary zoning studies in Yaşamkent, one of the new settlement areas in Ankara, is presented. The investigations indicate that a paleolandslide was triggered after excavations were made for road construction at its toe. The progression and geometry of the landslide are identified along with the recommended prevention and mitigation measures.*

***Keywords**: Paleolandslide, settlement area, geotechnical investigations, stability, soil improvement*

1. GİRİŞ

Ülkemizde nüfus artışına bağlı olarak yeni yerleşim ve kentsel gelişim alanlarına ihtiyaç duyulmaktadır. Hızla gelişmekte olan Ankara'nın batısında yeni yerleşim alanında, Batı Birlik Konut Yapı Kooperatifleri Birliğin tarafından bir konut yapı kooperatifine 34 000 m^2 büyüklüğünde bir arsa üzerine 24 adet villa ve 3 adet çok katlı yapıda 18 adet konut yapılması amacı ile tahsis edilmiştir. Söz konusu arsada yapı kooperatifi tarafından sondajlı jeoteknik rapor hazırlanmış, rapor yapı denetim firması ve ilgili belediye tarafından Mayıs 2009 ayında onaylanmıştır. Yüklenici 20.05.2010 tarihinde inşaatın yapımına başlamış ve 2012 yılı Ekim ayında inşaatı tamamlamış ve belediye tarafından yapı kullanım izin belgesi verilmiştir.

İller Bankası Genel Müdürlüğü'nce 1996 yılında bu bölgede imar planına esas gözlemsel bir jeolojik etüt rapor hazırlanmıştır. Bu raporda topografik eğiminin çok yüksek olduğu yerlerin birinci derecede sorunlu olduğu ve yapılaşma durumunda zaman içerisinde büyük sorun çıkabileceği ifade edilmiştir.

Bazı kesimlerinde de detaylı zemin araştırmalarından sonra gerekli tedbirler alındığı takdirde yapılaşmaya gidilebileceği belirtilmiştir.

Ancak, araştırma konusu alanda, 4343 nolu Genelge çerçevesinde zorunlu olmasına karşın Büyükşehir Belediyesi tarafından 2007 yılında hazırlanan 1/5000 ölçekli plan ve ilgili ilçe belediyesi tarafından 2009 yılında hazırlanan 1/1000 ölçekli plan çalışmalarından önce, bu alanlarda imar planına esas jeolojik-jeoteknik çalışmalar yapılmamış ve/veya yaptırılmamıştır.

Kooperatif arazisinin; güneybatı yamacı topuğundaki mevcut yolun yetkili belediye tarafından genişletilmesi ve Birlik tarafından yeni yolların açılması, altyapı, ağaçlandırma vb. amaçlara yönelik olarak; inşaat öncesinde ve sırasında olmak üzere farklı tarihlerde yamaçlarda kazı çalışmaları yapılmıştır. Kazı sonrasında 2013 yılı Ağustos ayından itibaren; site içindeki yollarda çökmeler, çok katlı bir blok ile 10 adet villanın zemininde ve bahçe duvarlarında çatlamalar olmuş, çizgisellikten sapmalar, oturmalar vb. hasarlar meydana gelmiştir. AFAD tarafından hasara ilişkin rapor hazırlanmış ve sonuçlarına göre yetkili belediye başkanlığı tarafından taşınmazların boşaltılması sağlanmıştır.

Bu çalışmada, incelenen alanda meydana gelen kütle hareketinin nedeninin ve oluşan hasara ve iyileştirme çalışmalarına ilişkin, yazışmalar, raporlar, hava fotoğrafları, topoğrafik harita, Google Earth görüntüleri, inklinometre ölçümleri ve yerinde yapılan incelemeler dikkate alınarak bir değerlendirme yapılmıştır. Ayrıca, eski bir heyelan morfolojisi olduğu ilk açık olarak görülen inceleme alanı örneğinde, ihtiyaca binaen, mekansal planlamada, özellikle yer seçiminde karar vericiler, uygulayıcılar ve ilgililer için, sahaya özgü detayına girilmeksizin, jeolojik-jeoteknik çalışmaların önemi bir kez daha vurgulanmıştır.

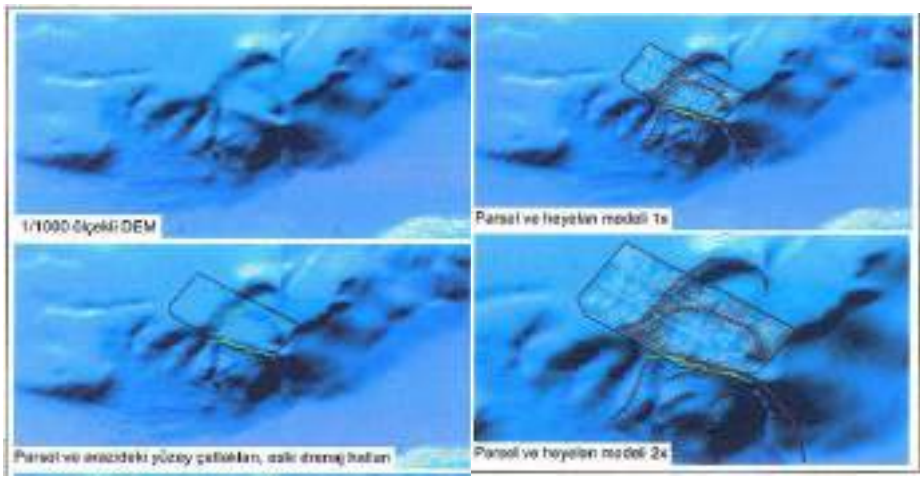
2. HEYELANIN MORFOLOJİSİ, BELİRTİLERİ VE TETİKLEYEN ETKENLER

İmara açılan sahada paleo-heyelanın varlığı, Harita Genel Komutanlığı'nın kayıtlarındaki 1/35.000 ölçekli hava fotoğrafları, Yenimahalle Belediye Başkanlığı tarafından 2001 yılında yapılmış olan 1/1000 ölçekli hali hazır harita (Şekil 2) ve 2003 yılından beri alınan Google Earth görüntülerindeki jeomorfolojik durum incelenerek ortaya konulmuştur (Kılıç vd., 2014).

Kooperatif ve çevresinin içinde bulunduğu alanın engebeli arazisi ve alandaki eski heyelan topoğrafyası varlığı Harita Genel Komutanlığı'ndan temin edilen 1991 yılına ait hava fotoğrafında tespit edilmiştir. İnceleme alanında KKD dan GGB doğrultulu bir paleoheyelan morfolojisi izlenmektedir (Şekil 1).

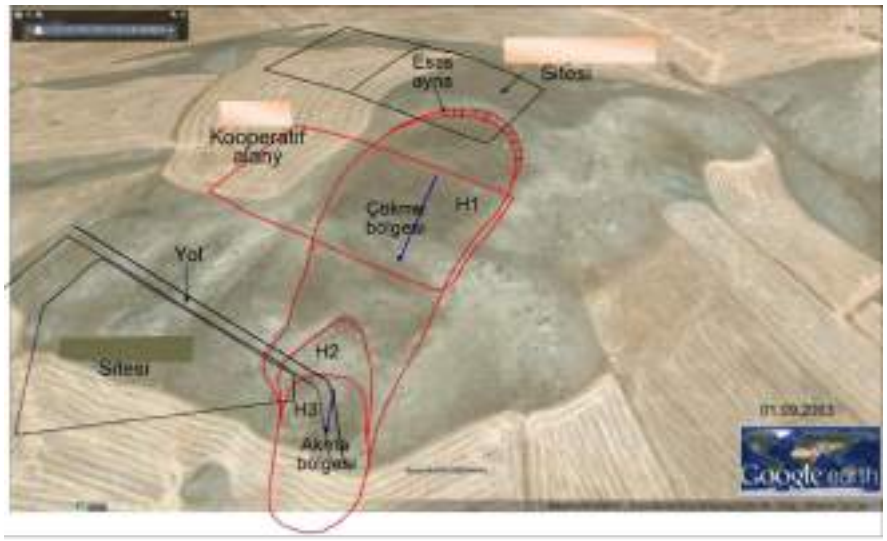
Şekil 1. Kooperatif yerleşim alanı ve çevresindeki eski heyelanın hava fotoğrafındaki (Foto no. 4259_1114-1991) görüntüsü. Ok işareti kayma yönünü göstermektedir.

2001 yılında Yenimahalle Belediye Başkanlığı tarafından yapılmış olan 1/1000 ölçekli hali hazır haritadan elde edilmiş olan eski heyelanın jeomorfolojik modeli Şekil 2'de gösterilmiştir.



Şekil 2. 2001 yılında Yenimahalle Belediye Başkanlığı tarafından yapılmış olan 1/1000 ölçekli halihazır haritadan elde edilen paleoheyelanın jeomorfolojik modeli.

01.09.2003 tarihli Google Earth görüntüsü Şekil 3'de gösterilmiştir. Paleoheyelanın tepe noktası kuzeydoğudaki site arsasının ortalarına kadar uzanmaktadır. Heyelanın çökme bölgesi, hasar gören sitenin içinde, topuğu ise kooperatifinin güneyindeki %40'dan fazla eğime sahip yamaçta ve akma bölgesi ise eğimli yamacın topuğuna yakın yol ile güneybatıdaki yerleşim alanında bulunmaktadır.



Şekil 3. 01.09.2003 tarihli Google Earth görüntüsünde paleoheyelanın görünüşü (Kuzeye bakış).

Paleoheyelanın uzunluğu hava fotoğrafı ve Google Earth görüntülerine göre yaklaşık 350 m ve genişliği ise 120 m'dir. Heyelanın hareket hızının çok yavaş olduğu tahmin edilmektedir.

02.07.2009 tarihli Google Earth görüntüsünde sahada halen bir yapılaşma bulunmadığı, kooperatifin güneybatı, güney ve güneydoğu sınırındaki eğimli yamaçlarda teraslama ve planlı yol kazısının yapıldığı gözlenmektedir (Şekil 4). Topuktan yük alınması kritik denge durumundaki paleoheyelanın harekete geçmesini sağlamıştır.

30.10.2010 tarihindeki görüntüden site inşaatlarının devam ettiği anlaşılmaktadır (Şekil 5). Şekil 4'deki 02.07.2009 Google Earth görüntüsünde topuktan alınan yükün etkisi ile bozulan yamaç/şev stabilitesi ve güneyde açılan yolun tekrar kapandığı kesimler görülmektedir.

Şekil 4. Paleoheyelanın 02.07.2009 tarihindeki Google Earth görüntüsü.

Şekil 5. 30.10.2010 tarihindeki Google Earth görüntüsü.

05.09.2012 tarihli Google Earth görüntüsünde, kooperatife ait binaların inşaatının tamamlanmak üzere olduğu, güney yamaçta teraslama ve sıyırma kazılarının genişletilmiş ve güneydeki yola yakın topuktan daha fazla yük alınmış olduğu görülmektedir (Şekil 6).

Şekil 6. Kooperatif inşaatlarının ve güneyindeki yamaçta yapılan kazı ve teraslama çalışmalarının 05.09.2012 tarihindeki Google Earth görüntüsü.

İnceleme alanının 03.07.2013 tarihli Google Earth görüntüsü Şekil 7'de sunulmuştur. Heyelan malzemesinin güney yönünde akmaya devam ettiği ve yolu önemli ölçüde daraltmış olduğu görülmektedir. 19.07.2015 tarihli Google Earth görüntüsünde sitenin güneybatı yamacında üç sıra kazıkla heyelan önleme çalışmalarının yapılmış olduğu görülmektedir (Şekil 8).

02.08.2016 tarihli Google Earth görüntüsünde kazık çalışmaları tamamlanmış, inklinometreler yerleştirilmiş, sitenin güneyindeki yamaçta ASKİ atık su borusunun açıkta boşaldığı tarafımızca inceleme sırasında tespit edilmiştir (Şekil 9).

Şekil 7. Kooperatif alanı ve güneyinin 03.07.2013 tarihindeki Google Earth görüntüsü.

Şekil 8. 19.07.2015 tarihli görüntüde kazıklar yapılmış başlık kirişleri görülmektedir.

Şekil 9. Almila Yapı Kooperatifi ve güneyinin 02.08.2016 tarihindeki Google Earth görüntüsü.

Kazıklar yapılmış, kayma ile yol tekrar kapanmış ve atık sular açıktan şev topuğuna akıtılmaktadır.

3. HEYELAN BÖLGESİNİN JEOLOJİSİ ve JEOTEKNİK ÖZELLİKLERİ

İncelenen heyelan bölgesinde, temeli Üst Jura-Alt Kretase yaşlı krem-bej renkli, ince orta tabakalanmalı, ayrışmış killi kireçtaşı ve çamurtaşları bulunmaktadır. Bölgede temel kayalar üzerinde ayrışma ürünü zemin ve kalınlığı 1.0 m yi geçmeyen yapay dolgular bulunmaktadır.

Killi kireçtaşlarının düşük dayanımlı ve düşük modüllü, RQD değerlerinin %8 ile %22 arasında, çok zayıf dayanımlı kaya grubundadır. Killi kireçtaşının nokta yük dayanımı indeksi 10.314 kg/cm^2 ile 15.352 kg/cm^2 arasında, kaya kütlesinin Bieniawski (2002) sınıflamasına göre "zayıf kaya", Jeolojik Dayanım İndeksi'ne göre GSI:38 "çok bloklu sistem" olduğu, nokta yük dayanımı indeksine dayanarak zemin emniyet gerilmesinin 2.06 kg/cm^2 alınabileceği ifade edilmiştir (MERKO, 2009 ve Topal ve Saruhan, 2014). Heyelan bölgesinde yeraltı suyunun varlığına ilişkin kayıtlara rastlanmamıştır. Yapı temellerinde taşıma gücü ve oturma problemi gözlenmemiştir.

4. HEYELANIN HASAR BOYUTU VE GEOMETRİSİ

İlki 2013 yılında yol genişletme çalışmasına bağlı olarak başlayan heyelanın, 20.5.2014 tarihinde yol genişliğinin 25 m'ye çıkartılması için topuktan daha fazla yük alınması ile tekrar hareketlendiği anlaşılmıştır.

ANKARA Valiliği, İl Afet ve Acil Durum Müdürlüğü 09.07.2014 tarihinde yerinde yapılan incelemede; Kooperatifin %5-15 arasında değişen eğimli bir tepe üzerinde kurulduğu ve Site dışında ise güney ve güneybatıda yamacın eğiminin %30-40 arasında değiştiği, inceleme alanı ve yakın çevresinde zemini temelde Jura yaşlı Akbayır Formasyonuna ait kireçtaşı, killi kireçtaşı, marn ve çamurtaşlarının oluşturduğu, üst yapılarda gelişen çatlakların konutların tamamlanmasının ardından bahçe sulaması yapılmasına bağlı olarak geliştiği ve kanalizasyon kazısı ve boşalımının da etkilediği anlaşılmıştır (AFAD, 2014). Ayrıca, konutların dış beton döşemelerinde ayrılmaların, istinat görevi yapan taş duvarlarda çatlakların ve ayrılmaların görüldüğü belirtilmiştir. AFAD tarafından hasar gören 11 konutun acilen boşaltılmasına karar verilmiştir. İvedilikle jeoteknik çalışmaların yapılarak, yamacın tamamını kapsayan, şev stabilite analizleri içeren, heyelan geometrisinin net olarak ortaya konulduğu belirtilmiştir. Heyelanın muhtemel etki alanının belirlendiği, önlem alınıp alınamayacağının değerlendirilmesi ve alınması halinde uygulanacak detaylı önlem projesini içeren jeolojik-jeoteknik etüt raporunun hazırlanmasının ardından 7269 sayılı yasa çerçevesinde gerekli işlemlerin yapılmasının uygun olacağı belirtilmiştir (AFAD, 2014).

2014 yılı Ağustos ayında heyelan önleme projesine esas teşkil edecek sondajlar yapılmış ve jeoteknik rapor hazırlanmıştır (Toker, 2014). Bu kapsamda 5 adet toplam 167.00 m temel araştırma sondaj kuyusu açılmıştır. Bu kuyuların üçünde her biri 40.00 m ve ikisinde de her biri 23.50 m derinlikte inklinometre tesis edilmiştir. Periyodik inklinometre ölçümleri heyelanın kayma yüzeyi derinliğinin 22 m ile 25 m arasında_değiştiği ifade edilmiştir.

Topal ve Saruhan (2014) tarafından "Heyelanın nedeninin tespiti ve mevcut durumu, sınırları ve yapılara etkileri ile durdurulması" konusunda bir rapor hazırlanmıştır. Raporda özetle, ana heyelanın dolgu ve killi kireçtaşı birimi içerisinde meydana gelmiş olduğu, dairesel olmayan kayma özelliği taşıdığı, bununla beraber, heyelanın topuk kısmında çamurtaşı-kiltaşı birimini de etkileyen ana heyelan içinde ikincil bir heyelanın da mevcut bulunduğu belirtilmiştir. Ayrıca, heyelanın aktif halde olduğu ve zaman içinde heyelan boyutunun geriye ve yana doğru büyümesinin beklendiği, raporun hazırlandığı tarih itibariyle, iki adet çok katlı blok ile 11 adet villanın heyelan kütlesi içerisinde yer aldığı belirtilmiştir. Ana aktif heyelanın uzunluğunun yaklaşık 220 m, genişliğinin ise yaklaşık 150 m olarak verilmiştir. Önlem alınmadığı takdirde heyelanın zaman içinde büyüyerek site içerisinde ve çevredeki, öncelikle üst parselde bulunan yapıları olumsuz etkilemesinin beklendiği vurgulanmıştır. Yapılan stabilite analizleri heyelanın kazıklı sistem ile durdurulabileceğini göstermiştir (ZMG, 2014). Projesine uygun kazıklı sistemin imalatı ile kaymanın durdurularak hasar gören yapılarda güçlendirme

çalışmalarının yapılması, yüzey ve alt yapıdan gelen suyun girişinin engellenmesi ve inklinometre ile hareket ölçümlerinin en az 6 ay devam etmesinin gerektiği belirtilmiştir. 2015 yılında da heyelanı durdurmak amacıyla önerilen dört sıra fore kazık uygulaması tamamlanmış ve kontrol amaçlı inklinometre okumaları devam etmektedir (Şekil 8).

5. SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRMELER

Kooperatif alanı ve çevresinde yapılan incelemelerden elde edilen sonuçlar ve değerlendirmeler aşağıda sunulmuştur. İnceleme alanı ve çevresinde Kuzeydoğudan Güneybatıya doğru hareket etmiş ve duraklamış, heyelan morfolojisini kısmen kaybetmiş bir Paleoheyelan tespit edilmiştir.

İller Bankası Genel Müdürlüğü (1996) imar planına esas gözlemsel jeolojik etüt raporunda Akbayır formasyonunun eğiminin çok yüksek olduğu yerlerin birinci derecede sorunlu alanlar olarak belirtilmiş olduğu ve yapılaşmadan önce detaylı zemin araştırmaların yapılarak gerekli tedbirler alınması gerektiğini belirtilmiştir. Ancak, 4343 nolu genelge çerçevesinde Büyükşehir Belediye Başkanlığı tarafından 2007 yılında hazırlanan 1/5000 ölçekli plan ve ilgili belediye tarafından 2009 yılında hazırlanan 1/1000 ölçekli plan çalışmalarından önce imar planına esas jeolojik-jeoteknik çalışmalar yapılmamış ve/veya yaptırılmamıştır. İlgili belediye sadece parsel bazında jeoteknik etüt istemiş ve bu etütte paleoheyelanın varlığı tespit edilememiştir.

Konutlarda taşıma gücü veya oturma problemi görülmemiştir. Yapılardaki hasar heyelandan dolayı meydana geldiği tespit edilmiştir. Paleoheyelanın çökme bölgesinde inşa edilen site konutlarının temel kazıları ve inşaatı esnasında stabilite sorunu ile karşılaşılmamıştır. Paleoheyelanın topuk kısmındaki yolda ve yamaçlarda yapılan kazılarda alınan malzemeler, tutucu kuvvetleri azalttığından heyelanın harekete geçmesinde esas tetikleyici sebebi oluşturmaktadır.

Site iskana açıldıktan sonra zemine sızan bahçe sulama suları ile kanalizasyon ve atık su borularının heyelan sebebi ile deformasyona uğraması sonucu oluşan su kaçakları ve kanalizasyonun ve atık su borularının güneydeki yamaca açıktan akıtılması heyelan topuğundaki killi kireçtaşı ve çamurtaşlarının doygunluğunu artırmış ve heyelanı hızlandırıcı etki yapmıştır. Heyelanı durdurmak amacı ile dört sıra halinde kazık çalışmaları ve site içerisinde atık su ve kanalizasyon borularının tamiri yapılmıştır. Kontrol amacı ile sondaj kuyularındaki ve kazıklardaki inklinometre okumaları devam ettirilmektedir.

Bu çalışma kapsamında yapılan değerlendirmelerden; yüksek eğimli ve eğim aşağı engebeli (paleoheyelan) morfolojiye sahip arazilerde, yapılaşmaya yönelik yer seçiminde gözlemsel jeolojik etütlerin yeterli olamayacağı anlaşılmıştır. Kütle hareketi riski taşıyan bu tür alanlarda parsel bazında jeolojik ve jeoteknik etütlerin de yeterli olamayacağı bu örnekte de görülmüştür. Bu nedenle ilgili belediyeler ve/veya büyükşehir belediyeleri tarafından hazırlanan 1/5000 ölçekli imar planları sırasında ada veya adalar bazında bütünleşik jeolojik ve jeoteknik etütlerin yapılması, yerleşime uygunluk analizlerinin (uygun, önlemli alan ve uygun olmayan alan) yapılması gerekmektedir. Eğimli arazilerde ve paleoheyelan bölgelerinde parsel bazında yapılan zemin etütlerinde statik projeler için gerekli taşıma gücü, oturma, depremsellik vb. gibi parametrelerin yanında eğimli yüzeydeki yapı yükleri de dikkate alınarak tüm yamaç stabilitesinin incelenmesi ve kaymaya karşı yeterli emniyetin olup olmadığının belirlenmesi ve stabilite için önlemlerin önerilmesi gerekmektedir.

4. KAYNAKLAR

AFAD, 2014. Almila Sitesi Jeolojik Etüt Raporu, Ankara, 10 s.

Kılıç , R., Akbaş, S.O., Akipek, Ş., 2016. S.S. Almila Yapı Kooperatifi Yerleşim Alanında Meydana Gelen Hasarlar ve İyileştirme Çalışmaları Konusunda Durum Tespiti, Jeolojik-Jeoteknik, İnşaat ve Hukuki Açıdan Değerlendirme Raporu. Ankara Üniversitesi Döner Sermaye İşletmesi. 57 s.

MERKO, 2009. Ankara İli Yenimahalle Belediyesi Alacaatlı Mahallesi 60657 Ada 2 Parsel No'lu İnşaat Sahası Zemin Araştırma Raporu, 53s.

TMMOB İMO Ankara Şube Başkanlığı, 2013. Almila Sitesi Konutlarında Meydana Gelen Hasarların

İncelenmesi Raporu, 3 s.
TOKER, 2014. Ankara İli Çankaya İlçesi 60657 Ada 2 Parsel Heyelan Araştırmaları Arazi Çalışmaları Verileri, 46 s.
Topal, T., Sarıhan, N. H., 2014. Ankara Yaşamkent Almila Evleri'ndeki Heyelan ile İlgili Yapılan Çalışmalar ve Çözüm Önerileri Hakkında Değerlendirme Raporu. Proje Kod No: 2014.03.09. 1.00.20 ve 2014.03.03.1.00.91, 20 s.
ZMG, 2014. Almila Garden Sitesi Heyelan Önleme Projesi Raporu, 165 s.

Coğrafi Bilgi Sistemleri ve Uzaktan Algılama Teknikleri ile Denizli Kent Merkezi Arazi Kullanım Değişimi

Land Use Change in Denizli City Center using Remote Sensing and Geographical Information Systems Techniques

Tolga ÇAN[1,*], Mamadou TRAORE[1], Senem TEKİN[1], Halil KUMSAR[2]

[1]*Çukurova Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Adana*
[2]*Pamukkale Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Kınıklı, Denizli*
*(*tolgacan@cukurova.edu.tr)*

ÖZ: Bu çalışmada, Denizli kent merkezinde 1984 ve 2018 yılları arasında arazi kullanımında meydana gelen değişimler belirlenmiştir. Analizlerde, 30 m mekânsal çözünürlüğe sahip Landsat-5TM 1984 ve Landsat-8 OLI 2018 uydu görüntüleri kullanılmıştır. Uydu görüntülerinde ön işlem aşamasında geometrik, radyometrik kalibrasyon ve atmosferik düzeltmeler uygulanmıştır. Arazi kullanımı / arazi örtüsü değişim tespiti, kontrollü sınıflandırmalardan, Spektral Açı Haritalama yöntemi kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Elde edilen sonuçlara göre 1984 ile 2018 yılları arasında yerleşim ve orman alanlarında sırasıyla yaklaşık olarak % 155 ve % 96'lık artış meydana gelirken, tarım ve çıplak arazilerde ise % 52 ve % 40'lık oranlar da azalma gözlenmiştir. Yerleşim alanlarının büyük çoğunluğunun, aktif fay zonlarına yakın bölgelerde arttığı belirlenmiştir. Buna göre, çalışma alanında yer alan aktif faylara 500 m'lik zonlar içerisinde; 1984 ile 2018 yıllarındaki yapılaşmalardaki artış % 240 olarak tespit edilmiştir. Sınıflandırmanın doğruluğu kappa indeksi ile değerlendirilmiş olup 1984 yılı için 0.80, 2018 yılı için 0.87 olarak bulunmuştur.

Anahtar Kelimeler: Arazi kullanım değişimi, uzaktan algılama, Landsat, Denizli

ABSTRACT: *In this study, change detection in land use were determined in Denizli city center between 1984 and 2018. Landsat-5TM 1984 and Landsat-8 OLI 2018 satellite images with a spatial resolution of 30 m were considered during the analyses. The geometric, radiometric calibration and atmospheric corrections were applied for the satellite images in pre-processing stage. Land use/land cover change detection was performed using supervised classification -Spectral Angle Mapper-method. According to the results, between 1984 and 2018 there was an increase of 155% and 96% in built-up and forest areas, respectively, while 52% and 40% decrease were observed in agriculture and bare land. It was also determined that the majority of the settlement areas increased in regions close to active fault zones. Accordingly, the built up areas with in the 500 m buffer zone to the active faults were increased by 240 % from 1984 to 2018. Accuracy of the classifications were evaluated by the kappa index, which was 0.80 for 1984 and 0.87 for 2018 image.*

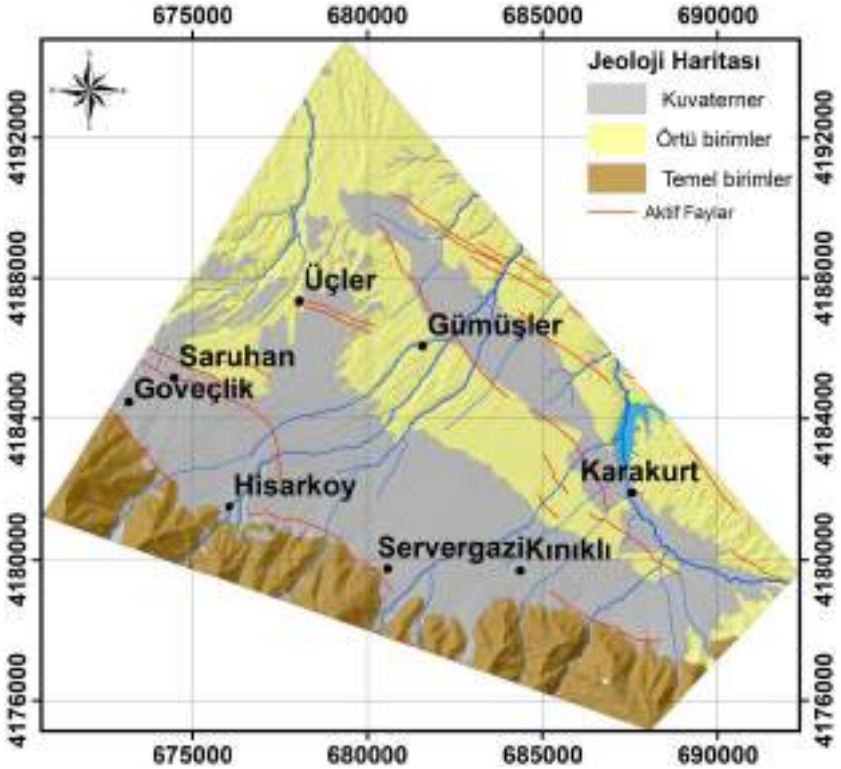
Keywords: *Land use change detection, remote sensing, Landsat, Denizli*

1. GİRİŞ

Son iki yüz yılda insan nüfusunun katlanarak büyümesi, doğal ve yapılı çevrelerde önemli değişikliklere sebep olmuştur. Nüfus artışı, sanayileşme ve küresel entegrasyonla bağlantılı olumlu bir süreç olarak kabul edilen kentleşme, kentsel nüfusun yalnızca azınlığına ekonomik olarak fayda sağlamıştır (Bhatta, 2009). Arazi kullanımı değişimi, günümüzde birçok açıdan önemli rol oynamaktadır. Bu değişim, doğal ekosistem ve güncel topoğrafik yapı, yaşam süreçleri ile bağlantılı, karmaşık ve dinamik süreçler bütünüdür (Turner vd., 1990). Arazi kullanım planlaması, sürdürülebilir kalkınma sürecinin merkezinde yer almakta olup, arazi kullanımındaki değişim jeo-çevresel süreçlere uyumlu bir şekilde yapılandırılmalıdır. Bu çalışma, Denizli il merkezi ve civarı olmak üzere 206 km^2'lik bölgede gerçekleştirilmiştir (Şekil 1). Denizli ili sahip olduğu jeotermal enerji, mermercilik, tarım, turizm ve sanayi kapasitesi açısından ege bölgesinin ve ülkemizin en önemli illerinden biridir. Bununla birlikte kent merkezi ve çevresi, Denizli ve Babadağ fay zonu içerisinde yer almakta olup (Emre vd., 2011), bölge yüksek sismik aktiviteye sahiptir. Denizli ve çevresinde bulunan çok sayıda antik kentin tarihsel depremler sonucu yıkıldığı bilinmektedir (Kumsar vd., 2016). 2000'li

yılların başında, Denizli Belediyesi mücavir alanının jeolojik, jeoteknik ve hidrojeoloji incelemeleri ve kent bilgi sistemi oluşturulmuştur (PAÜ, 2002, Çelik, 2003). Çalışma alanında Menderes masifine ait temel birimler, Miyosen ve Pliyosen örtü birimleri ile Kuvaterner birimleri yüzeylemektedir. Yerleşim alanlarının büyük çoğunluğu, jeolojik olarak deprem sarsıntısına hassas, Kuvaterner yaşlı birimler üzerinde yer almaktadır (Şekil 2). Bu açıdan Denizli ili kentsel gelişim alanlarının zaman içerisindeki değişimi ve arazi kullanım planlamalarının yerbilim verileri ile ilişkilendirilmesi oldukça önemlidir. Bu çalışmada arazi kullanım değişikliklerinin Denizli ilinde kentsel gelişimi üzerindeki etkilerini değerlendirerek Uzaktan Algılama (UA) ve Coğrafi Bilgi Sistemlerinin (CBS) birlikte, 1984 ve 2018 yıllarına ait Landsat uydu görüntüleri ile 34 yıllık süre içerisinde arazi sınıflarında meydana gelen değişimlerin ortaya çıkarılması amaçlanmıştır.

Şekil 1. Çalışma alanına ait yerbulduru haritası.

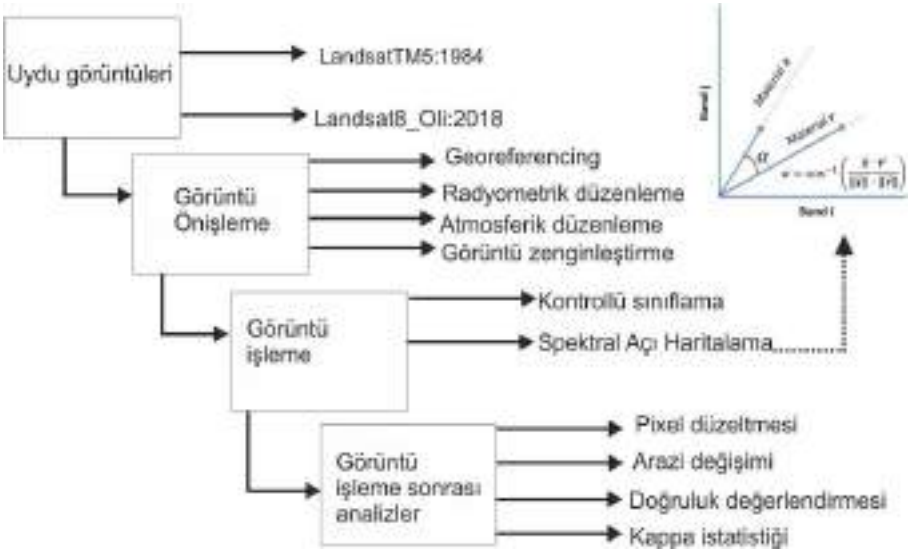


Şekil 2. Çalışma alanındaki diri faylar (Emre vd., 2011) ve basitleştirilmiş jeoloji haritası (Konak ve Şenel (2002).

2. YÖNTEM

Arazi kullanım değişim tespitleri, farklı en az iki tarihli görüntü kullanılarak meydana gelen değişimlerin belirlenmesidir. Çalışmada kullanılan görüntü önişleme, sınıflandırma ve sınıflandırma sonrası aşamalara ilişkin yöntemler Şekil 3'te özetlenmiştir. İlk aşamada, iki görüntü arasındaki geometrik bozukluklar belirli kontrol noktaları kullanılarak birbiri ile uyumlu hale getirilmiştir. Daha sonra, görüntülerdeki düzensiz ve yanlış algılamalara neden olan atmosferik etkilerin giderilmesini ve algılayıcılar tarafından algılanan radyasyondan objeleri tam olarak temsil etmeyen yansımaların düzeltilmesi amacıyla radyometrik düzeltmeler gerçekleştirilmiştir. Son olarak, su buharı ve aerosollerin spektral etkisini ortadan kaldırmak için Landsat uydu görüntülerinde, atmosferik düzeltmesi ve görüntü zenginleştirme işlemleri yapılmıştır.

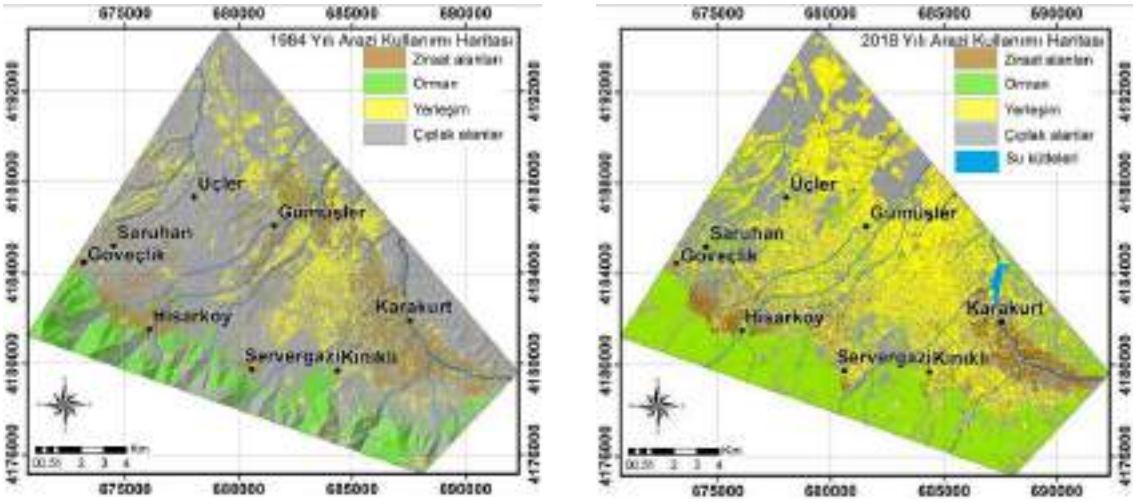
Spektral açı haritalama (SAM) yöntemi, nesneler arasındaki benzerlik derecesinin kullanıldığı bir sınıflandırma yöntemidir (Kruse vd., 1993). Her nesnenin yansıtma değerleri, yönü ile hedef sınıflama grupları arasındaki özellikleri belirlemektedir. Her bir nesne, vektörel olarak ifade edilmekte ve belirli bir uzunluğu bulunmaktadır. SAM yönteminde, referans olarak kullanılan spektral yansıtım verilerine göre oluşturulan referans vektörü ile uydu görüntüsü piksel değerlerinden meydana gelen, sınıfı bilinmeyen piksel değerleri ile oluşturulan vektör arasındaki açı hesaplanmaktadır (Şekil 3). Hesaplanan açı değeri, daha önceden referans spektral sınıfı için belirlenen benzerlik değerinden küçük veya eşitse, sınıfı bilinmeyen piksel, ilgili referans spektral sınıfına atanmaktadır (Luc vd., 2005). Bantların geri yansımasındaki değişkenlikler, vektörün uzunluğunu etkilemektedir. Bu nedenle farklı spektral değerler arasındaki karakteristik değişkenlikler kendilerine ait vektörler arasındaki açının da değişmesine neden olmaktadır. SAM'da, verinin bilinen yansıtım değerlerinin fiziksel olarak, iki spektrum arasındaki benzerlikleri spektral vektörleri arasındaki açıları kullanarak hesaplayan bir algoritma ile çalışmaktadır (Uysal vd., 2017).



Şekil 3. Çalışma yönteminde izlenen aşamalar.

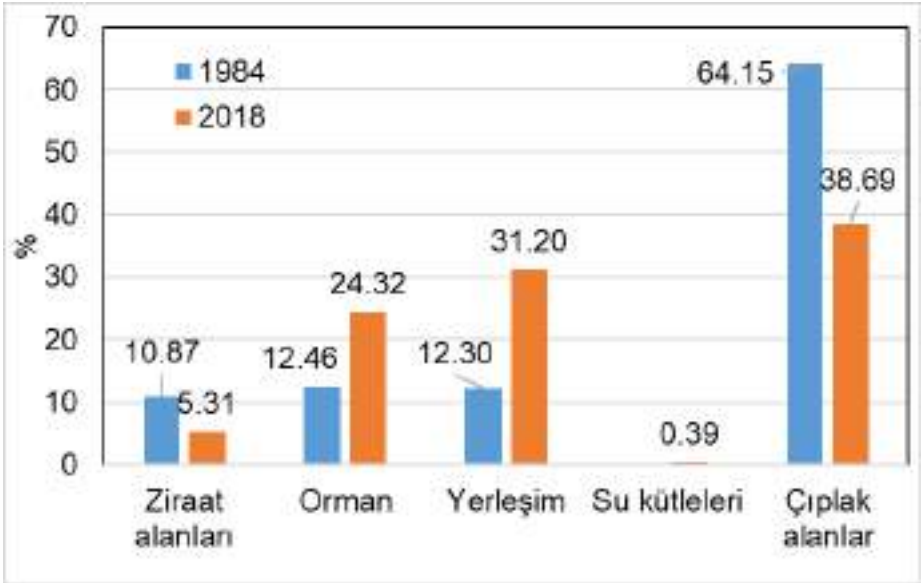
3. BULGULAR ve TARTIŞMA

Denizli ili de hızlı nüfus artışı ve kırsal alanlardan aldığı olan göçler nedeniyle hızlı bir şekilde büyümektedir. Bu çalışmada, 1984 ve 2018 yılları arasında Denizli kent merkezindeki arazi kullanım değişimleri, uzaktan algılama teknikleri ve Landsat uydu görüntüleri kullanılarak belirlenmiştir. Çalışma alanında, 1984 tarihli görüntü üzerinde yapılan sınıflamada, bölge ziraat alanları, orman, yerleşim ve çıplak alanlar olarak sınıflandırılmıştır. 2018 yılına ait sınıflamada ise 1984'e ilave ek olarak su kütlesi sınıfı da dahil edilmiştir (Şekil 4). 1984 ve 2018 yıllarına ait arazi kullanım sınıfları Şekil 5'te verilmiştir. Buna göre çalışma alanında en yüksek sınıflar 1984 ve 2018 yılında sırasıyla % 64.15 ve % 38.69 ile çıplak alanlardan oluştuğu belirlenmiştir.



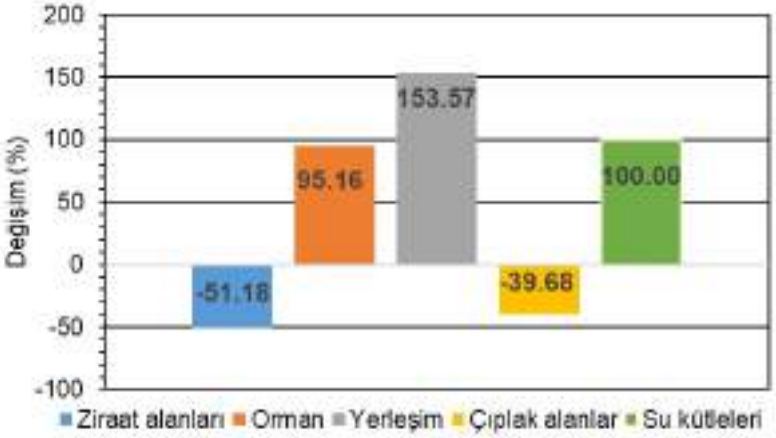
(a) (b)

Şekil 4. 1984 (a) ve 2018 (b) yılları için arazi kullanımı haritası.

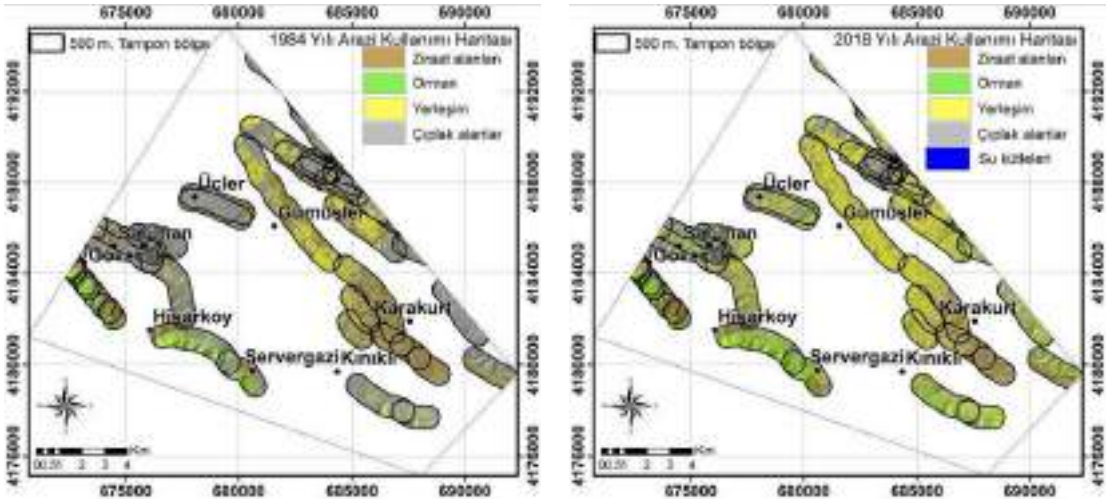


Şekil 5. 1984 (a) ve 2018 (b) yıllarına ait arazi sınıflarının alansal dağılımı.

1984 ve 2018 yılları arasında meydana gelen yüzde arazi değişimleri Şekil 6'da görülmektedir. Arazi değişim sınıflarından, ziraat ve çıplak alanlarda azalma meydana gelirken, Orman ve Yerleşim alanlarında artış meydana geldiği belirlenmiştir. Bununla birlikte çalışma alanında yer alan aktif faylara 500 m'lik tampon bölgelendirme çalışması yapılmış olup; 1984 ile 2018 yıllarındaki yapılaşmalardaki artış % 240 olarak tespit edilmiştir (Şekil 7). Genellikle Denizli ovası içindeki Üçler, Gümüşler, Karakurt mahalleleri arasındaki aktif fay zonlarındaki alanların büyük bölümünde konut ve sanayi tesisleri ile yapılaşma tamamlanmıştır. Denizli Ovasının güney kesimindeki yapılaşma 2002 yılından sonra hızlı bir artış göstermiştir. Pamukkale Üniversitesi tarafından yapılan Denizli Belediyesi Mücavir Alanının Jeolojik, Jeoteknik ve Hidrojeolojik Açıdan İncelenmesi projesinin tamamlanması (Özpınar vd., 2002) ve sonuçlarının Denizli Belediyesi ve Denizli halkı ile paylaşılmasından sonra, yerleşime uygun olarak belirlenen alanlarda yapılaşma artmıştır.



Şekil 6. 1984-2018 yılları arasında arazi sınıflarında meydana gelen değişim yüzdeleri.



(a) (b)

Şekil 7. 1984 (a) ve 2018 (b) yılları arası için aktif fay hatlarına yakın bölgelerdeki değişimler.

Sınıflamaların performans değerlendirmesi genel doğruluk için hata matrisi, sınıflamalar arasındaki istatistiksel farklılıklar ise Kappa katsayısı kullanılarak yapılmıştır. Kappa istatistiği, referans verileri ile kullanıcı tarafından tanımlanan sınıflandırılmış veriler arasındaki bir ölçüm mekanizmasıdır (Cohen, 1960, Landis ve Koch, 1977). Sınıflandırma hata matrisleri incelendiğinde, sınıfların toplam Kappa değeri 1984 yılı için 0.80 ve 2018 yılı için 0.87 olarak belirlenmiştir (Çizelge 1).

Çizelge 1. Kappa İstatistiği sonuçları.

	1984		2018	
	Referans verileri	Tanımlama verileri	Referans verileri	Tanımlama verileri
Ziraat alanları	92.86	86.67	84.62	91.67
Orman	81.25	86.67	91.67	91.67
Yerleşim	81.25	86.67	83.33	83.33
Su kütleleri			100.00	100.00
Çıplak alanlar	85.71	80.00	90.91	83.33
Genel doğruluk	% 85.00		% 90.00	
Kappa	0.80		0.87	

4. SONUÇLAR

Elde edilen sonuçlara göre 1984 ile 2018 yılları arasında yerleşim ve orman alanlarında sırasıyla % 153.57 ve % 95.16'lık artış gözlenirken, ziraat ve çıplak alanlarda ise %51.18 ve %39.68'lik oranında azalma gözlenmiştir. Yerleşim alanlarının büyük çoğunluğunun, jeolojik olarak deprem sarsıntısına hassas, Kuvaterner birimleri üzerinde konumlandığı belirlenmiştir. Bununla birlikte çalışma alanında yer alan diri faylara 500 m'lik tampon bölge içerisinde 1984 ile 2018 yıllarındaki yapılaşmalardaki artış %240 olarak bulunmuştur. Denizli ovasının güney batı alanındaki yapılaşma 2002 yılından sonra hızlanmıştır ve günümüzde de yeni yapılaşma bu alanda devam etmektedir.

5. KAYNAKLAR

Bhatta, B., 2009. Analysis of urban growth pattern using remote sensing and GIS: a case study of Kolkata, India. International Journal of Remote Sensing 30 (18): 4733–4746. doi:10.1080/ 01431160802651967.

Cohen, J., 1960. A coefficient of agreement fornominal scales. Educational and Psychological Measurement, 20, 37-46.

Çelik, S.B. 2003. Denizli İl Merkezi Zeminlerinin Jeolojik, Jeoteknik Açıdan İncelenmesi ve Sıvılaşma Duyarlılığının Belirlenmesi. Pamukkale Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yüksek Lisans Tezi, 112s.

Emre, Ö., Duman, T. Y., Özalp, S., Elmacı, H., 2011. 1:250.000 Ölçekli Türkiye Diri Fay Haritası Serisi, Denizli (NJ 35-12) Paftası, Seri No:12, MadenTetkik veArama Genel Müdürlüğü, Ankara-Türkiye.

Konak, N., ve Şenel, M., 2002. 1/500000 Ölçekli Türkiye Jeoloji Haritası Denizli Paftası, Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü, Ankara.

Kruse, F.A., Lefkoff, A.B., Dietz, J. B., 1993. Expert System-Based Mineral Mapping in northern Death Valley, California/Nevada using the Airborne Visible/Infrared Imaging Spectrometer (AVIRIS): Remote Sensing of Environment, Special issue on AVIRIS, May-June 1993, v. 44, p. 309- 336.

Kumsar, H., Aydan, O., Simsek, C., D'Andria, F., 2016. Historical earthquakes that damaged Hierapolis and Laodikeia antique cities and their implications for earthquake potential of Denizli basin in western Turkey. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 75(2), 519-536, doi:10.1007/s10064-015-0791-0.

Landis, J.R., Koch, G.G., 1977. The measurement of observer agreement for categorical data. Biomiietrics 33, 159-17.

Luc B., Deronde B., Kempeneers P., Debruyn W., Provoost S., 2005. Optimized Spectral Angle Mapper classification of spatially heterogeneous dynamic dune vegetation, a case study along the Belgian coastline, The 9th International Symposium on Physical Measurements and Signatures in Remote Sensing (ISPMSRS). Beijing.

PAÜ, 2002. Denizli Belediyesi Mücavir Alanının Jeolojik, Jeoteknik ve Hidrojeolojik Açıdan İncelenmesi, Pamukkale Üniversitesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 763s.

Turner II, B. L., Clark, W. C., Kates, R. W., Richards, J. F., Mathews, J. T., Meyer, W. B. (Eds.). 1990. The Earth As Transformed By Human Action: Global And Regional Changes In The Biosphere Over The Past 300 Years. Cambridge: Cambridge University Press.

Uysal, M., Turgut, B., Polat, N., Dereli, M.A., Yalçın, M., 2017. Determination of Boron Minerals in Open Pit Mines with Remote Sensing Techniques. AKU J. Sci. Eng.17 Special Issue (270-276).

Coğrafi Bilgi Sistemleri, Uzaktan Algılama, Kanıt İnanç İşlevi, Entropi Endeksi ve Ağırlıklandırılmış Doğrusal Birleştirme Teknikleri Kullanılarak Erzurum Uzundere İlçesinin Heyelan Duyarlılık Haritalaması

Landslide Susceptibility Mapping of Uzundere District of Erzurum by Using Geographic Information System, Remote Sensing, Evidential Belief Function, Index of Entropy and Weighted Linear Combination Techniques

Azimollah ALESHZADEH[1,*], Enver Vural YAVUZ[2]

[1] *İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Jeoloji Mühendisliği Programı, 34469, Ayazağa, İstanbul*
[2] *İTÜ, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 34469, Ayazağa, İstanbul*
*(*aaleshzadeh@itu.edu.tr)*

ÖZ: Heyelanlar her yıl, özellikle yağışlı mevsimlerde, dünya genelinde büyük hasarlara neden olan önemli bir doğal kaynaklı afettir. Uzundere İlçesi Erzurum İlinin kuzeyinde yer almakta ve AFAD verilerine göre heyelan olaylarının sık yaşandığı yerler içerisindedir. Bu çalışmanın amacı, kanıt inanç işlevi (EBF), entropi endeksi (IoE) ve ağırlıklandırılmış doğrusal birleştirme (WLC) yöntemlerini kullanarak Uzundere İlçesine ait heyelan duyarlılık haritalarının üretilmesi ve bu haritalarının birbiriyle kıyaslanmasıdır. Bu amaç doğrultusunda ilk olarak, arazi gözlemleri ve saha çalışması eşliğinde, MTA ve AFAD verileri, hava fotoğrafları ve uydu görüntülerine dayanarak heyelan envanter haritası elde edilmiştir. Kayıt altına alınan toplam 40 heyelanın 28'i (%70) modellerin hazırlanması için geri kalan % 30'luk kısmı ise modellerin doğruluk testi için ayrılmıştır. Bir sonraki adımda, yamaç eğimi, yamaç eğim yönü, topografik yükseklik, arazi kullanımı, kaya türü, yollara olan mesafe, akarsulara olan mesafe, topografik nemlilik endeksi (TWI) ve akarsu akış gücü endeksi (SPI) heyelan duyarlılık haritalarının oluşturulmasında kullanılan parametreler olarak belirlenmiştir. Jeoloji haritası, topografya verileri, sayısal yükseklik modeli (DEM) ve LANDSAT uydu görüntülerinden yararlanılarak seçilen parametrelere ait haritalar hazırlanmıştır. Son olarak, heyelan envanter ve parametreler arasında olan ilişki değerlendirilerek, EBF, IoE ve WLC yöntemleri esaslarına dayanarak heyelan duyarlılık haritaları üretilmiştir. Bu haritalar ilçe arazisini çok az duyarlı, az duyarlı, orta duyarlı, yüksek duyarlı ve çok yüksek duyarlı olmak üzere 5 farklı alana ayırmıştır. Elde edilen haritaların doğruluğunu test etmek için, alıcı işletim karakteristiğ eğrisi altında kalan alan (ROC-AUC) tekniği uygulanmış ve 0.7181, 0.6753 ve 0.5922 sırasıyla EBF, IoE ve WLC için sonuçlanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Heyelan duyarlılık haritalama (HDH), kanıt inanç işlevi (EBF), entropi endeksi (IoE), ağırlıklandırılmış doğrusal birleştirme (WLC), coğrafi bilgi sistemleri (CBS)

ABSTRACT: *Landslides are important natural disasters, especially during rainy seasons causing major damages worldwide every year. Uzundere district is located in the north of Erzurum Province. According to the AFAD data it is one of the places where landslides are most frequently witnessed. The aim of this work is to produce landslide susceptibility maps of Uzundere district by using evidential belief function (EBF), index of entropy (IoE) and weighted linear combination (WLC) methods and comparing these maps with each other. For this purpose, firstly, landslide inventory map was produced based on MTA and AFAD data, aerial photographs and satellite images, supported by field observations and field work. Of the total 40 landslides recorded, 28 (70%) were allocated for the preparation of models and the remaining 30% were used for the accuracy of the models. In the next step, slope angle, slope aspect, topographic elevation, land use, lithology, distance to roads, distance to streams, topographic wetness index (TWI) and stream power index (SPI) were determined as the parameters used in the creation of landslide susceptibility maps. The maps of selected parameters were prepared with help of the geological maps, topographical data, digital elevation model (DEM) and LANDSAT satellite images. Finally, the relationship between the landslide inventory map and the selected parameters was evaluated and based on the principles of EBF, IoE and WLC methods, the landslide susceptibility maps were produced. These maps were divided Uzundere District into 5 different areas as very low susceptible, low susceptible, moderate susceptible, high susceptible and very high susceptible. For validation process of the obtained maps, the area under the receiver*

operating characteristic curve (ROC-AUC) technique was applied and the 0.7181, 0.6753 and 0.5922 respectively resulted in EBF, IoE and WLC.

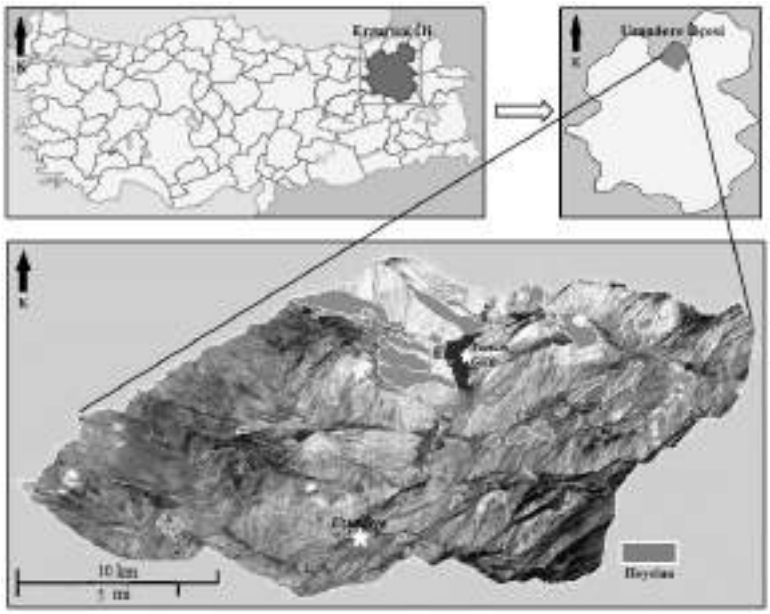
Keywords: *Landslide susceptibility mapping (LSM), evidential belief function (EBF), index of entropy (IoE), weighted linear combination (WLC), geographic information system (GIS)*

1. GİRİŞ

Heyelanlar ülkemize büyük ölçülerde can ve mal kayıpları yaşatmaktadır. Genel tanımı ile heyelan, yamaç dengesinin bozulması sonucu yer çekimin etkisiyle arazinin bir bölümünün yamaç eğimi boyunca hareket ederek şekil ve yer değiştirmesidir (Öztürk, 2002). Heyelanların verebileceği zararları azaltmak için heyelan duyarlılık çalışmaları yapılmaktadır. Bu çalışmalarla geçmişte meydana gelen heyelanlardan hareketle gelecekte heyelan olabilecek alanlar tespit edilebilmektedir. Heyelan duyarlılık çalışmaları heyelan risk yönetiminde önemli araçlardır (Avcı, 2016a). Coğrafi Bilgi Sistemleri (CBS) ve Uzaktan Algılama (UA) teknolojilerindeki gelişmeler heyelan duyarlılık analizlerinde büyük kolaylıklar sağlamaktadır. Son yıllarda CBS ve UA kullanılarak yapılan heyelan duyarlılık çalışmalarında büyük artış görülmektedir (Avcı, 2016b). Bu çalışmada, Erzurum ilinin kuzeyinde yer alan ve yaklaşık 840 km^2 yüzölçümüne sahip olan Uzundere ilçesi seçilmiş ve heyelan duyarlılık değerlendirmesi açısından incelenmiştir. Heyelan duyarlılık haritalarının hazırlanmasında yamaç eğimi, yamaç eğim yönü, topografik yükseklik, kaya türü, arazi kullanımı, akarsu akış gücü endeksi (SPI), yollara olan mesafe, topografik nemlilik endeksi (TWI) ve akarsulara olan mesafe parametreleri dikkate alınmıştır. Heyelan parametreleri ve heyelan duyarlılık haritalarının oluşturulmasında Coğrafi Bilgi Sistemleri (CBS) ve Uzaktan Algılama (UA) tekniklerinin yanı sıra Kanıt İnanç İşlevi (EBF), Entropi Endeksi (IoE) ve Ağırlıklandırılmış Doğrusal Birleştirme (WLC) yöntemlerinden faydalanmıştır.

2. ÇALIŞMA ALANI

40º 27' ve 40º 42' K enlemleri ile 41º 24' ve 41º 48' D boylamları arasında bulunan Uzundere İlçesi (Şekil 1), Erzurum İl merkezine 84 km mesafede olup, Erzurum-Artvin karayolu üzerinde ve Tortum Çayı Vadisinde yer almaktadır. Engebeli araziye sahip olan Uzundere İlçesi, doğudan Oltu, batıdan İspir, güneyden Tortum, kuzeyden ise Artvin İli Yusufeli ilçeleri ile sınırları bulunmaktadır. Tortum Şelalesi ve Tortum Gölü çalışma alanı içerisindedir. İlçenin kuzeyinde bulunan Kemerli Dağı'ndan heyelan sonucu kopan bir kütlenin Tortum Çayı vadisinin önünü tıkayarak, Tortum Gölü ve Tortum Şelalesinin ortaya çıkmasına sebep olmuştur.



Şekil 1. Çalışma alanı ve heyelan envanter haritası.

3. ÇALIŞMADA KULLANILAN YÖNTEMLER

Heyelan duyarlılık haritalarının üretilmesi, heyelana etki edebilecek faktörlerin belirlenerek kullanılan faktörlerin bir arada değerlendirilmesini içeren bir analiz sürecidir. Bu süreç içerisindeki temel işlem adımlarından biri kullanılacak faktörlerin belirlenmesi ve harita üretiminde kullanılacak yöntemin seçilmesidir (Kavzoğlu vd., 2012). Literatürde, heyelan duyarlılık haritalarının hazırlanması sırasında kullanılan yöntemler ve parametreler konusunda araştırmacılar arasında henüz bir görüş birliğinin oluşmadığı ve her araştırmacının çalıştığı sahaya ilişkin parametreleri dikkate alması nedeniyle çok sayıda parametre ve yöntemin kullanıldığı dile getirilmektedir (Akıncı vd., 2014). Genel olarak, heyelan değerlendirmelerinde kullanılan yöntemler, sayısal olmayan (nitel) ve sayısal (nicel) yöntemler olmak üzere iki başlık altında incelenebilmektedir. Sayısal yöntemlerde, heyelana neden olabilecek çok sayıdaki parametre dikkate alınarak, değerlendirmeler çoğunlukla bilgisayar destekli olarak yapılmaktadır. Ayrıca bu yöntemlerde, ortamsal koşullar ile heyelanların oluşumu arasındaki ilişki, sayısal olarak ortaya konulabilmektedir (Dağ vd., 2011). Bu çalışmada sayısal yöntemlerden olan Kanıt İnanç İşlevi (Evidential Belief Function), Entropi Endeksi (Index of Entropy) ve Ağırlıklandırılmış Doğrusal Birleştirme (Weighted Linear Combination) yöntemleri heyelan duyarlılık haritalarının oluşturulması için kullanılmıştır.

3.1. Kanıt İnanç İşlevi (EBF)

EBF modelinin yapısı, Dempster-Shafer Kanıt Kuramına (DSKK) dayanır (Dempster, 1967, 1968; Shafer, 1976). DSKK bir varsayımın gerçek olabileceği olasılıkların derecelerini ölçer ve kanıtların o varsayımın doğruluğunu kanıtladığına dair ne kadar yakın olduğunu değerlendirir (Tien Bui vd., 2012). EBF'ler, her biri 0 ve 1 aralığında olan, Bel (belief; inanç derecesi), Dis (disbelief; inançsızlık derecesi), Unc (uncertainty; belirsizlik derecesi) ve Pls (plausibility; makul olma derecesi)'den oluşur. Bel ve Pls ortaya konulan öneri için sırasıyla olasılığın üst ve alt sınırlarını temsil eder. Unc, inanç ile makul olma arasındaki farktır ve bilgisizliği gösterir. Dis, önermenin verilen kanıtların yanıldığına dair inancıdır (Althuwaynee vd., 2012). N(L) toplam heyelan piksel sayısı, N(C) çalışma alanındaki toplam piksel sayısı, C_{ij} heyelan koşullandırma faktörlerinin j-inci sınıf özelliği C_i (i=1, 2… n), $N(C_{ij})$, C_{ij} sınıfındaki toplam piksel sayısıdır ve $N(L \cap C_{ij})$, C_{ij}'deki heyelan piksel sayısıdır. Carranza ve Hale (2002)'ya göre, EBF'nin veri odaklı değerlendirmesi bu eşitlikler kullanılarak yapılabilir:

$$Bel_{Cij} = Wc_{ij(Heyelan)} / \sum Wc_{ij(Heyelan)} \quad (1)$$

$$Wc_{ij(Heyelan)} = \frac{N(L \cap Cij)/N(L)}{[N(Cij) - N(L \cap Cij)]/[N(C) - N(L)]} \quad (2)$$

$$Dis_{Cij} = Wc_{ij(Heyelansız)} / \sum Wc_{ij(Heyelansız)} \quad (3)$$

$$Wc_{ij(Heyelansız)} = \frac{[N(Cij) - N(L \cap Cij)]/N(L)}{[N(C) - N(L) - N(Cij) + N(L \cap Cij)]/[N(C) - N(L)]} \quad (4)$$

$$Unc_{Cij} = (1 - Bel_{Cij} - Dis_{Cij}) \quad (5)$$

$$Pls_{Cij} = (1 - Dis_{Cij}) \quad (6)$$

$Wc_{ij(Heyelan)}$, heyelanların bulunduğuna dair inançları desteklemekte olan C_{ij} faktörünün j-inci sınıfına ait ağırlık oranına işaret eder. $Wc_{ij(Heyelansız)}$ ise, heyelanların bulunmadığına dair inançları kapsayan C_{ij} faktörünün j-inci sınıfına ait ağırlık oranını gösterir (Tien Bui vd., 2012). Tüm heyelan koşullandırma faktörleri için EBF hesaplandıktan sonra, dört tümleşik EBF'yi elde etmek için Dempster'ın Birleştirme Kuralı kullanılır (Dempster, 1968).

3.2. Entropi Endeksi (IoE)

Entropi, bir sistemin düzensizliği, dayanıksızlığı, dengesizliği ve belirsizliğinin bir ölçüsüdür. Bir sistemin entropi miktarı ile düzensizlik derecesi arasında birebir ilişki vardır. Boltzmann ilkesi denilen bu ilişki, sistemin termodinamik durumunu tanımlamak için kullanılmıştır (Yufeng ve Fengxiang,

2009). Bilgi kuramından (information theory) olan IoE modeli, Shannon (1948) tarafından Boltzmann ilkesine dayanarak geliştirilmiştir. Bu modelde, ağırlıklandırma işlemi Vlcko vd. (1980)'nin önerdiği yönteme dayanır. Entropi endeksi söz konusu ortamdaki düzensizlik boyutunu gösterir (Bednarik vd., 2010). Heyelan entropisi, çeşitli faktörlerin bir heyelanın gelişimini tetiklediği anlamına gelir. Birkaç önemli faktör sisteme ek bir entropi sağlar. Sonuç olarak, entropi değeri, sisteminin nesnel ağırlıklarını elde etmek için kullanılabilir (Yang vd., 2010). Aşağıda verilen denklemler entropi endeksi modelini hesaplamak için kullanılır (Bednarik vd., 2010; Constantin vd., 2011):

$$P_{ij} = b / a \tag{7}$$

$$(P_{ij}) = P_{ij} / \sum P_{ij} \tag{8}$$

$$H_j = -\sum(P_{ij}) \log_2 (P_{ij});\ j = 1,2,...,n \tag{9}$$

$$H_{j\,max} = \log_2 S_j \tag{10}$$

$$I_j = (H_{j\,max} - H_j) / H_{j\,max}\ ;\ I = (0,1);\ j = 1, \dots , n \tag{11}$$

$$W_j = I_j \times P_j \tag{12}$$

$$HDH_{IoE} = \sum (z/mi) \times C \times W_j \tag{13}$$

Bu denklemlerde, a; birincil sınıflandırmadan sonra sınıfın kapsadığı alan, b; verilen sınıfdaki heyelanlı alan, (P_{ij}); olasılık yoğunluğu, H_j ve H_{jmax}; entropi değerleri, S_j; sınıf sayısı, I_j; ilgili faktörün katsayısı, W_j; ilgili faktörün tamamını temsil eden ağırlık değeri, P_j; (j= 1,2,...,n) için heyelan olasılığı, i; ilgili faktörün sınıfları, z; en fazla sınıf sayısına sahip olan faktörün sınıf sayısı, m_i; ilgili faktörün sınıf sayısı, C; ikincil sınıflandırmadan sonra sınıfın değeri ve HDH_{IoE}; nihayi haritadaki heyelan duyarlılığının değeridir.

3.3. Ağırlıklandırılmış Doğrusal Birleştirme (WLC)

Ağırlıklandırılmış doğrusal birleştirme yöntemi, CBS-tabanlı çok kriterli yöntemler arasında, en iyi bilinen ve yaygın olarak kullanılan yaklaşımdır (Şener vd., 2006). WLC yönteminde, heyelanı etkileyen tetikleyici faktörler, birincil ve ikincil seviye ağırlıklar uygulanarak birleştirilebilir. Bu yöntemde, öncelikli bir konu her faktöre ayrı ayrı ağırlık atamaktır (Akgün ve Bulut, 2007). Her sınıfın ağırlığı ve ilgili faktör çarpılır ve veri katmanlarını birleştirmek için CBS platformundaki her bir sınıfa tek bir puan atanır. Sonuçlar aşağıda ifade edildiği gibi toplanır:

$$HDH_{WLC} = \sum F_i C_i \tag{14}$$

Bu denklemde, HDH_{WLC}; nihayi haritadaki heyelan duyarlılığının değeri, F_i; faktör ağırlığı ve C_i; heyelanı etkileyen tetikleyici faktör (Sujatha ve Rajamanikam, 2015).

4. HEYELAN FAKTÖRLERİNİN ANALİZİ

İlk olarak, önceki çalışmalara ait veriler, hava fotoğrafları ve yapılan arazi incelemesi sonucu heyelan envanter haritası hazırlanmıştır. Hazırlanan haritada toplam 40 heyelan konumu tek veya grup halinde belirlenmiştir. Bir sonraki adımda, heyelan duyarlılık haritalarının üretilmesinde kullanmak üzere, toplam 9 adet heyelan tetikleyici parametresi dikkate alınmıştır. Bu parametreler yamaç eğimi, yamaç eğim yönü, topografik yükseklik, kaya türü, arazi kullanımı, akarsu akış gücü endeksi, yollara olan mesafe, topografik nemlilik endeksi ve akarsulara olan mesafe olarak seçilmiştir. Daha sonra, seçilmiş olan parametrelere ait haritalar CBS ortamında, çalışmaya uygun şekilde hazırlanmıştır.

Yamaç eğimi, yamaç eğim yönü, topografik yükseklik, akarsulara olan mesafe, topografik nemlilik endeksi, yollara olan mesafe ve akarsu akış gücü endeksi haritaları sayısal yükseklik modelinden (DEM) elde edilmiştir. Kaya türü (litoloji), heyelan oluşumunu etkileyen önemli faktörlerden bir

tanesidir (Kumtepe vd., 2009) ve heyelan duyarlılık çalışmalarında önemli rol oynar. Çalışma alanındaki kaya türü birimleri, MTA (Maden Tetkik ve Arama) tarafından üretilen jeoloji haritalarından elde edilmiştir. Üretilen kaya türü haritası, j1-2 (volkanitler ve sedimenter kayalar, alt-orta jura), j3k1 (kırıntılar ve karbonatlar, orta jura-kretase), k (plajik kireçtaşı, kretase), k2(c) (kırıntılar ve karbonatlar (fliş), kretase), k2 (volkanitler ve sedimenter kayalar, üst kretase), k2s (kırıntılar ve karbonatlar (fliş), üst senoniyen), m1-2 (evaporitli sedimenter kayalar, alt miyosen), pn2e (kırıntılar ve karbonatlar, üst paleosen-eosen), pnn (ayrılmamış volkanitler, paleosen) ve Q (ayrılmamış kuvaterner, kuvaterner) olmak üzere toplam 10 farklı kaya biriminden oluşmaktadır. Yamaç ya da şevlerin eğimi, heyelanların oluşumunda doğrudan etkili olup duyarlılık çalışmalarının esasını oluşturmaktadır. Yamaç eğimi kayma yüzeyindeki kayma ve normal gerilmeleri etkileyen asıl duyarlılık parametresidir. Ayrıca bu parametrenin kolaylıkla haritalanabilir nitelikte olması, eğim açısının duyarlılık çalışmalarında sıkça kullanılan bir parametre olmasının başlıca nedenlerindendir (Dağ vd., 2011). Oluşturulan eğim haritası 8 farklı sınıfa sahip olup en düşük eğim derecesi 0 ve en yüksek eğim derecesi 76 olmuştur. Yamaç eğim yönü (bakı), topraktaki nem tutma oranı ve arazi örtüsü gelişimi gibi etkilere neden olmaktadır. Böylelikle toprak dayanımı ve heyelan duyarlılığı üzerinde bakının etkisi olduğu söylenebilir (Dai and Lee, 2002). Hazirlanan bakı haritası -1 ve 360 derece aralığında 10 sınıfdan oluşmakta olup toplam 9 coğrafi yönü kapsamaktadır. Yamaç duyarlılığında arazi örtüsünün çok önemli yer tuttuğu ortaya konulmuştur (Yalçın, 2007). Çalışmada, arazi kullanım haritasının oluşturulmasında LANDSAT ETM+ uydu görüntülerinden yararlanılmıştır. Elde edilen harita 6 sınıf içermektedir, bu sınıflar tarım (bahçeler dahil), yerleşim, su, ormanlık (çalılık ve fundalık), mera ve kayalık alanlardan oluşmaktadır. Heyelan duyarlılık çalışmalarında sıkça kullanılan bir diğer parametre yükseklikti r (Çevik ve Topal, 2003). Çalışma alanına ait yükseklik haritası 8 sınıfa (778-3063 metre aralığında) ayrılmış ve her sınıfın heyelanla olan ilişkisi değerlendirilmiştir. Akarsular, yamaç ya da şevleri ya topuktan aşındırma şeklinde ya da yamaçları oluşturan malzemenin akarsu seviyesine kadar olan kısmını suya doyurma veya her iki şekilde de etkileyerek dayanıklılığı bozmaktadır (Yalçın 2008). Bu çalışmada, akarsulara olan mesafe haritası 100, 200, 300 ve >300 olmak üzere 4 farklı sınıfı kapsamaktadır. Topografik nemlilik endeksinin (TWI) özellikle heyelan duyarlılığı ile ilgili çalışmalarda sıklıkla kullanıldığı görülmektedir (Gökçeoğlu vd., 2005). TWI bir alanın nem oranını işaret etmektedir. Oluşturulan TWI haritasında çalışma alanı 6 sınıfa ayrılmış ve buna göre değerlerin 3.4 ile 18.3 arasında değiştiği belirlenmiştir. Yol ve yolun etkilediği yamaçlarda dayanıklılık sıkıntıları görülmektedir (Yalçın, 2008). Çalışma alanı sınırları içerisinde bulunan Erzurum-Artvin karayolundan seyreden taşıtların yaptığı titreşimler, heyelan oluşumunu tetiklemektedir. Hazırlanan yollara uzaklık haritasında, yollara olan mesafe 250, 500 ve 500 metrenin üstünde olmak üzere 3 ayrı sınıfda incelenmiştir. Akarsu akış gücü endeksi (SPI) heyelan duyarlılık çalışmalarında önemli bir hidrolojik faktör olarak kullanılmaktadır (Akgün vd., 2008). SPI, yüzeyin belirli bir noktasındaki akış erozyonu potansiyelini tanımlar ve su akışının potansiyel aşındırıcı gücünü kontrol eder (Moore vd., 1991). Çalışma alanı için hazırlanan SPI haritası, -6.8 ve 43.1 arasında değişen 6 sınıfa ayrılmıştır.

Seçilen parametrelere ait haritalar hazırlandıktan sonra, bu haritalar ve heyelan envanter haritası arasındaki ilişki incelenmiştir. Bunun için parametrelere ait haritalarla heyelan enventer haritası ArcGIS 10.4.1 yazılım ortamında karşılaştırılarak her bir parametrenin her bir alt sınıfına düşen heyelanlı ve heyelansız piksel veya alan sayıları belirlenmiştir. Elde edilen sayılar, EBF, IoE ve WLC modellerince değerlendirilerek her bir alt sınıfın ait olduğu parametre sınıfında ağırlık oranı (etki payı) ve böylelikle tüm seçilen parametrelerin değer oranı (önem derecesi) ortaya konulmuştur. Çizelge 1, Çizelge 2 ve Çizelge 3'de örnek olarak "yollara olan mesafe" parametresi için uygulanan EBF, IoE ve WLC yöntemlerinin sonuçları gösterilmiştir. Ayrıca, 3 farklı yöntemden elde edilen tüm parametrelere ait değerler Çizelge 4'de özetlenmiştir. Son adım olarak, her bir ağırlık oranı ilgili parametreye yansıtılarak çalışma alanına ait heyelan duyarlılık endeksleri belirlenmiş ve nihayetinde heyelan duyarlılık modelleri oluşturulmuştur. Elde edilen modeller için alıcı işletim karakteristiği eğrisi altında kalan alan (ROC-AUC) tekniği uygulanarak doğrulama testi yapılmıştır (Şekil 2).

Çizelge 1. "Yollara olan mesafe" katmanına ait EBF değerleri.

	$N(C_{ij})$*	$N(L \cap C_{ij})$*	$W_{Cij(Heyelan)}$	$W_{Cij(Heyelansız)}$	Bel_{Cij}	Dis_{Cij}	Unc_{Cij}	Pls_{Cij}
250	38883	7339	2.1387	0.3583	0.3454	0.0045	0.6501	0.9955
500	77756	20384	3.2731	0.6731	0.5287	0.0085	0.4628	0.9915
>500	816695	63744	0.7792	77.9536	0.1258	0.9869	0.0000	0.0131
Toplam	933334	91467	6.1910	78.9850				

*piksel= 30m*30m.

Çizelge 2. "Yollara olan mesafe" katmanına ait IoE değerleri.

	a (km^2)	b (km^2)	P_{ij}	(P_{ij})	H_j	H_{jmax}*	I_j	W_j
250	34.9944	6.6054	0.1888	0.3569	1.4396	1.5851	0.0917	0.0162
500	69.9804	18.3458	0.2622	0.4956				
>500	735.0252	57.3688	0.0780	0.1474				
Toplam	840	82.3200	0.5290					

* S_j=3.

Çizelge 3. "Yollara olan mesafe" katmanına ait WLC değerleri.

	A* (%)	B* (%)	B/A	HY*	Sınıf puanı	Ağırlık	F*
250	4.1660	8.0240	1.9261	0.3568	2	0.3203	0.0560
500	8.3310	22.2860	2.6751	0.4956	3	0.5573	
>500	87.5030	69.6900	0.7964	0.1475	1	0.1223	
Toplam	100	100					

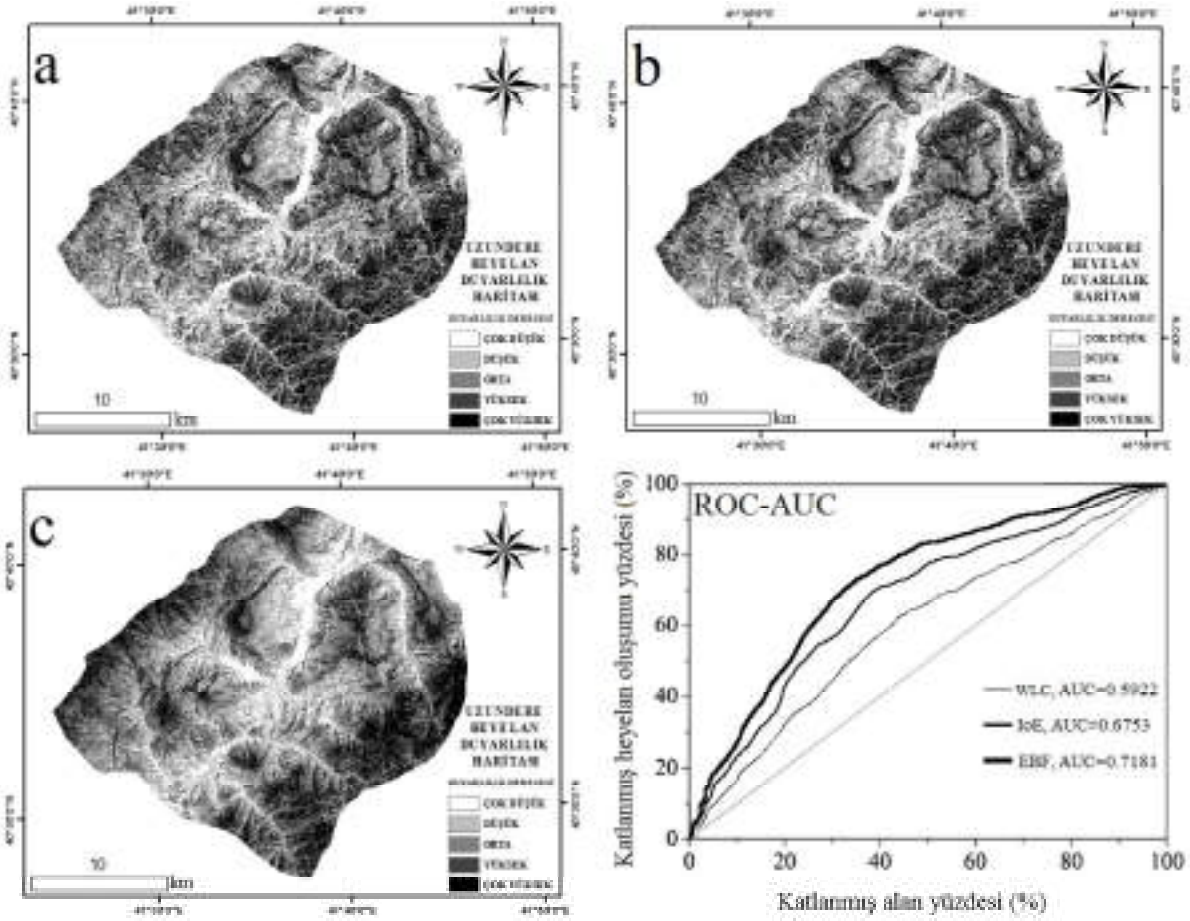
* A; sınıf alanı, B; heyelan alanı, HY=(B/A)/(∑B/A); heyelan yoğunluğu, F; önem derecesi.

Çizelge 4. 3 farklı yöntem ile elde edilen tüm katman değerleri.

	Yamaç eğimi	Yamaç eğim yönü	Topografik yükseklik	Kaya türü	Arazi kullanımı	Akarsu akış gücü	Yollara olan mesafe	Topografik nemlilik endeksi	Akarsulara olan mesafe
Bel_{EBF}	0.2410	0.1073	0.1805	0.1963	0.0791	0.0433	0.0209	0.0561	0.0881
W_{IoE}	0.2944	0.0699	0.2157	0.2098	0.0851	0.0674	0.0162	0.0307	0.0531
F_{WLC}	0.1733	0.1423	0.2724	0.1306	0.0103	0.0389	0.0560	0.0867	0.0138

5. SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında, Erzurum İli Uzundere İlçesinin heyelan duyarlılık haritaları üretilmiştir. Uygulamada, sayısal yaklaşımlardan CBS tabanlı Kanıt İnanç İşlevi (EBF), Entropi Endeksi (IoE) ve Ağırlıklandırılmış Doğrusal Birleştirme (WLC) yöntemlerinden yararlanmıştır. Heyelan duyarlılık haritalarının oluşturulmasında, yamaç eğimi, yamaç eğim yönü (bakı), topografik yükseklik, kaya türü (litoloji) , arazi kullanımı, akarsu akış gücü endeksi (SPI), yollara olan mesafe, topografik nemlilik endeksi (TWI) ve akarsulara olan mesafe, 9 farklı parametre olarak dikkate alınmıştır. EBF yöntemi ile üretilen heyelan duyarlılık haritasına göre inceleme alanının % 9.2 çok düşük, % 37.9 düşük, % 22.1 orta, % 26.5 yüksek ve % 4.3 çok yüksek heyelan duyarlılık sınıfına sahip olmuştur. IoE yaklaşımına göre oluşturulan heyelan duyarlılık haritasında ise, % 12.1 çok düşük, % 40.7 düşük, % 19.7 orta, % 22.4 yüksek ve % 5.1 çok yüksek heyelan duyarlılığı tespiti edilmiştir. Bu rakamlar WLC metodu ile hazırlanan duyarlılık haritası için, % 9.8 çok düşük, % 41.4 düşük, % 15.3 orta, % 29.6 yüksek ve % 3.9 çok yüksek olmuştur. ROC-AUC tekniği kullanarak, elde edilen modeller için doğruluk testi yapılmış ve ROC eğrisinin altında kalan alan, EBF, IoE ve WLC uygulamaları için sırasıyla 0.7181, 0.6753 ve 0.5922 belirlenmiştir. Üç farklı yöntem ile hazırlanan heyelan duyarlılık haritalarının birbiriyle olan uyumları ve heyelan envanter haritası ile uyumları karşılaştırılmıştır. Buna göre, EBF ile oluşturulan duyarlılık haritası en yüksek başarılı göstermiştir. En düşük performans ise WLC modelinde elde edilmiştir.



Şekil 2. Heyelan duyarlılık haritaları a. EBF, b. IoE, c. WLC ve doğruluk testi (ROC-AUC).

6. KAYNAKLAR

Akgün, A., Bulut, F., 2007. GIS-based landslide susceptibility for Arsin-Yomra (Trabzon, North Turkey) region. Environmental Geology, 51, s. 1377–1387.

Akgün, A., Dağ, S., Bulut, F., 2008. Landslide susceptibility mapping for a landslide-prone area (Findikli, NE of Turkey) by likelihood-frequency ratio and weighted linear combination models. Environmental Geology, 54(6), s. 1127–1143.

Akıncı, H., Y. Özalp, A., Özalp, M., T. Kılıçer, S., Kılıçoğlu, C., Everan, E., 2014. Bayes olasılık teoremi kullanılarak heyelan duyarlılık haritalarının üretilmesi, Uzaktan Algılama ve Coğrafi Bilgi Sistemleri Sempozyumu (UZAL-CBS 2014), 14-17 Ekim, YTÜ, İstanbul.

Althuwaynee, O.F., Pradhan, B., Lee, S., 2012. Application of an evidential belief function model in landslide susceptibility mapping. Computers & Geosciences, 44, s. 120–135.

Avcı, V., 2016a. İndeks metodu ile Darköprü Deresi Havzası'nın (Bingöl) heyelan duyarlılık analizi. Uluslararası Sosyal Araştırmalar Dergisi, Cilt: 9, Sayı: 43, s. 1005-1023.

Avcı, V., 2016b. Kanıt ağırlığı yöntemi ile Esence Deresi Havzası'nın (Bingöl) heyelan duyarlılık analizi. JASSS (The Journal of Academic Sosyal Science Studies), Sayı: 44, s. 287-310.

Bednarik, M., Magulova, B., Matys, M., Marschalko, M., 2010. Landslide susceptibility assessment of the Kralovany–Liptovsky Mikulas railway case study. Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C, 35(3–5), s. 162–171.

Carranza, E.J.M., Hale, M., 2002. Evidential belief functions for data-driven geologically constrained mapping of gold potential, Baguio district, Philippines. Ore Geology Reviews, 22, s. 117–132.

Çevik, E., Topal, T., 2003. GIS-based landslide susceptibility mapping for a problematic segment of the natural gas pipeline, Hendek (Turkey). Environmental Geology, 44, s.949-962.

Constantin, M., Bednarik, M., Jurchescu, M.C., Vlaicu, M., 2011. Landslide susceptibility assessment using the bivariate statistical analysis and the index of entropy in the Sibiciu Basin (Romania). Environmental Earth Science, 63, s. 397–406.

Dağ, S., Bulut, F., Alemdağ, S., Kaya, A., 2011. Heyelan duyarlılık haritalarının üretilmesinde kullanılan yöntem ve parametrelere ilişkin genel bir değerlendirme. Gümüşhane Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Dergisi, 1(2), s. 151-176.

Dai, F.C., Lee, C.F., 2002. Landslide characteristics and, slope instability modeling using GIS, Lantau Island, Hong Kong. Geomorphology, 42(3-4), s. 213-228.

Dempster, A.P., 1967. Upper and lower probabilities induced by a multi-valued mapping. Annals of Mathematical Statistics, 38(2), s. 325–339.

Dempster, A.P., 1968. A generalization of Bayesian inference. Journal of the Royal Statistical Society, s. 205–247.

Gökçeoğlu, C., Sönmez, H., Nefeslioğlu, H.A., Duman, T.Y., Can, T., 2005. The 17 March 2005 Kuzulu landslide (Sivas, Turkey) and landslide-susceptibility map of its near vicinity. Engineering Geology, 81, s. 65-83.

Kavzoğlu, T., Çölkesen, İ., Şahin, E. K., 2012. Heyelan duyarlılık haritasının üretilmesinde kullanılan faktörlerin etkilerinin araştırılması: Düzköy örneği. IV. Uzaktan Algılama ve Coğrafi Bilgi Sistemleri Sempozyumu (UZAL-CBS 2012), 16-19 Ekim, Zonguldak.

Kumtepe, P., Nurlu, Y., Cengiz, T., Sütçü, E., 2009. Bolu çevresinin heyelan duyarlılık analizi. TMMOB Coğrafi Bilgi Sistemleri Kongresi, 02-06 Kasım, İzmir.

Moore, I.D., Grayson, R.B., Ladson, A.R., 1991. Digital terrain modelling: a review of hydrological, geomorphological, and biological applications. Hydrological Process, 5, s. 3–30.

Öztürk, K., 2002. Heyelanlar ve Türkiye'ye etkileri. G.Ü. Gazi Eğitim Fakültesi Dergisi, 22 (2), s.35-50.

Şener, B., Süzen, M.L., Doyuran, V., 2006. Landfill site selection by using geographic information systems. Environmental Geology, 49, s. 376–388.

Shafer, G., 1976. A mathematical theory of evidence. Princetown University Press, New Jersey.

Shannon, C.E., 1948. A mathematical theory of communication. Bell System Technical Journal, 27(3), s. 379–423.

Sujatha, E.R., Rajamanickam, G.V., 2015. Landslide Hazard and Risk Mapping Using the Weighted Linear Combination Model Applied to the Tevankarai Stream Watershed, Kodaikkanal, India. Human and Ecological Risk Assessment: An International Journal, 21(6), s. 1445-1461.

Tien Bui, D., Pradhan, B., Lofman, O., Revhaug, I., Dick, O.B., 2012. Spatial prediction of landslide hazards in Hoa Binh province (Vietnam): A comparative assessment of the efficacy of evidential belief functions and fuzzy logic models. Catena, 96, s. 28–40.

Vlcko, J., Wagner, P., Rychlikova, Z., 1980. Evaluation of regional slope stability. Mineralia Slovaca, 12(3), s. 275–283.

Yalçın, A., 2007. Environmental impacts of landslides: A case study from East Black Sea region, Turkey. Environmental Engineering Science, 24(6), s. 821-833.

Yalçın A., 2008. GIS-based landslide susceptibility mapping using analytical hierarchy process and bivariate statistics in Ardesen (Turkey): Comparisons of results and confirmations. Catena, 72(1), s. 1–12.

Yang, Z., Qiao, J., Zhang, X., 2010. Regional landslide zonation based on entropy method in Three Gorges Area, China. Seventh International Conference on Fuzzy Systems and Knowledge Discovery (FSKD 2010), s. 1336- 1339.

Yufeng, S., Fengxiang, J., 2009. Landslide stability analysis based on generalized information entropy. International Conference on Environmental Science and Information Application Technology, s. 83-85.

İmar Planına Esas Mikrobölgeleme Etüt Çalışmalarıyla Yerleşim Alanlarının Planlanması: Erzin, Payas, Dörtyol (Hatay) Örneği

Planning of Residential Areas with Microzonation Survey Studies Based on Zoning Plan: Case Study Erzin, Payas, Dörtyol (Hatay)

Musa ESKİOCAK*, Demet ÖVER

Hatay Büyükşehir Belediyesi
*(*musaeskiocak79@gmail.com)*

ÖZ: Hatay İli 1. derece deprem bölgesi içinde yer almaktadır. Bu nedenle yerleşim alanlarının planlanmalarında, zemin özellikleri açısından güvenli ve riskli olan bölgelerin tespit edilmesinin gerekliliği, özellikle deprem, heyelan gibi doğal afetler göz önünde bulundurulduğunda oldukça önemlidir. Bu gereklilik doğrultusunda, zeminlerin mühendislik parametrelerinin belirlenmesi ve çalışılan alanın yerleşime uygunluk durumunun tespit edilmesi hedeflenmiştir. Böylece inceleme alanında yapılan tüm çalışmalar ile yapılacak imar planına altlık oluşturacak mikrobölgeleme etütleri yapılmıştır. Arazi çalışmaları sırasında derinlikleri 20 m – 30 m arasında değişen sondaj kuyuları açılmıştır. Ayrıca zeminin fiziksel parametrelerinin belirlenmesi için jeofizik çalışmalar yapılmıştır. Yeraltı suyu seviyeleri 8,0 m - 14,0 m arasında değişmektedir. Arazi gözlemleri, sondaj çalışmaları, jeofizik ölçümler, paleosismolojik çalışmalar laboratuvar verileriyle yapılan analiz ve hesaplamalar sonucu inceleme alanı yerleşime uygunluk açısından Önlemli Alanlar 5.1a, 5.1b ve 2.1 olarak belirlenmiştir. İnceleme alanındaki jeolojik - jeoteknik çalışmalardan elde edilen sonuçlar ile mikrobölgeleme verileri kullanılarak, CBS tabanlı tematik haritalar oluşturulmuştur. Yerleşime uygunluğun değerlendirilmesinde CBS'nin sorgulama yeteneğinden yararlanılarak, amaca yönelik farklı türde sorgulamalar yapılabilecektir. Bu amaçla INSPIRE standartlarına uygun olarak verilerin CBS'ye aktarılması çalışmalarına başlanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Hatay, yerleşime uygunluk, mikrobölgeleme, mekânsal planlama

ABSTRACT: *Hatay Province is located in the first degree earthquake zone. For this reason, the necessity of identifying the areas which are safe and risky in terms of soil characteristics is very important in the planning of residential areas, especially when considering natural disasters such as earthquakes and landslides. In accordance with this requirement, it is aimed to determine the engineering parameters of the soils and to determine the suitability of the area to be settled. As a result, microzonation studies were carried out to make a basis for the zoning plan to be made with all the studies in the study area. During the field studies, boreholes with depths of 20 m – 30 m were drilled In addition, geophysical studies were carried out to determine the physical parameters of the soil. Underground water levels are chamged between 8.0 m -14.0 m. Field observations, drilling works, geophysical measurements, paleoseismological studies have been conducted with laboratory data. As a result of the analysis and calculations, the study area is determined as Precautionary Areas 5.1a, 5.1b and 2.1. GIS based thematic maps will be created by using the data obtained by combining microzonation studies and ground studies in the region. In order to evaluate the suitability of the settlement, different kinds of inquiries can be made for the purpose by using GIS's querying capability. For this purpose, studies have been started to transfer the data to GIS in accordance with INSPIRE standards.*

Keywords: *Hatay, settlement suitability, microzonation, spatial planning*

1. GİRİŞ

Ülkemiz aktif bir tektonik kuşağın üzerinde bulunmakta olup, deprem, heyelan vb. doğal afetlere elverişli bir topografyaya sahiptir. Bu da, yerleşim alanları planlamalarında, zemin özellikleri açısından güvenli ve riskli olan bölgelerin tespit edilmesi gerekliliğini ortaya koymaktadır.

Yapılar, yollar, meydanlar, yeşil alanlar kentleri oluşturan temel öğelerdendir. Bu öğelerin nicelik ve nitelik olarak büyüyüp çoğalması ve çeşitlenmesi işlev ve ayrıntı düzeyinin yükselmesi bir yerleşmenin kent sayılıp sayılamayacağının da bir ölçüsüdür. Çağdaş kent planlamasının amaçlarından en önemlisi herkese sağlıklı ve güvenli bir yaşam sağlamaktır. Depremler sonucu oluşan yer hareketlerinin etkilerinin en aza indirgemeye yönelik mikrobölgeleme çalışmaları, deprem tehlikelerinin-zararlarının azaltılması ile ilişkili en temel kavramlardan birine işaret etmektedir.

Kentsel planlama, mevcut ve beklenen problem çözümleri için, veri toplama, analiz ve sentez yöntemleri ile kısa, orta ve uzun vadeli hedefler belirlemekte ve bu hedeflere ulaşmak için uygulanabilir yöntemler tanımlamaktadır. Kentsel planlamada yer seçimini etkileyebilecek en temel etkenler jeolojik - jeoteknik özellikler ile fiziksel kısıtlamalardır. Bu kısıtlamalar, topografya, jeolojik yapı, iklim koşulları, sismoloji, hidrojeolojik özellikler, yapı malzemeleri, zemin kalitesi, mineralojik ve jeokimyasal özelliklerdir.

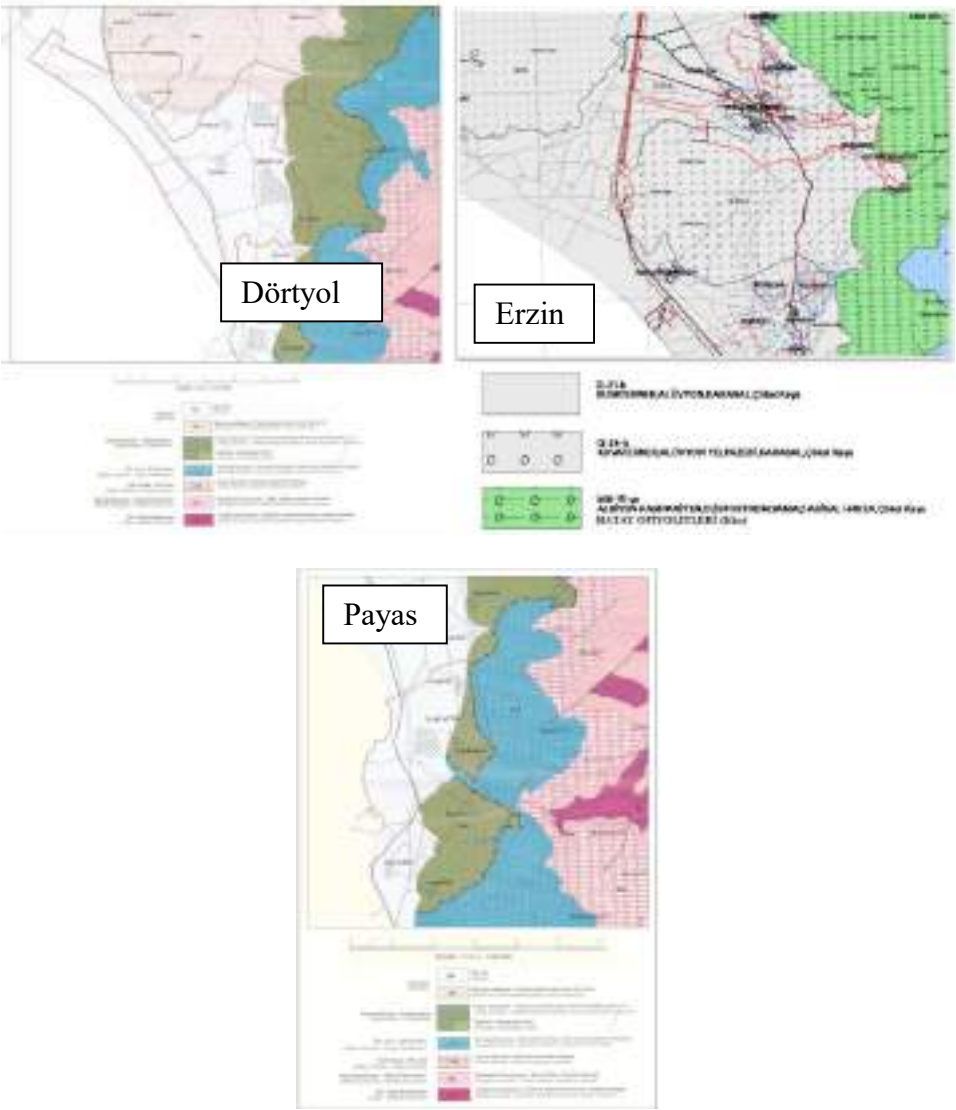
Arazi planlamasına yönelik zemin araştırmalarında, yerel zemin koşullarını açıklayan parametrelerin bölgedeki değişiminin belirlenmesi ve bu parametrelerin analizi sonucu elde edilen veri tabakalarının birleştirilerek aralarındaki ilişkilerin anlaşılması gerekmektedir.

Mikrobölgeleme haritaları hazırlanırken, doğal afetlerin etkileri dikkate alınarak değerlendirme yapılması esas olup, mikrobölgeleme çalışmaları disiplinler arası katkıları gerektirmektedir. Bunun ötesinde, jeolojik, hidrojeolojik, jeoteknik ve jeofizik araştırmalar kullanılarak zeminlerin deprem hareketine bağlı davranışlarının önceden bilinmesi gerekmektedir. Ayrıca, jeolojik ve jeoteknik veriler kullanılarak doğal afetlerin belirlenmesi, kontrol edilmesi ve/veya önlenmesi de mikrobölgeleme çalışmalarında önem arz etmektedir (Bell vd., 1987; Legget, 1987; Hake, 1987; Rau, 1994; Dai vd., 1994; GDDA (General Directorate of Disaster Affairs), 1996; Van Rooy ve Stiff, 2001; Ansal vd., 2001; 2004; Topal vd., 2003; Akın, 2009; Akın 2011).

Bu çalışmaya konu olan yaklaşık 1700 hektarlık alana sahip Erzin, Payas, Dörtyol ilçeleri Hatay ilinde yer almaktadır. Çalışma alanı ve çevresindeki zemin koşullarının statik ve dinamik etkiler altındaki özelliklerinin belirlenmesi ve mikrobölgeleme esasları doğrultusunda hazırlanmış olan bu çalışmada, detaylı olarak arazi ve laboratuvar çalışmaları gerçekleştirilmiştir. Alanda sondaj kuyuları açılmış ve yerinde deneyler yapılmıştır. Ayrıca, mikrotremör gibi ölçümleri kapsayan jeofizik çalışmaları da yapılmıştır. Elde edilen veriler ışığında alana ait statik ve dinamik zemin özellikleri ortaya konulmuştur. Bu zemin özellikleri dikkate alınarak alan için gerekli sıvılaşma vb. analizler de gerçekleştirilmiştir. Yapılan mikrobölgeleme etüt çalışmaları ile elde edilen veriler ışığında inceleme alanının yerleşime uygunluk değerlendirilmesinin yapılması ve imar planı çalışmasına girdi oluşturacak parametrelerin elde edilmesi amaçlanmıştır.

2. İNCELEME ALANININ JEOLOJİSİ

Çalışma alanında, Kretase yaşlı Hatay Ofiyolitleri (Kha), Kuvaterner yaşlı Alüvyon Yelpaze (Qay) ve Alüvyonlar (Qal) mevcuttur. Şekil 1'de inceleme alanı ve yakın civarının jeoloji haritası verilmiştir. Hatay Ofiyolitleri (Kha)**,** diyabaz, yastık lav ve volkano-sedimanter kayaçlardan oluşan düzenli bir ofıyolit napıdır. Ofıyolitler, altındaki Arabistan platformundan ince karmaşık dilimiyle ayrılır ve matamorfik tabanları karunmamıştır (Robertson, 2002). Amanos dağlarının doğusundaki yüzeylenmeleri Hatay (Kızıldağ) güneyindekiler Bear-Bassit ve batısındakiler Trodos ofıyolitleri olarak adlanmıştır. Ofıyolitler, Amanosların Mesozoyik istifleri üzerinde tektoniktir. Hatay ofiyolitleri 8500 m kalınlığında (Selçuk, 1985) olup geç Mastrihtiyen yaşlı sığ-deniz çökelleri tarafından uyumsuzlukla örtülmektedir. Alüvyon Yelpazesi (Qay)'nin ana litolojisini Kuvaterner yaşlı alüvyon yelpazesi derelerden taşınan blok, çakıl, kum, silt ve kil malzemelerden oluşur. Yelpazenin üst seviyeleri tutturulmamış malzemeden oluşur. Alüvyonlar (Qal) genellikle tutturulmamış, olgun ve az olgun, farklı kökenli, çakıl ve kum düzeylerinden oluşan alüvyonlar yer yer silt düzeyleri içermektedir. Çakıl ve kum mercekleri yanal ve düşey yönde geçişlidir.



Şekil.1 İnceleme alanı ve yakın civarının genel jeoloji haritası.

3. ÇALIŞMA YÖNTEMLERİ

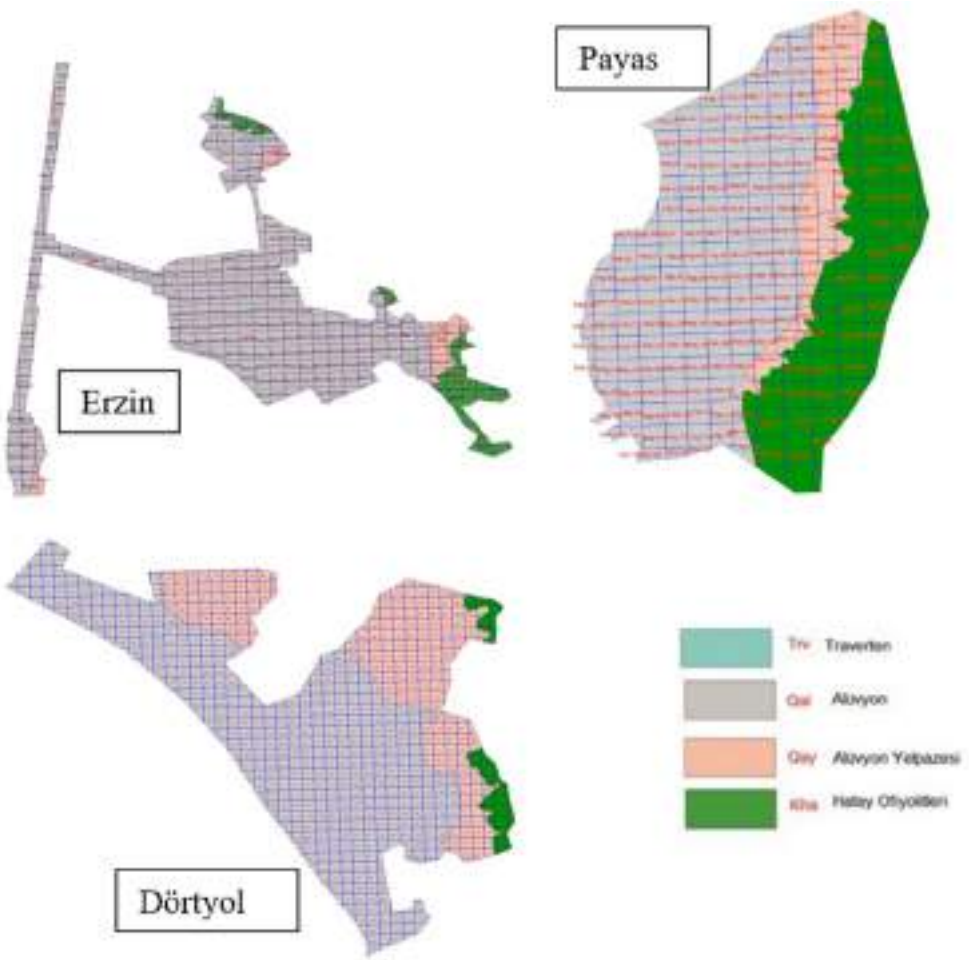
3.1. Haritalama ve Ölçek

Çalışmalar sonucunda elde edilen yerleşime uygunluk ve mikrobölgeleme haritaları; standart topoğrafik veya büyük ölçekli hali hazır haritalar üzerine sayısal olarak, nazım imar planına esas olmak üzere, yerel zemin şartlarının ve her türlü afet tehlike değerlendirmelerinin işlenmesi şeklinde hazırlanan haritalardır. Çalışmalar Hatay Büyükşehir Belediyesi tarafından onaylanan UTM 3 derece ITRF96 datumunda düzenlenmiş haritalar baz alınarak yapılmıştır. Çalışma sonucunda eğim haritası (1/5000), jeoloji ve lokasyon haritası (1/5000), yerleşime uygunluk haritası (1/5000-1/2000), yeraltısuyu haritası (1/5000), yer hakim titreşim periyodu (To) haritası (1/5000), kesme dalgası (V_S-V_{S30}) haritası (1 adet) (1/5000), yerel zemin sınıfları haritası (1/5000), zemin büyütme haritası (1/5000), görünür özdirenç kat haritası (1/5000) üretilmeye çalışılmıştır.

3.2. Karelaj - Hücreleme

Mikrobölgeleme çalışmaları coğrafi bilgi sistemi ile yapılan çalışmalar olduğundan, çalışmalar sırasında interpolasyon ve ekstrapolasyon yapılmalıdır. Bu çalışmalarda inceleme alanı eşit alana sahip "hücre" olarak adlandırılan birimlere ayrılır. Bu işleme karelaj ya da grid adı verilir. Oluşturulan

karelaj, inceleme alanındaki çalışmanın hassasiyetini ortaya koyar. Çalışma sonucunda elde edilen mikrobölgeleme haritalarının güvenilirliği, zemin tabakalarının belirlenmesine ve iyi tanımlanmasına bağlıdır. Bu bilginin elde edilmesinde farklı yöntemler kullanılmaktadır. Bunun için en ekonomik yöntem, veriyi hücre formatında toplamak ve gerekirse hücre yoğunluğunu arttırmaktır. Çalışma kapsamında her bir hücrede, jeolojik, jeofizik ve jeoteknik veriler toplanmıştır. Bu nedenle çalışılacak saha öncelikli olarak belirlenmiş grid boyutlarında eşit alanlara ayrılmıştır. Çalışma alanının Payas bölgesinin gridlere bölünmesinde Alüvyon, Alüvyon Yelpaze ve Hatay Ofiyolitleri "400 m x 400 m" boyutlarında hücreler oluşturulmuştur. Çalışma alanında 200 adet grid bulunmaktadır. Çalışma alanının Erzin bölgesinin gridlere bölünmesinde, Alüvyon, Alüvyon Yelpazesi, Traverten ve Hatay Ofiyolitleri"400 m x 400 m" boyutlarında hücreler oluşturulmuştur. Çalışma alanında 272 adet grid bulunmaktadır. Çalışma alanının Dörtyol bölgesinde gridlere bölünmesinde, Alüvyon, Alüvyon Yelpazesi ve Hatay Ofiyolitleri "400 m x 400 m" boyutlarında hücreler oluşturulmuştur. Çalışma alanında 600 adet grid bulunmaktadır.



Şekil.2 İnceleme alanının jeoloji haritası.

3.3. Arazi ve Laboratuvar Çalışmaları

İnceleme alanında, yapılan çalışmalar arazi incelemeleri, arazi çalışmaları (sondaj, jeofizik çalışmalar, paleosismolojik çalışmalar), laboratuvar çalışması, büro çalışması olarak yürütülmüştür.
Arazi çalışmaları kapsamında, araştırma çukuru, sondaj çalışmaları, jeofizik çalışmalar ve paleosismolojik çalışmalar yapılmıştır.

Sondaj çalışmaları; inceleme alanında yapılan karelajlama sonrası her hücreye 1 adet olmak üzere belirlenmiş olup açılan sondaj kuyularından, alüvyonda derinlikleri 20-30 m olan toplam 14647 m. 727 adet, Alüvyon Yelpazede derinlikleri 20-30 m olan toplam 4400 m. 217 adet, Hatay

Ofiyolitlerinde derinlikleri 20,00 m olan toplam 1420 m 71 adet sondaj yapılmıştır. İnceleme alanında jeoteknik etüt amaçlı, zeminlerin mühendislik özelliklerini belirlemek amacıyla 20-30 m derinliğinde toplam 20467 m derinliğinde 1015 adet sondaj kuyusu açılmıştır. Ayrıca İnceleme alanında yapılan sondaj çalışmalarında zemin tabakalarının mekanik özelliklerini belirlemek amacıyla 172 adet temel araştırma sondaj kuyusunda her üç metrede derinliklere bağlı 1032 adet presiyometre deneyi yapılmıştır. Dörtyol da 70 noktada Konik Penetrasyon deneyi (CPT) yapılmıştır.

Jeofizik çalışmalar kapsamında; 1015 adet sismik kırılma-aktif kaynaklı yüzey dalgası (MASW), 68 adet düşey elektrik sondaj (DES), 1015 adet Mikrotremor (M), 24 profilde toplam 2654 m uzunluğunda yer radarı (GPR), 25 profil üzerinde toplam 2654 m uzunluğunda sismik yansıma, 7 profilde elektrik özdirenç tomografi (ERT) ölçümleri gerçekleştirilmiştir.

Paleosismolojik çalışmalar kapsamında; 16 adet (18-62 m uzunluğunda 2-3 m derinliğinde) hendek (araştırma çukuru) çalışması yapılmıştır.

Laboratuvar çalışmaları kapsamında; sondaj çalışmalarından alınan örselenmiş (SPT), örselenmemiş (UD) ve karot (CR) numuneleri üzerinde belirtilen sayı ve türdeki deneyler yapılmıştır. Tüm deneylerde TS-1900 standardı uygulanıp, örnekler birleştirilmiş zemin sınıflamasına (USCS) göre sınıflandırılmıştır.

4. PALEOSİSMOLOJİK ÇALIŞMALAR

Düziçi – İskenderun Fayı üzerinde, Dörtyol – İskenderun arasında 10 adet, Erzin'in güneybatısındaki faylar üzerinde de 6 adet olmak üzere toplam 16 adet hendek açılmıştır. Hendeklerden 8 tanesi güneyde İskenderun ile kuzeyde Dörtyol arasında uzanan ana fay üzerinde, 2 tanesi Payas'ın doğusunda, ana fayın batısında haritalanan fay üzerinde, 2 tanesi Erzin'in güneyindeki doğu fay üzerinde, 1 tanesi Erzin'in güneyindeki orta fay üzerinde ve 3 tanesi de Erzin'nin güneyindeki batı fay üzerinde açılmıştır.

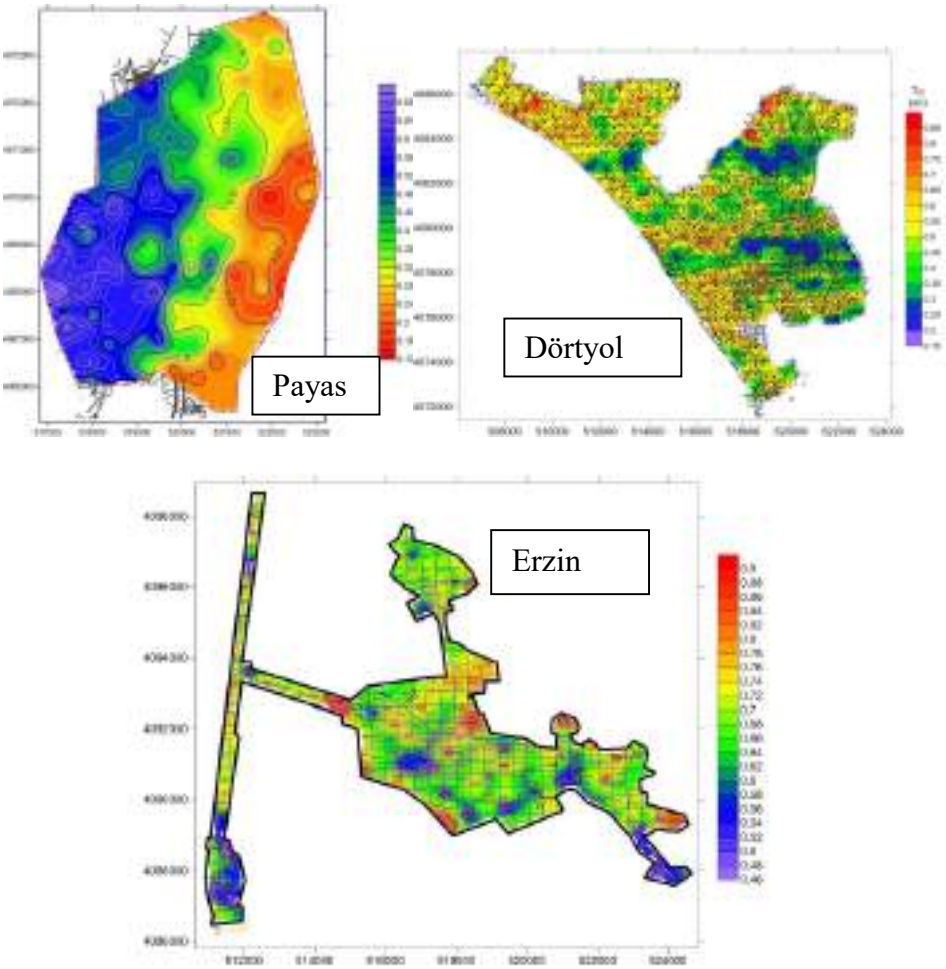
Düziçi – İskenderun Fayı üzerinde, morfolojik çizgisellik sunan sarplıkları dik kesecek şekilde açılan hendeklerde; yüzeyde görülen morfolojiyi yansıtacak herhangi bir yapı hendeklerde görülmemiş, ortam koşullarına bağlı olarak çökelen birimleri kesen herhangi bir faya rastlanmamış ve faylanmayı işaret eden kolüvyal kama, makaslama zonu, kıvrımlanma veya sürüklenme yapıları, paleoyüzeylerle ilişkili sıvılaşma yapıları v.b. veriye rastlanmamıştır.

Bu çalışma kapsamında yapılan arazi gözlemleri ve hendek çalışmaları, Düziçi – İskenderun Fayı'nın yüzey faylanması oluşturma potansiyelinin olmadığını göstermektedir.

5. İNCELEME ALANININ JEOTEKNİK ÖZELLİKLERİNİN HARİTALANMASI

a. Yer Hakim Titreşim Periyodu

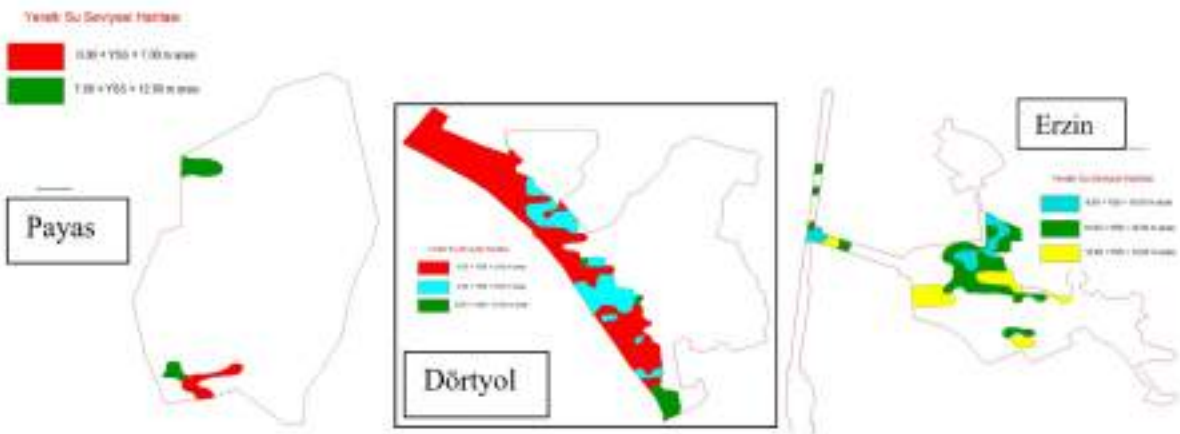
Proje alanında yer hakim titreşim periyotları dağılımı haritalanmış; haritada mavi renklerle gösterilen kesimler hakim titreşim periyodu acısından "A; Düşük Tehlike Düzeyi", renklerle gösterilen kesimler "B; Orta Tehlike Düzeyi", sarı renk ile gösterilen kesimler "C; Yüksek Tehlike Düzeyi" ve kırmızı renk ile gösterilen kesimler "D; Çok Yüksek Tehlike Düzeyi" sınıfına girmektedir.



Şekil.3. 1/5000 lik yer hakim titreşim periyodu (To) dağılım haritası (sn).

b. Yeraltı Suyu

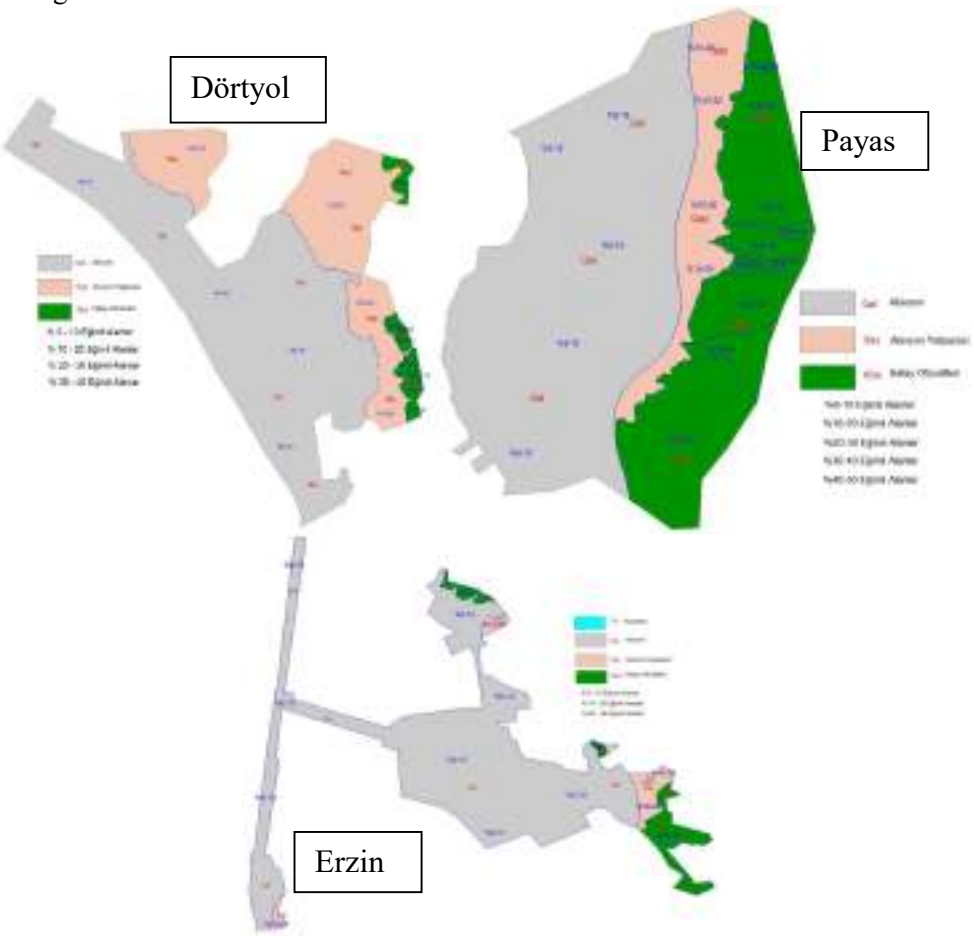
Payas'ta açılan jeoteknik sondajların 6 tanesinde yeraltı suyuna rastlanmış olup, seviyeleri 4.0 m ile 12.0 m arasında, Dörtyol'da alüvyonda açılan sondajların 201 tanesindeki 1.0 m ile 9.0 arasında ve Erzin'de açılan 56 tanesindeki yeraltısuyu seviyeleri 8.0 m ile 14.0 m arasında değişmektedir.



Şekil.4. 1/5000 lik yeraltısuyu haritası.

c. Eğim ve Jeoloji

Erzin bölgesinde alüvyonal düzlüklerde eğim %0 ile %20 arasında, alüvyon yelpazesinde %10 ile %30 arasında, travertende %10 ile %20 arasında ve Hatay Ofiyolitlerinde %10 ile % 30 arasında değişmektedir. İnceleme alanında Kretase yaşlı Hatay Ofiyolitleri (Kha) ile Kuaterner yaşlı Alüvyon Yelpazesi (Qay), Traverten ve Alüvyon (Qal) bulunmaktadır. Payas bölgesinde zemini Hatay Ofiyolitlerine ait serpantinit blok, çakıl, kum, silt ve kil boyutundaki malzemeden oluşan alüvyon ve alüvyon yelpazesi oluşturmakta olup alüvyonun eğimi %0 ile %20 arasında değişmektedir. Hatay Ofiyolitlerinde eğim %20 ile %50 arasındadır.



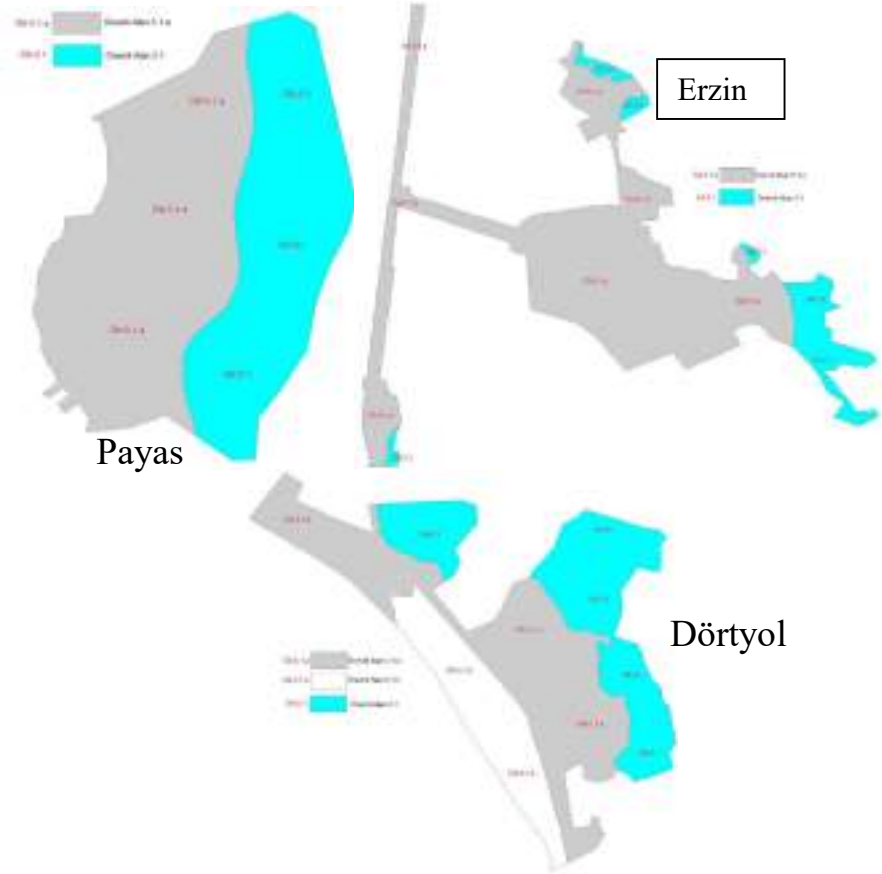
Şekil 5. 1/5000 lik jeoloji ve eğim haritası.

d. Yerleşime Uygunluk Durumu

Arazi gözlemleri, sondaj çalışmaları, jeofizik ölçümler, paleosismolojik çalışmalar laboratuvar verileriyle yapılan analiz ve hesaplamalar sonucu "İmar Planına Esas Mikrobölgeleme Etüt" çalışması kapsamında inceleme alanı yerleşime uygunluk açısından Önlemli Alanlar 5.1a (Ö.A.-5.1a), Önlemli Alanlar 5.1b (Ö.A.-5.1b), Önlemli Alanlar 2.1 (Ö.A-2.1) olmak üzere 3 kategoride değerlendirilmiştir (Şekil 5).

6. VERİLERİN COĞRAFİ BİLGİ SİSTEMLERİNE AKTARILMASI

Farklı özellikteki verilerin bir arada kullanılmak amacı ile düzenlenip depolanması, görselleştirilmesi, analizi ve raporlanması Coğrafi Bilgi Sistemi (CBS) uygulamaları ile yapılmaktadır. CBS kullanımı harita üretme ile sınırlı kalmayıp, farklı yazılımlarla birlikte kullanımından dolayı yerbilimlerine veri sağlanmasında katkı sağlamaktadır.



Şekil 5. 1/5000 lik yerleşime uygunluk haritası.

CBS her türlü coğrafi referanslı verinin etkin olarak elde edilmesi, yerel ve/veya Uluslararası Mekansal Veri Altyapısı (MVA) standartlarına uygun olarak depolanması, güncellenmesi, paylaşılması ve mekâna dayalı karar verme süreçlerinde kullanıcılara destek veren bir platform haline getirilmesi için bilgisayar donanımı, yazılımı, personel ve yöntemlerin organize olarak bir araya getirilmesi çalışmasıdır. Klasik CBS uygulamalarından standartlaştırılmış CBS uygulamalarına geçiş MVA ile gerçekleşmiştir. MVA dünyadaki bir varlığın diğer varlıklarla ilişkilerini ve etkileşimlerini içerecek şekilde coğrafi referansa dayalı bilgi teknolojileri destekli model oluşturmak ve bu modelin ilgili disiplinlerle paylaşımını sağlamaktır.

Bu çalışmadaki hedef Hatay İli bütününde INSPIRE Mekansal veri modeli ana omurgasına dokunmadan bölgemiz ihtiyaçları doğrultusunda genişletmeler yaparak süreç bazlı MVA'yı kurmak ve bu altyapının gelecekte Kurumsal Kaynak Planlaması bağlantısını sağlamaktır. Böylece il bazında bir mekânsal ve finansal karar verme sistemi oluşturmaktır. Bu proje ile birlikte çalışabilir olmak kaydıyla; alanda yapılan İmar Planına Esas Mikrobölgeleme Etütleri sonucunda sondaj, laboratuvar, paleosismoloji ve jeofizik verileri bulunmaktadır. Verilerin çokluğu ve erişiminin zorluğu dolayısıyla, Hatay iline ait ilçelerde Mikrobölgeleme Etüdü kapsamında yapılan sondaj, jeofizik ölçümler ve diğer verilerin CBS kullanılarak modellenmesi yapılacaktır. Bu modelleme INSPIRE jeolojik, hidrojeoloji, jeomorfoloji ve jeofizik veri teması ile OGC (Open Geospatial Consortium) GeoSciML (Geoscience Markup Language) ve GroundWaterML (Groundwater Markup Language) veri temaları eşlenmesi ile gerçekleştirilecektir. Bu proje kapsamında ayrıca ulusal gereklilikler doğrultusunda genişletmeler yapılabilecektir.

7. SONUÇLAR

Bu çalışmada, Hatay'ın Erzin, Payas, Dörtyol ilçelerinin zemin özellikleri, jeolojik, jeofizik ve jeoteknik verilerin birlikte kullanımı ile detaylı olarak irdelenmiş ve inceleme alanının yerleşime

uygunluğu değerlendirilmiştir. Yapılan araştırma, analiz ve hesaplama sonuçları haritalar şeklinde sunulmuştur. Bu çalışmada inceleme alanının yerleşime uygunluğunun araştırılması amacıyla, hazırlanan veri tabanları üzerinde farklı türde sorgulamalar yapılarak yerleşime uygunluk haritaları oluşturulmuştur. Çalışma alanı için hazırlanan yerleşime uygunluk haritaları, gelecekteki yapılaşmalara yol gösterici nitelikte olup, alan genelindeki zeminlerin heterojen bir yapı göstermesi nedeniyle, yapılacak tüm yeni yapılarda ayrıntılı (sondaj, jeofizik vb.) jeoteknik etüt çalışmaları yaptırılmalıdır.

Önlemli Alanlar 5.1a (ÖA-5.1a): Önlem Alınabilecek Şişme, oturma vb. Sorunlu Alanlar
İnceleme alanında eğimin % 0-10 arasında olduğu ve jeolojisini Alüvyon birimlerin oluşturduğu alanlardır. Yapılan çalışmalar sonucunda Alüvyonun hakim olduğu alanlarda sıvılaşma beklenmemektedir. Yapılan oturma hesaplarında elde edilen oturma miktarı kabul edilebilir sınırlar içerisinde kalmaktadır. Ancak alüvyon birimler yanal ve düşey önde heterojen özelliğe sahip olduklarından farklı ve ani oturma gibi mühendislik sorunuyla karşılaşılabilir ayrıca "düşük-orta yüksek" şişme derecesine sahip killerde şişmeden kaynaklanacak mühendislik sorunları nedeniyle bu alanlar yerleşime uygunluk açısından "Önlem Alınabilecek Nitelikte Şişme, Oturma v.b. Sorunlu Alanlar" olarak değerlendirilmiş ve rapor ekinde, yerleşime uygunluk haritasında **"ÖA -5.1a"** simgesiyle gösterilmiştir.

Önlemli Alanlar 5.1b (ÖA-5.1b): Önlem Alınabilecek Nitelikte Şişme, oturma vb. Sorunlu Alanlar
İnceleme alanında eğimin % 0-10 arasında olduğu ve jeolojisini Alüvyon birimlerin oluşturduğu yer yer düşük sıvılaşma riskinin olduğu daha zayıf zemin niteliğindeki alanlardır. Yapılan çalışmalar sonucunda Alüvyonun hakim olduğu alanlarda sıvılaşma beklenmemektedir. Yapılan oturma hesaplarında elde edilen oturma miktarı kabul edilebilir sınırlar içerisinde kalmaktadır. Ancak alüvyon birimler yanal ve düşey yönde heterojen özelliğe sahip olduklarından farklı ve ani oturma gibi mühendislik sorunuyla karşılaşılabilir ayrıca "düşük-orta-yüksek" şişme derecesine sahip killerde şişmeden kaynaklanacak mühendislik sorunları nedeniyle bu alanlar yerleşime uygunluk açısından "Önlem Alınabilecek Nitelikte Şişme, Oturma v.b. Sorunlu Alanlar" olarak değerlendirilmiş ve rapor ekinde, yerleşime uygunluk haritasında **"ÖA -5.1b"** simgesiyle gösterilmiştir.

Önlemli Alan 2.1 (ÖA-2.1): Önlem Alınabilecek Nitelikte Stabilite Sorunlu Alanlar
İnceleme alanında eğimin % 10-20 aralığında olduğu ve jeolojisini Alüvyon Yelpazesi ile eğimin % 20-50 olduğu ve jeolojisini Hatay Ofiyolitlerinin oluşturduğu alanlardır. Arazi gözlemlerinde bu alanlarda kaya düşmesi, heyelan, akma vb. kütle hareketleri gözlenmemiştir. Alüvyon yelpazesini oluşturan litolojinin heterojen özellikli gevşek malzemeden oluşması, yüzey suları ve eğime bağlı olarak stabilite sorunlarıyla karşılaşılabilecektir. Ayrıca inceleme alanımızda 5 noktadaki kesitin bulunduğu alanlarda yapılan şev stabilite analizlerinde deprem etkisiz stabil, deprem etkisiz ve 0,2 gal depremli durum için A-A' kesiti stabil değil çıkmıştır. Ancak inceleme alanının topoğrafik ve jeolojik yapısı nedeniyle eğimin yükseldiği Hatay Ofiyolitlerinin gözlendiği bölgelerde yapılacak derin ve kontrolsüz kazılar sonrası stabilite sorunları beklenebilir. Serpantinler bol kırık ve çatlaklı, düşük dayanımlı ve bozuşmalar fazladır. Aşırı derecede bozuşma ve su çıkışları eğim aşağı heyelanları ve kaya düşmesi tehlikesini ortaya çıkarmaktadır. Muhtemel stabilite sorunlarının mühendislik önlemlerle ortadan kaldırılabileceği kanaatine varıldığından bu alanlar yerleşime uygunluk açısından "Önlem Alınabilecek Nitelikte Stabilite Sorunlu Alanlar" olarak değerlendirilmiş ve rapor eki yerleşime uygunluk haritalarında "ÖA-2.1" simgesiyle gösterilmiştir.

Not: Bu yazı tüm hakları Hatay Büyükşehir Belediyesine ait olan Hatay İli Erzin, Payas, Dörtyol İlçelerine ait İmar Planına Esas Mikrobölgeleme etüt raporlarından yararlanılarak hazırlanmıştır.

8. KAYNAKLAR

Akın, M., 2009. Seismic Microzonation of Erbaa (Tokat-Turkey) Located Along Eastern Segment of the North Anatolian Fault Zone, PhD Dissertation, Middle East Technical University, pp. 416

Akın K.M., Kramer S.L., Topal, T., 2011. Empirical correlations of shear wave velocity (Vs) and penetration resistance (SPT-N) for different soils in an earthquake-prone area (Erbaa-Turkey). Engineering Geology, 119 (1–2), 1–17

Ansal, A., Iyisan, R., Yıldırım, H., 2001. The cyclic behaviour of soils and effects of geotechnical factors in microzonation. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 21, 445-452.

Ansal, A., Laue, J., Buchheister, J., Erdik, M., Springman, S., Studer, J., Koksal, D., 2004. Characterization and site amplification for a seismic microzonation study in Turkey. 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Berkeley, California, USA, 8 p.

Bell, F.G., Cripps, J.C., Culshaw, M.G., O'Hara, M., 1987. Aspects of geology in planning. In: Culshaw, M.G., Bell, F.G., Cripps, J.C., O'Hara, M. (Eds.), Planning and Engineering Geology, Geological Society Engineering Geology Special Publication, 4, 1-38.

Dai, F.C., Liu, Y., Wang, S., 1994. Urban geology: a case study of Tongchuan City, Shaanxi Province, China. Engineering Geology, 38, 165-175. Dai, F. C., Lee, C. F., Zhang, X. H., 2001. GIS-based geo-environmental evaluation for urban land-use planning: a case study. Engineering Geology, 61, 257-271.

GDDA, 1996. Earthquake zoning map of Turkey. General Directorate of Disaster Affairs, Ministry of Reconstruction and Resettlement of Turkey. GDDA, 2000. Laws and regulations: regulations for the construction of buildings in hazard areas. Ankara, 244-332.

Hake, S.S., 1987. A review of engineering geological and geotechnical aspects of town and country planning with particular reference to minerals and the extractive processes. In: Culshaw, M. G., Bell, F. G., Cripps, J. C., O'Hara, M. (Eds.), Planning and Engineering Geology, Geological Society Engineering Geology Special Publication, 4, 69-74.

Legget, R.F., 1987. The value of geology in planning. In: Culshaw, M. G., Bell, F. G., Cripps, J. C., O'Hara, M. (Eds.), Planning and engineering geology. Geological Society Engineering Geology Special Publication. 4, 53-58.

Rau, J.L., 1994. Urban and environmental issues in East and Southeast Asian coastal lowlands. Engineering Geology, 37, 25-29.

Robertson, A.H., 2002. Overview of the genesis and emplacement of Mesozoic ophiolites in the eastern Mediterranian Tethyan region.Lithos.65,1-67.

Selçuk, H. (1985) Kızıldağ-Keldağ-Hatay Dolayının Jeolojisi ve Jeodinamik Evrimi, MTA. Enst., Jeoloji Etütleri Dairesi, Derleme Raporu, No: 7787, Ankara.

Topal, T., Doyuran, V., Karahanoglu, N., Toprak, V., Suzen, M. L., Yeşilnacar, E., 2003. Microzonation for earthquake hazards: Yenişehir settlement, Bursa, Turkey. Engineering Geology, 70, 93-108.

Van Rooy, J.L., Stiff, J.S., 2001. Guidelines for urban engineering geological investigations in South Africa. Bulletin of Engineering and Geological Environment, 59, 285-295

Edirne-Tekirdağ Bölgesi Mevcut Kömür Alanlarının CBS ile İncelenmesi

Study of Existing Coal Areas in Edirne-Tekirdağ Region by GIS

Abdurrahman Cihan BAYRAKTAROĞLU

Pamukkale Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 20160 Kınıklı, Denizli
(cihanba@gmail.com)

ÖZ: Türkiye'deki potansiyel kömür havzalarının sayısallaştırılarak dijital ortamda çalışılabilir havzalar haline getirilmesi ve böylece ekonomik potansiyellerinin ortaya konması amaçlanmıştır. Mevcut verilerin bilgisayar ortamına aktarılarak gerekli analizlerin yapılmasını sağlayacak olan bu yöntem ile teknik çalışmalar sonucu ilişkili bir çekirdek veritabanı modeli oluşturularak ulusal platformlarda kullanılmasına olanak verilmesi hedeflenmiştir. Çalışma alanı içerisinde elde edilen sondaj verilerinin standart bir veritabanına coğrafi doğrulukları ile tanımlanması ile başlayan bu çalışma, paleocoğrafya haritaların değerlendirmesiyle potansiyel kömür havzaları için başlayacak bir çalışmanın temelini atar. Bulgular ışığında "Coğrafi Bilgi Sistemleri" analizlerinden "Çakıştırma Analiz" ve "Yoğunluk Analizi" yöntemleri uygulanmıştır.

Anahtar Kelimeler: CBS, kömür, yoğunluk haritası, paleocoğrafya

ABSTRACT: *It is aimed to digitization of potential coal basin in Turkey and reveal the economic potential of these coal fields. With this method, which will provide the necessary analyzes by transferring the existing data to the computer environment, it is aimed to create a related core database model as a result of technical studies and to scope it to be used in national platforms. This study, which started with the definition of the drilling data obtained in the study area into a standard database with geographical accuracy, facilitated the identification of potential coal basins by evaluating paleogeography maps. Overlay Analysis and Density Analysis methods were applied in the study area.*

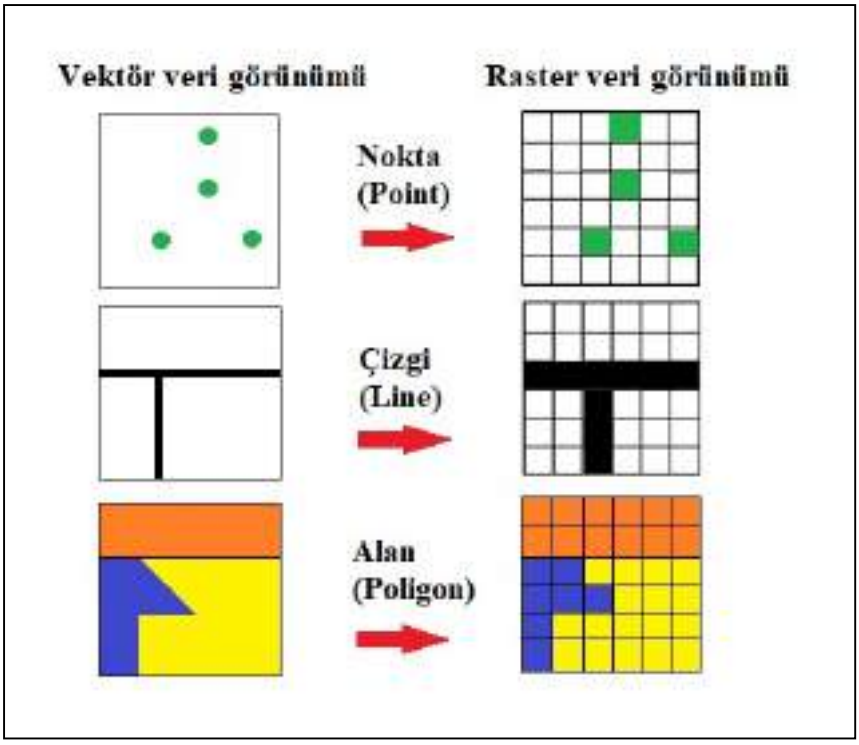
Keywords: *GIS, coal, density map, paleogeography*

1. GİRİŞ

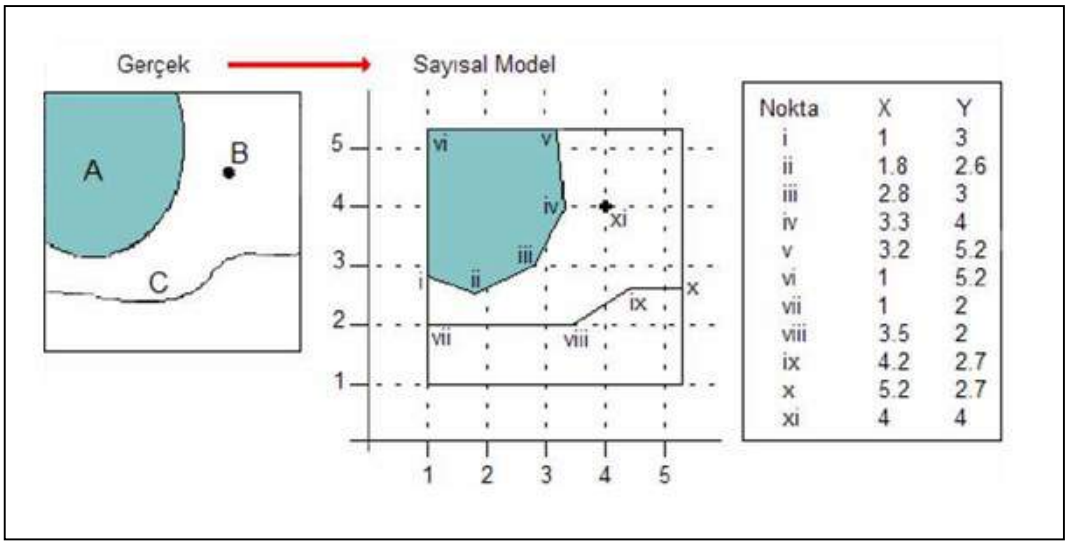
Kömür, yapısında organik ve inorganik maddeler bulunduran, bakteri etkisi ve jeolojik süreçler içerisinde belirli ısı ve sıcaklıklara maruz kalarak meydana gelen, farklı kimyasal ve özelliklerde oluşan sedimanter bir kayaçtır. Az miktarda kükürt, hidrojen, oksijen, karbon bileşimlerinden oluşur. Bünyesinde nem ve mineraller barındırır (Schopf, 1956).

Dünyada en yaygın olan kömür türü hümik kömürlerdir. Bataklık çanaklarında yetişen bitkilerin fiziksel ve kimyasal etkiler sonucu oluşan bu kömür tipi içeriklerindeki litotipler nedeniyle bantlı yapıdadır. Sapropelik kömürler, lagün, deniz ve kara-su geçiş ortamlarında bulunan bitkilerin sapropel şeklinde depolanmasıyla oluşurlar (Berkowitz, 1979).

Coğrafi Bilgi Sistemi, çalışılacak olan alanın bilgilerinin tasnifi, depolanması, sayısal analizlerinin yapılması, veri giriş sistemlerin oluşturulması ve yazılım, donanım, veri, kullanıcılar ile yönetilmesini sağlayan sistemdir. Arazi bilgi sistemi, arazi veri sistemi, doğal taş bilgi sistemi, tapu bilgi sistemi, kent bilgi sistemi, toplulaştırma bilgi sistemi başlıca kullanım alanlarıdır. Raster ve vektör veri olmak üzere iki temel veri sistemini barındır. Raster veri; coğrafi niteliği olan uydu görüntüsü, hava fotoğrafı tematik haritalar gibi görsel verilerin piksellerden oluşmuş halidir ve konuma ait veriler ise hücrelere bağlı olarak temsil edilir. Hücrelerin boyutları aynıdır. Raster verilerde çözünürlük piksel boyutuna bağlıdır. Vektör veri formatındaki konuma ait veriler; nokta, çizgi ve alan özellik tipindeki sayısal verilerdir. Nokta; ağaç, direk, sondaj kuyusu, vb., çizgi; akarsu, yol, fay hattı, vb., alan; yeşil alan, bina, maden sahası, vb., gibi nesneleri temsil etmektedir (Şekil 1). Vektörel veriler x, y koordinat ikilisi ile depolanırlar ve vektör veri modelini oluştururlar (Yomralıoğlu, 2000; Şekil 2).



Şekil 1. Vektör ve raster veri görünümleri.



Şekil 2. Vektör veri modeli (Escobar vd., 2001).

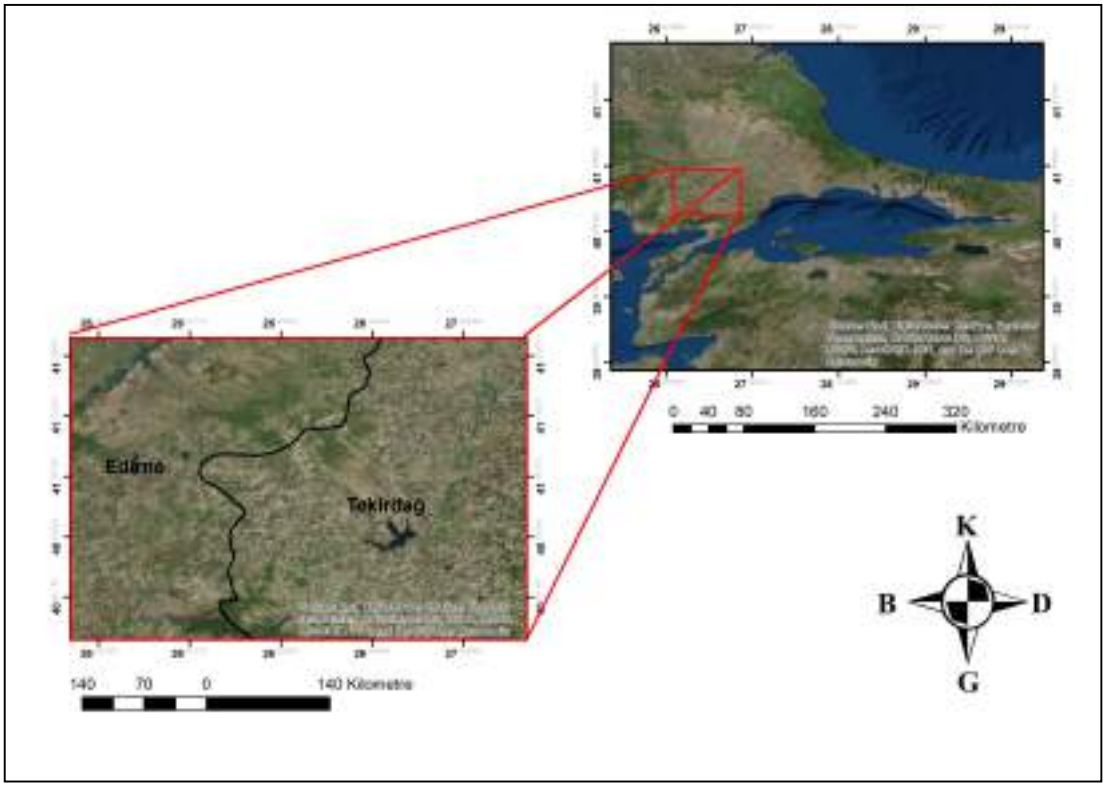
Edirne ve Tekirdağ il sınırı bölgesini içeren çalışma alanında mevcut kömür sahaları belirlenmiştir (Çizelge 1). Belirlenen kömür sahalarının öznitelik bilgilerini içeren bir tablo hazırlanmıştır. Tablodaki kömür oluşum yaş bilgilerine göre mevcut kömür yataklarının Eosen-Miyosen yaş aralığında olduğu tespit edilmiştir. Coğrafi referanslama işlemi ile "Miyosen Paleocoğrafya Haritası" (Görür vd., 1998) ve "Eosen Paleocoğrafya Haritası" (Görür vd., 1998) üzerinde gerçek konumlandırmaları yapılmış, çalışma alanının oluşum ortamları yorumlanmıştır. Son olarak "Ters Mesafe Ağırlıklı Enterpolasyon" yöntemi ile mevcut sahaların yakınlarında bulunabilecek potansiyel kömür sahalarının tespiti gerçekleşmiştir. IDW yöntemi birbirine en yakın noktaların ağırlıklı dağılımı ile daha uzaktaki noktalar arasında kalan alanın değerlemesini yapan bir kestirim yöntemidir. Bu yöntem, noktalar kümesinin aralarındaki mesafelerini ağırlık dağılımı hesabı kullanarak bilinmeyen noktaların değerlerini hesaplar. IDW ağırlıklı mesafe ortalaması değerleri kullandığından noktaların çok sayıda

olması sonuçların daha sağlıklı olmasını sağlar. Şayet kullanılan noktalar az sayıda ise sonuçlar yanıltıcı olabilir (Watson ve Philip, 1985).

Çizelge 1. Çalışma alanı koordinat bilgileri (Esri).

X	Y
26,535134	41,223613
27,525467	41,223613
27,525467	40,861722
26,535134	40,861722

Çalışma alanın koordinat sistemi WGS84 coğrafi sistem olarak tanımlanmıştır.

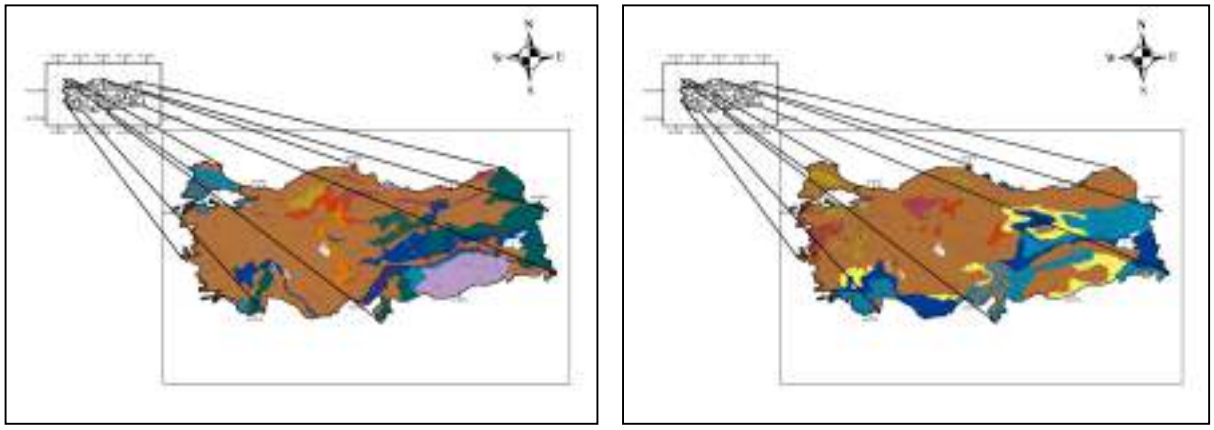


Şekil 3. Çalışma alanı.

2. ÇALIŞMA İÇERİĞİ

2.1. Veri Edinme

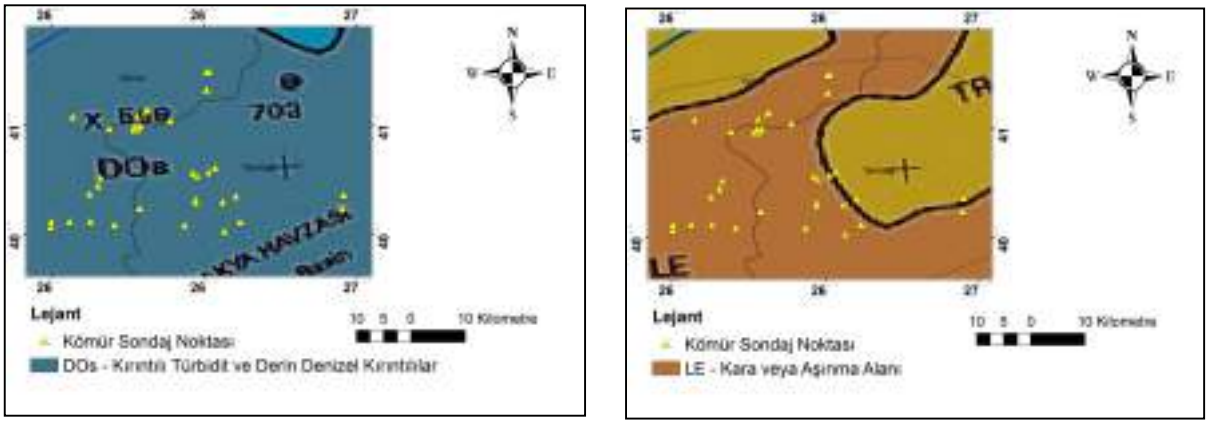
"Türkiye Tersiyer Kömürlerinin Kimyasal ve Teknolojik Özellikleri" (Tuncalı vd., 2002) kitabından elde edilen mevcut kömür sahaların tüm sayısal ve sözel bilgileri bir tablo olarak birleştirilmiştir. ArcGIS 10.2.2 öğrenci versiyonu kullanarak bu tablodaki koordinat bilgileri ile mevcut kömür sahaların yerleri gerçek konumlarına oturtulmuştur. Ayrıca koordinatsız raster veri olarak bulunan haritalar referanslandırma yöntemi ile koordinatlı veriler haline dönüştürülmüştür (Şekil 4).



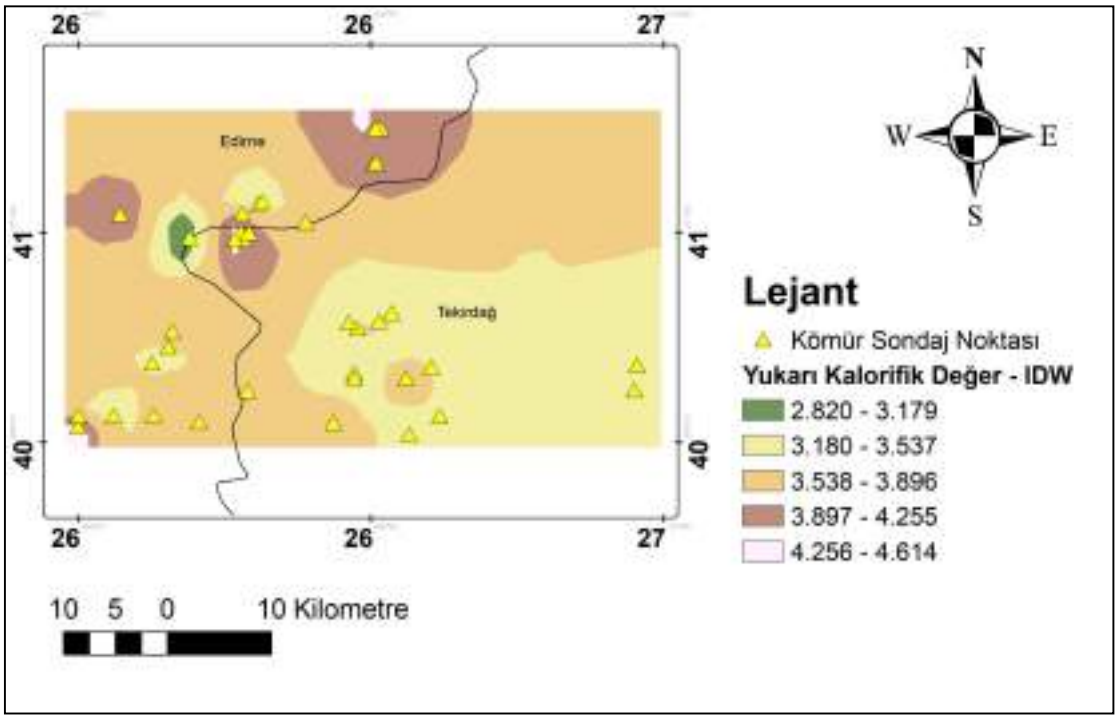
Şekil 4. Eosen ve Miyosen paleocoğrafya haritalarının referanslandırma işlemi (Görür vd., 1998).

2.2. Analiz

Koordinatlandırılmış "Miyosen Paleocoğrafya Haritası" (Görür vd., 1998) ve "Eosen Paleocoğrafya Haritası" (Görür vd., 1998) üzerine mevcut kömür sahaları görüntülenerek çakıştırma analizleri yapılmıştır (Şekil 5). Çakıştırma analizleri sonucunda oluşum ortamlarının dönem içerisinde değişmediği ve kömür oluşumları için uygun olan sulak alan, geçiş ortamı ve bataklık oluşturabilecek ortam oldukları saptanarak geometrik doğruluğun bozulmayacağı kanısına varılmıştır. Ayrıca çalışma alanında faylanma olmadığı için mevcut havzanın tabakalanmadaki yatay pozisyonunun stabil olduğu gözlemlenmiştir. Bu doğrultuda "Ters Mesafe Ağırlıklı Enterpolasyon" yöntemi kullanılmıştır (Şekil 6).



Şekil 5. Çakıştırma işlemi (Görür vd., 1998).



Şekil 6. IDW Analizi.

3. SONUÇLAR

Çalışma alanında yapılan çakıştırma analiz sonuçlarına göre kömür oluşum ortamlarının geometrik bir farklılık göstermediği sonucuna varılmıştır. Eosen ve Miyosen dönemlerindeki çökelim ortamlarının kendi içlerinde aynı ortamlar olduğu saptanmıştır. Eosen döneminde sulak alan göstergesi olan kırıntılı türbidit ve derin denizel kırıntılıların varlığı çalışma alanında Miyosen dönemine gelinceye kadar küçük veya büyük göl gruplarının oluşabileceği fikrini güçlendirmiştir. Bu fikir ışında Miyosen döneminin karasal ortama dönüştüğünü gösteren kara veya aşınma alanı birimleri ile akarsu ve göl ortamlarının da varlığı çalışma alanı içerisinde büyük ve küçük kömür havzalarının olabileceğini göstermiştir. Bu bilgiler ile birlikte ters mesafe ağırlıklı enterpolasyon yöntemi, mevcut kömür sahalarının yukarı kalorifik değerlerine göre uygulanmıştır. Potansiyel olarak görülen alanlarda birbirlerine yakın havza veya havza gruplarının aynı kalorifik değerlere sahip olabileceği gösterilmiştir.

Ulaşılabilir verilerin eklenerek çoğaldığı bir veritabanı bütününde tüm bu sonuçların kullanılması kömür aramacılığında masa başı çalışmaların kısalarak daha bilimsel sonuçların doğmasını sağlayacaktır.

4. KAYNAKLAR

Berkowitz, N., 1979. An Introduction to Coal Technology, United Kingdom Edition, Academic Press, 350p.

Escobar, F., Hunter, G., Bishop, I., Zerger, A., 2001. Introduction to GIS. file online. http://www.geogra.uah.es/patxi/gisweb/GISModule/GISTheory.pdf. [Son erişim tarihi: 25.06.2019].

ESRI. https://www.esri.com. file online. [Son erişim tarihi: 25.06.2019].

Görür, N., Şengör, A.M.C., Okay, İ.A., Özgül, N., Tüysüz, O., Sakınç, M., Akkök, R., Yiğitbaş, E., Genç, T., Örçen, S., Ercan, T., Akyürek, B., Şaroğlu, F. 1998. Türkiye' nin Triyas-Miyosen Paleocoğrafya Atlası, editör: Naci Görür İstanbul Teknik Üniversitesi, Maden Fakültesi, Jeoloji

Mühendisliği Bölümü, Genel Jeoloji Anabilim Dalı TÜBİTAK—Global Tektonik Araştırma Ünitesi ve Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü, Jeoloji Etütleri Dairesi, Ankara.

Schoph, J.M., 1956. A Definition of Coal. Economic Geology

Tuncalı, E., Çiftçi, B., Yavuz, N., Toprak, S., Köker, A., Gencer, Z., Ayçık, H., Şahin, N., 2002. "Türkiye Tersiyer Kömürlerinin Kimyasal ve Teknolojik Özellikleri" M.T.A. Ankara.

Watson, D.F., Philip, G.M., 1985. A Refinement of Inverse Distance Weighted Interpolation. Geoprocessing, 2, 315-327.

Yomralıoğlu, T., 2000. Coğrafi Bilgi Sistemleri-Temel Kavramlar ve Uygulamalar. Seçil Ofset, İstanbul, s.480.

Yer Radarı Yönteminin Farklı Yapılarda Uygulama Örnekleri

Application Examples of Ground Penetrating Radar Method in Different Structures

Elif Meriç İLKİMEN[1,*], Mohammed Salem OUDEIKA[1], Ali AYDIN[2]

[1]*Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Denizli*
[2]*Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Jeofizik Mühendisliği Bölümü, Denizli*
*(*meric.ilkimen@gmail.com)*

ÖZ: Yapılan bu çalışmanın amacı, yer içindeki üç farklı problemin incelenmesinde kullanılmak üzere alınan verilerin iyileştirilmesini ve yorumlanmasını içermektedir. Bunlardan ilki, Balıkesir İli'nde bir evin 8×15 m boyutlarındaki bahçesinde boşluk yapısını belirlemek için 7 tane 13 m uzunluğunda dik şekilde, 5 tane 6 m uzunluğunda yatay şekilde 400 MHz'lik anten kullanılmış, İkinci çalışma ise laboratuvar ortamında oluşturulmuş 40×40×196 cm boyutlarındaki tankın içine ince taneli kum doldurulup daha sonra belirli bir derinlikte ve konumda iki adet 4 cm çapında metal boru ve iki adet 7.5 cm ve 6.7 cm çapında plastik boru yerleştirilerek 400 MHz'lik anten kullanılarak arazi ölçümleri gerçekleştirilmiştir. Son çalışmada ise Denizli İli Karataş civarında yer alan dolomitik kireçtaşları üzerinde 28 m ve 48 m uzunluğunda 250 MHz'lik anten kullanılarak arazide ölçümler alınmıştır. Topladığımız verilere, arka plan gürültüsünü kaldırma (background removal), statik düzelteme (possition) ve göç (migration) oluşan veri işlem adımları uygulanmıştır. Alınan bu verilere, veri işlem aşamalarından geçirilerek iyileştirmeye gidilmiştir. Bu üç çalışmadaki hedefler; boşluk yapısının, boru yerlerinin ve kayaç kütlesi içindeki süreksizliklerin tespit edilmesi şeklindedir. Elde edilen sonuçlara baktığımızda hedeflerin konum, büyüklük ve fiziksel özellikleri GPR yöntemi ile ortaya konulmuştur.

Anahtar Kelimeler: Yer Radarı, Sığ Jeofizik, Modelleme

ABSTRACT: *The aim of this study is to improve and interpret the collected data to be used in the investigation of three different engineering problems.. Three different structures were examined in this study. The first investigation case of the study illustrate thedetermination of a cavity located in the subsurface of an 8×15 m house garden in Kemalpaşa district of Balıkesir province. Using a 400 MHz antenna a grid of 7 profiles 13 m long and 5 profiles 6 m long were acquired. In the second investigation case; by using a 400 MHz antenna, profiles were taken on two 4 cm diameter metal pipes and two 7.5 cm and 6.7 cm diameter plastic pipes embedded in a 40×40×196 cm tank. In the last study, measurements were taken using a 250 MHz antenna along 28 m and 48 m profiles on dolomitic limestones around Karataş in Denizli province . In order to improve the collected data quality different data processing operation as Background removing, Migration and Position correction were applied. These three investigation cases aim respectively to determine a cavity structure, embedded pipe location and the determination of discontinuities in a rock mass. As a result the location, size and physical properties of the targets in each investigation case were determined by GPR method.*

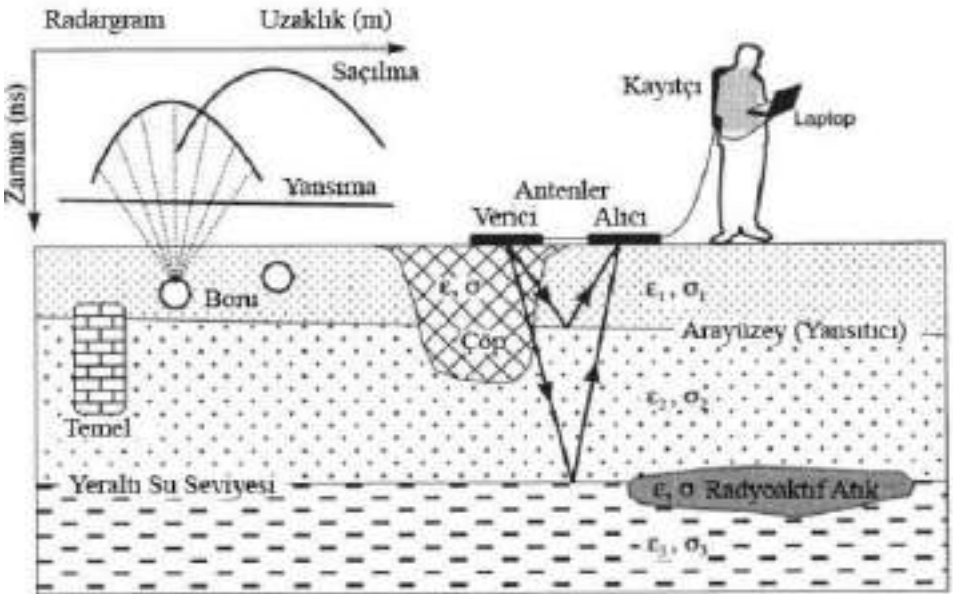
Keywords: *Ground Penetrating Radar, Shallow Geophysics, Modelling*

1. GİRİŞ

Jeofizikte elektromanyetik yöntemler içinde yer alan ve yer altı araştırma yöntemlerinden biri olan Yer Radarı (GPR) yöntemi, yeraltının sığ derinliklerinde yüksek çözünürlük (ayrımlılık) sağladığı için; yeraltı jeolojisinin ve heterojenliğinin tespit edilmesi, boru yapılarının bulunması, yer içi boşluk alanlarının belirlenmesi gibi birçok araştırmada kullanılmaktadır. Yer Radarı (GPR) araştırmaları; sığ yeraltı yapılarının, kullanılan antenin frekansına göre (25 MHz ile 2000 MHz'lik aralığında) birkaç metre ile birkaç on metre arasındaki derinliklerde yüksek frekanslı elektromanyetik dalgaları kullanılan bir yöntemdir. GPR yöntemi ile elde edilen radagramlardan (jeofizik enine kesitlerden) yararlanılarak aranılan hedeflere bağlı olarak ortamın stratigrafik ve tektonik modelin üretilmesi veya aranan cisimlerin boyutları gibi fiziksel özelliklerinin tespit edilmesi çalışmaları yapılmaktadır. GPR (Ground Penetrating Radar) yönteminin çalışma prensibi, verici anten ile yer içine gönderilen yüksek frekanslı elektromanyetik dalgaların yer içindeki ara yüzeylerden yansıyarak alıcı antene kaydedilmesi ve dalgalanın gidiş-geliş seyahat zamanının ölçülmesi ilkesine dayanmaktadır. Yüksek frekanslı antenlerin sığ derinliklerde ayrımlılığı artırırken, dalganın nüfuz ettiği derinlik azalır. Bu yüzden

yapılacak çalışmalarda hedefin özelliklerine göre anten frekansları seçilmektedir. Yer altında bir yapının yer radarı tarafından saptanabilmesi için bazı koşullar gerekmektedir. Bunlar; gönderilen elektromanyetik dalganın hedeflenen yapıya kadar ulaşıp geri dönmeye yetecek güçte olmalıdır, hedeflenen yapının çevresindeki ortam ile empedans farkı yeterli yansımayı sağlayacak oranda olmalıdır. En önemlisi diğer yapıların, hedeflenen yapıdan yansıyan dalgayı bozacak etkide bulunmaması gerekmektedir (Çiftçi, 2009).

Kayaçların sahip olduğu elektriksel özelliklerini ve diğer var olan gürültü kaynaklarını değiştirme olanağı olmadığı için, alıcı-verici anten özellikleri ile oynanabilir, verinin daha düzgün hale getirilmesi ve işlenmesi konuları geliştirilebilir. Ayrıca, yüksek frekanslı elektromanyetik dalgaların yer içinde iletimine uygun olmayan elektriksel özelliklerde kayaçlar da vardır. Bu yüzden GPR yöntemindeki çözünürlük (ayrımlılık), yayılan elektromanyetik dalganın genlik ve dalga boyu, jeolojik ortamın elektriksel özellikleri ve elektromanyetik dalga yayılım özellikleri, jeolojik ortamın karmaşıklığı, yüzeye yakın kesimlerde insan faktörüyle oluşmuş gürültü kaynaklarının varlığı, hedef objenin büyüklüğü, şekli, derinliği ve hedef yapının dielektrik katsayısı gibi parametrelere bağlıdır. Yer içine gönderilen elektromanyetik sinyal, yer altını oluşturan kayaçların elektriksel özelliklerine bağlı olacak hızda yer altında ilerler. Yayılan elektromanyetik dalga, yeraltında gömülü bulunan bir nesne veya değişik elektriksel özellikli bir sınırla karşılaşıncaya kadar değişime uğramadan ilerler, bu karşılaşma sonrasında bir kısım elektromanyetik dalga yansıyarak ya da saçılarak yüzeye döner, diğer kısım ise yeni elektriksel koşullarda ilerlemeye devam eder. Yüzeye yansıyan bu elektromanyetik dalgalar aynı anten üzerinde bulunan alıcı anten yardımıyla algılanarak dijital ortamda kaydedilir. GPR sinyali, tabaka veya gömülü objeden yansıyan ve kaydedilen enerji sinyalleri ile belirlenen ve yayılan enerji sinyalinden oluşur. Anten ya da anten çifti yer yüzeyinde sürüklenmeye başladığında; yeraltının radar görüntüsü, kayıtçı ekranında görüntülenir (Şekil 1). Bu GPR verisinin en yaygın gösterim biçimi, radagramlar şeklinde gösterilir. Radagramlar, sinyal/genlik formatındadır.



Şekil 1. GPR Ölçümünün Şematik Görüntüsü (Gürleme, 2015).

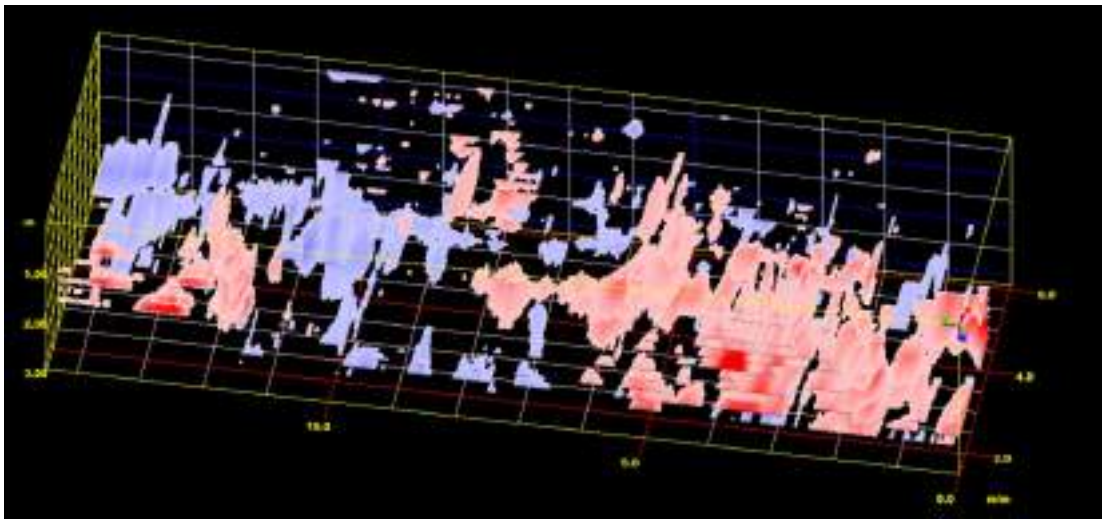
Günümüzde GPR yönteminin birçok alanda kullanıldığı görülmüştür. Bunlar; **yer araştırmaları** (Yol, havaalanı, baraj, su kanalı, santral, yerleşim alanı yer araştırmaları), **tünel araştırmaları** (Demiryolu, karayolu, su tünelleri, tüp geçitler, maden galerisi araştırmaları), **yapı araştırmaları** (Tavan, taban ve duvarların incelenmesi, restorasyon amaçlı araştırmalar), **arkeojeofizik araştırmaları** (Antik şehir, tapınak, mezar, duvar, temel, dehliz ve benzeri tarihi kalıntıların bulunması), **endüstriyel atık, sızıntı ve çevre kirlenmesinin araştırılması** (Eski veya kaydı bulunmayan endüstriyel atık alanlarının bulunması, fabrika, akaryakıt istasyonu, su yolu vb. kaçak ve sızıntılarının belirlenmesi, çöp boşaltım alanlarının yer araştırmaları), **eski veya kaydı bulunmayan şehir altyapılarının araştırılması** (Eski kanalizasyon, su yolu, kanal, boru, sığınak, elektrik ve telefon hatlarının bulunması), **adli ve adli tıp**

(Cezaevi firar tünellerinin tespiti, ceset ve toplu mezarların yerlerinin bulunması), **yeryüzü ve galerilerde maden araştırmaları** (Yüzeye yakın -40 m'ye kadar- madenlerin aranması ve rezerv geliştirme, galeri sürülerek yapılan maden (kömür) araştırmaları, göçük ve maden kazalarında ilk yardım amaçlı çalışmalar) olarak sıralanabilir.

Bu çalışmada 3 tane farklı uygulama alanı belirlenmiştir. İlk çalışma Balıkesir İli Kemalpaşa İlçesi'nde bir evin 8×15 m boyutlarındaki bahçesinde boşluk yapısını belirlemek için 7 tane 13 m uzunluğunda dik şekilde, 5 tane 6 m uzunluğunda yatay şekilde 400 MHz'lik anten ile ölçüm alınmıştır. İkinci çalışmada 40×40×196 cm boyutlarında oluşturulan tankın içine iki adet 4 cm çapında metal boru ve iki adet 7.5 cm ve 6.7 cm çapında plastik boru gömülerek 400 MHz'lik anten ile ölçümler alınmıştır. Son çalışmada ise Denizli İli Karataş civarında yer alan dolomitik kireçtaşları üzerinde 28 m ve 48 m uzunluğunda 250 MHz'lik anten kullanılarak ölçümler alınmıştır.

2. ARAZİ ÇALIŞMALARI

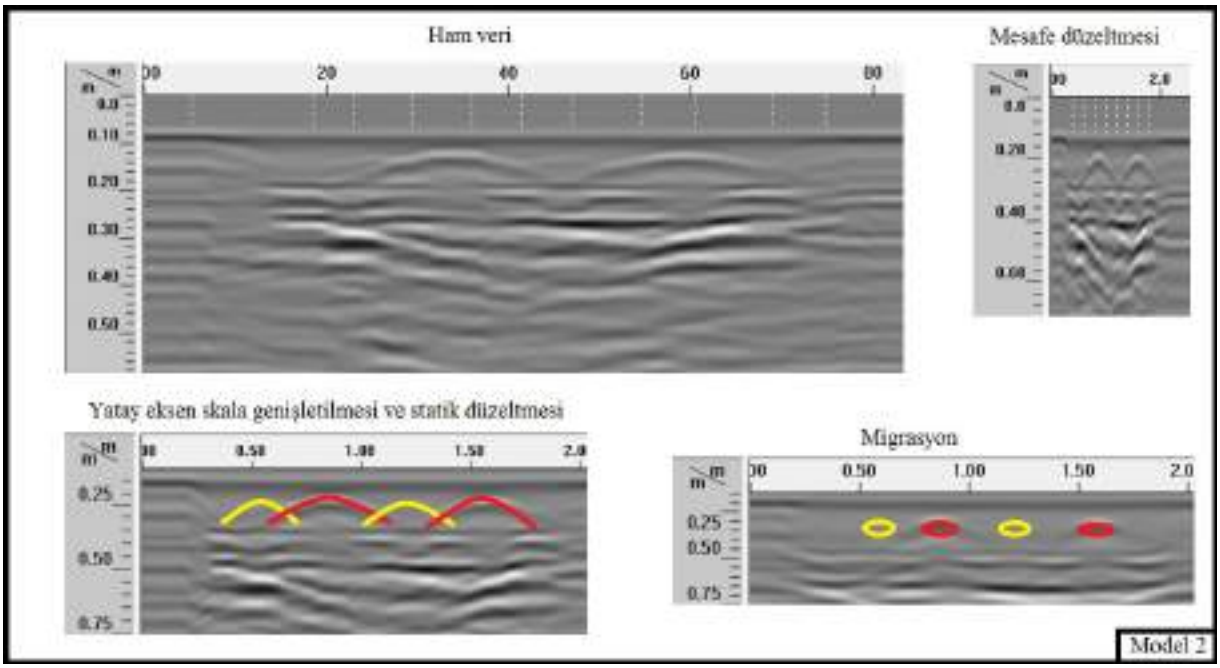
İlk çalışma Balıkesir İli'nde bir evin 8×15 m boyutlarındaki bahçesinde boşluk yapısını belirlemek için 7 tane 13 m uzunluğunda dik şekilde, 5 tane 6 m uzunluğunda yatay şekilde alanı yaşlaşık karelajlayacak şekilde 400 MHz'lik anten ile ölçümler alınmıştır. Ölçü alınan ev zeminin özelliklerine bakıldığında, beton tablanın parçalanmış olduğu gözlemlenmiştir. Ölçüm alınan tarihin şubat ayı sonu olması sebebiyle zemin yağış aldığı için suya doygunluk oranı yüksektir. Bu yüzden aldığımız ölçümlerin ham hallerindeki radagram görüntülerine baktığımızda gürültü oranı yüksek olduğu için veri işlem yaparak değerlendirilmiştir. Ölçümler alındıktan sonra veri işlem için RADAN programı kullanılmıştır. Veri işlem adımları yapıldıktan sonra programda; aşağıdaki üç boyutlu görüntüyü elde etmek için hatların alındığı geometri programa yüklenmiş, bütün hatların radagram çizimi yapılmıştır. Veri işlem programının özelliklerine göre verilerin hepsini bir bütün olarak yükleyip görüntüledikten sonra dielektrik değerlerine göre yoğunluklarının değerleri azaltılıp arttırılarak yüksek yansıma gelen yerler ile düşük yansıma veren yerleri tespit edilmiştir. Şekil 2'de kırmızı ile gösterilen yerlerin boşluk yapısı olduğu düşünülmüştür. Bahçede yapılan kazılarda 1×1×1 m'lik boşluk yapıları da tespit edilmiştir.



Şekil 2. Bahçedeki 3 Boyutlu Radar Görüntüsü.

İkinci çalışmada 40x40x196 cm boyutlarında oluşturulan tankın içine iki adet 4 cm çapında metal boru ve iki adet 7.5 cm ve 6.7 cm çapında plastik boru gömülerek 400 MHz'lik anten ile ölçümler alınmıştır. Tankın üzerinde antenin tekerlekli arabası kullanılamadığı için ölçüler zaman ortamında toplanmak zorunda kalmıştır. Zaman ortamına bağlı olan bu ölçümlerde tekrarlı gelen sinyallerini veriden atılabilmesi ve GPR ölçüsünün hat uzunluğunu tespit etmek için veri toplama sırasında tank 20 cm aralıklarla ölçeklendirilmiştir. Bu işlemi cihazda yaparken her 20 cm mesafesinde işaretleme

butonuyla işaretler konularak gerçekleştirilmiştir. Konulan işaretler RAMAC programında veri işlem sırasında kat edilen mesafe olarak düzeltilmiş olup, tekrar eden sinyaller veriden atılmıştır.
Oluşturulan tankın içine iki adet 4 cm çapında metal boru ve iki adet 7.5 cm ve 6.7 cm çapında plastik boru gömülerek Model 2'yi oluşturduktan sonra alınan hattın veri işlenmeden önceki ham haline bakıldığında, borulara ait yansımış/saçılmış dalga alanı konumları, boruların konumlarını ve derinliklerini tanımlamaktadır. Hiperbollerin tepe genişliği boruların büyüklüklerini belirlemektedir. Boruların malzemesini belirleyen özellik, demir borudan saçılmış dalga alanı genliklerinin, yansıma katsayıları sebebiyle, plastik boruya ait saçılmış dalga alanı genliklerine göre çok daha yüksek olması ve bu nedenle demir boruya ait saçılma hiperbollerinin daha etkin görülmesidir. Bunun sebebi metal borunun diektrik katsayı değeri ile plastik borunun dilektrik katsayısı farklı olup, oluşturulan elektromanyetik dalganın yansıma kuvveti değişkenlik göstermiştir. Şekil 3'te kullanılan metal boruların gösterdikleri anomaliler (kırmızı çizgi) daha belirgin bir şekilde gözlemlenirken, plastik boruların anomalileri (sarı çizgi) ise daha az belirginlik göstermektedir. Daha sonra bu ham veriye birçok veri işlem adımında geçirilerek tekrar bakıldığında, plastik boruların anomalileri daha belirgin hale geldiği ve boruların 20 cm derinlikteki yerlerini ve yaklaşık yukarıdaki verilen değerdeki genişlikleri tespit edilmiştir. (Şekil 3).

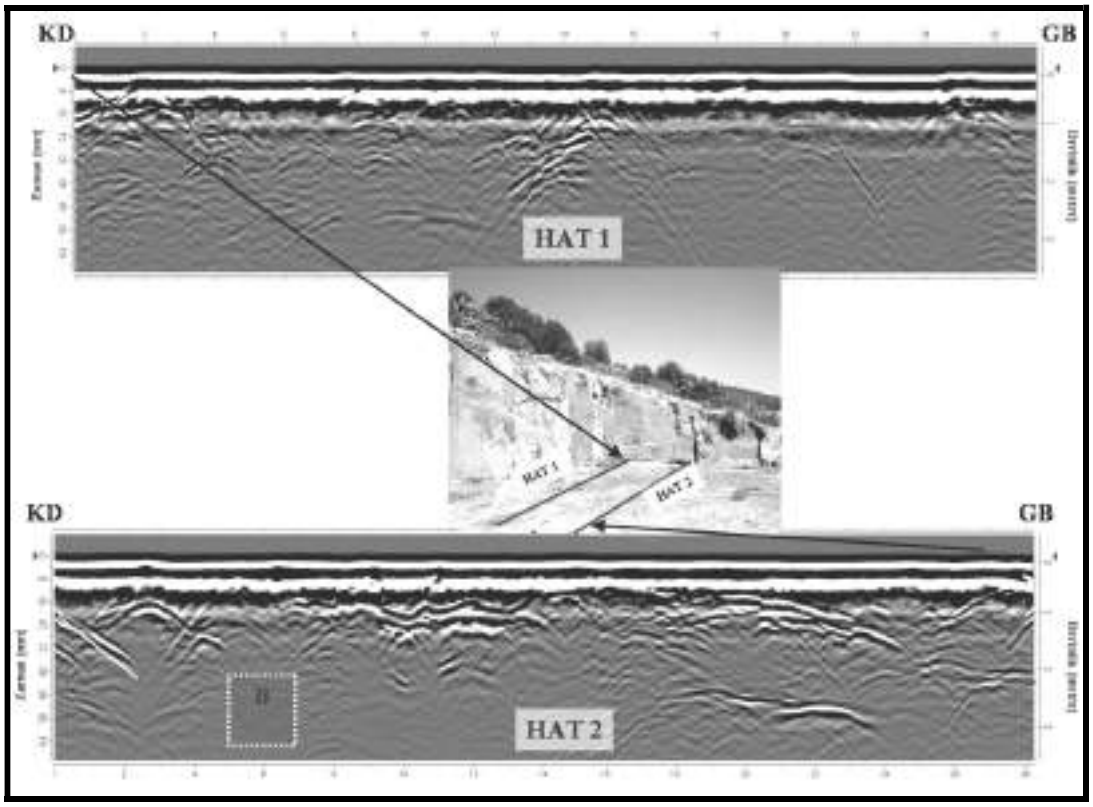


Şekil 3. Model 2'nin Radar Görüntüsü.

GPR yöntemi kayalara gönderilen elektromanyetik enerjinin kaya kütlesinden geçiş hızının tespit edilmesi esasına dayanır. Kaya kütlesine gönderilen elektromanyetik enerjinin büyük kısmı; kaya kalitesi iyi olan kayaçlardan geçerken, boşluk, kırık çatlak ve süreksiz yüzeyler içeren kayaçlardan geçen enerjinin miktarında azalma meydana gelir (Annan ve Cosway, 1989; Olhoeft, 1998; Aydın ve Yağız, 2006). Üçüncü çalışmada, GPR ölçümleri yapılan alanda; yaklaşık 1 metre kalınlığında toprak örtü yer almaktadır. Sahadaki dolomitler çok sıkı dokulu ve hemen hemen gözeneksiz özellikte bir kayaçtır; ancak kayaç kütlesi yer yer silikat ve kil dolgulu çatlak ve çatlak takımları içermektedir. Mevcut çatlak ve çatlak takımları sistematik değildir kütle içerisinde rastgele dağılım göstermektedir (Aydın ve Yağız, 2006). Çalışmada kullanılan anten 250 MHz'lik frekanslı cihaz kullanılmıştır. Özdirenci 300 ohm-m'den yüksek kayaçlar (kireçtaşı, dolomit ve traverten) için anten sinyal frekans aralığının 80 ile 300 MHz olması tavsiye edilmiştir (Orlando, 2003). GPR verilerini karşılaştırmak amacıyla ocakta açık olan aynaya yakın HAT 1 ve HAT 2 profilleri dolomitik kayaç mostrası üzerinden alınmıştır (Şekil 4).

GPR kesitlerin de izlenen yüksek genlikteki yansımalar çatlak, alterasyon ve çatlak takımlarını göstermektedir. Alınan profillerde, blok veren bölgeler (B) pürüzsüz bir şekilde görülmekte ve bu

alanlar dikdörtgen halinde GPR kesiti üzerinde gösterilmiştir. Her iki HAT profilinin GPR kesitleri incelediğimizde, dolomitik kireçtaşlarının oldukça kırıklı ve düşük kalitede olduğu tespit edilmiştir. Elde edilen bulgular saha gözlemleriyle örtüşmektedir (Şekil 4).



Şekil 4. Dolomitik kireç taşı üzerinde HAT 1 ve HAT 2 boyunca GPR ölçüm profilleri, B; blok veren çatlaksız bölgeler (Aydın ve Yağız, 2006).

3. SONUÇLAR

Bu çalışmada, sığ jeofizik araştırmalarda kullanılan GPR yönteminin üç farklı yapı hakkındaki tespitlerinden bahsedilmiştir. GPR yöntemi, dielektrik katsayısına bağlı olarak değiştiği için ortamın bileşimleri, nem içeriği, gözenekliliği, sıcaklık ve fiziksel yapılarına bağlı olarak verdiği radagram görüntüleri farklılaştırır. Yapılan çalışmada farklı jeolojik problemlerin araştırılması yapılmış olup farklı anten frekansları kullanılarak problemler çözümlenmiştir. Birinci çalışmada jeolojik problemlerden biri olan boşluk tespitinde 200 MHz'lik anten kullanılarak veriler iki ve üç boyutlu görüntülenmiş olup, bu dilimlerin art arda hareketli görüntülerin oluşturulması yoluyla boşluk yapıları derinlik ve boyut olarak tespit edilebilmiştir. Bu türden çalışmalar arkeojeofizikte, adli tıpta veya zemin araştırmalarında boşluk yapısının derinliği ve boyutları hakkında bilgi sahibi olmamızı sağlar. İkinci çalışmada ise yine 400 MHz'lik anten kullanılarak gömülü bir boru hattının nasıl tespit edileceği ile ilgili tek bir hat üzerindeki radar görüntülerine bakıldığında farklı materyallere göre değişen yansıma kuvvetlerinin farklı olduğu gözlemlenmiştir. Yalıtkan malzemelerden oluşan borulardaki yansımalar daha düşük güçte gelirken iletken bir malzemeden oluşmuş borular ise daha güçlü yansıma göstermektedir. Bu gibi yapılan model çalışmaları bina içindeki donatı bulunmalarına, yer altındaki eski ya da yeni boru hatların geçtiği güzergahların tespitinde kullanılması halinde boru ya da donatıların cinsi, çapı ve derinlikleri hakkında bilgiler elde edebileceğimizi göstermektedir. Üçüncü çalışmamızda ise 250 MHz'lik anten kullanılmıştır ve GPR ölçüm sonuçlarında, arazideki yüzeyde gözlenen çatlak takımlarının izleri 5 metre derinliğe kadar incelenmiş ve blok alınabilecek kısımlar ve çatlaklı kısımlar profillerden tespit edilmiştir. Bütün bu çalışmalara baktığımızda GPR yönteminin

geniş ölçekli alanların hemen ölçülmesi, aynı zamanda uygulama yönteminin hasarsız olması, sonuca hızlı şekilde ulaşarak problemin özelliklerine çözüm getirdiği ortaya konulmuştur.

4. KAYNAKLAR

Annan, A.P., Cosway, S.W., 1989. Ground penetrating radar for high resolution mapping of soil and rock stratigraphy, Geophysical Prospecting 37, 531– 541.

Aydın, A., Yağız, S., 2006. Doğal Taş Ocaklarında Yer Radarı (GPR) ve Sismik Kırılma Yöntemlerinin Kullanılması. Mühendislik Jeolojisinde Çağdaş Uygulamalar Sempozyumu, Denizli, Türkiye, 415-422.

Çiftçi, Y., 2009. Jeolojik Araştırmalarda Jeofizik Sığ Yeraltı Görüntüleme Teknikleri Teori ve Uygulamalar, MTA Genel Müdürlüğü, Ankara.

Gürleme, B., 2015. Yer Radarı (Ground Penetrating Radar), Kocaeli Üniversitesi.

Olhoeft, G.P., 1998. Electrical, magnetic, and geometric properties that determine ground penetrating radar performance. Proceeding of 7th International Conference on Ground Penetrating Radar, Lawrence, USA, 27– 30.

Orlando L., 2003. Semiquantitative evaluation of massive rock quality using ground penetrating radar, Journal of Applied Geophysics 52, 1 – 9.

Mühendislik Jeolojisinde Tehlike ve Risk

Hazards and Risks in Engineering Geology

Some considerations on the causes of cliff failures of Ryukyu Limestone in Ryukyu Archipelago

Ryukyu Takımadalarında Ryukyu Kireçtaşı Falezlerindeki Yenilmelerin Nedenleri Üzerine Bazı Görüşler

Ömer AYDAN*, Kouki HORIUCHI

University of the Ryukyus, Dept. of Civil Engineering, Nishihara, Okinawa, Japan
*(*aydan@tec.u-ryukyu.ac.jp)*

ABSTRACT: The cliff failures occur due to toe erosion as well as seismic forces induced by earthquakes. However, the causes of cliff failures are not well understood and some researches are still necessary to clarify those causes so that software and hardware countermeasures can be taken. The causes of the cliff failures in Ryukyu Limestone formation in Ryukyu Archipelago are studied using very recent exploration tools such as drones, infrared imaging technique as well as experimental, analytical and numerical techniques. Furthermore, some photo-elasticity tests on cliffs using gelatin models and the results of these studies are presented and discussed. The results indicate that the observations, model experiments and computations provide some insight views to the stability issue of the cliffs.

Keywords: Static, dynamic, erosion, tensile strength, photo-elasticity

ÖZ: *Falez yenilmeleri genelde topuk aşındırması ve/veya deprem yüklerinden dolayı oluşur. Mamafih, falez yenilmelerinin detaylı nedenleri tam olarak bilinmemekte ve bu nedenlerin açıklığa kavusturulması ve yenilmelere karşı önlemlerin alınması için ek araştırmalar gerekmektedir. Ryukyu takımadalarında Ryukyu kireçtaşı formasyonunda gözlenen falez yenilmelerinin nedenleri yeni teknolojiler örneğin dron, kızılötesi görüntüleme yöntemi ve deneysel, analitik ve sayısal yöntemler kullanılarak incelenmiştir. Bunun yanısıra foto-elastisite yöntemine dayanan model deney yöntemiyle jelatin malzemesi kullanılarak yenilme nedenleri araştırılmıştır. Elde edilen sonuçlar gözlem, model deneyleri ve sayısal analizler falezlerin duraylılığı ve yenilme nedenlerine ışık tutmaktadır.*

Anahtar Kelimeler: *Statik, dinamik, erozyon, çekme dayanımı, foto-elastisite*

1. INTRODUCTION

Overhanging rock cliffs occur due to the toe erosion of rock cliffs resulting from sea wave and wind forces, and chemical and physical weathering actions. The cliff failures also occurred due to seismic forces induced by recent damaging earthquakes (Aydan 2013, 2015). Nevertheless, the causes of cliff failures are not well understood and some researches are necessary in order to understand the causes so that software and hardware countermeasures could be undertaken.

In this study, the authors investigated the causes of the cliff failures in the Ryukyu Limestone in Ryukyu Archipelago, Japan, using very recent exploration tools such as drones, infrared imaging technique as well as experimental, analytical and numerical techniques. Figure 1 illustrates some examples of cliff failures observed in various islands along Ryukyu Archipelago.

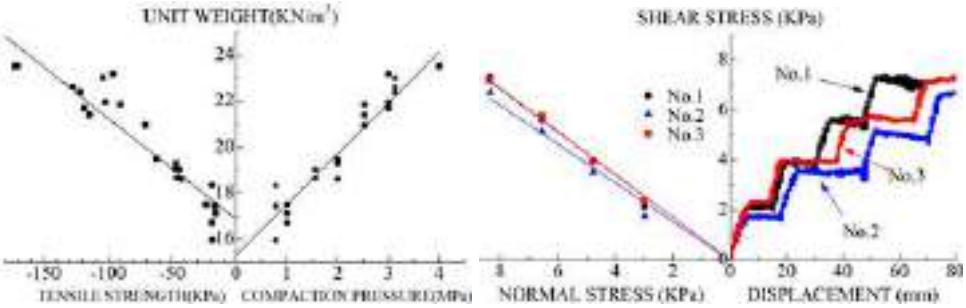
Some shaking table experiments were carried out by changing the number and orientation of discontinuities for various depth of erosion. Some photo-elasticity experiments using gelatin models were also performed and stress changes during the failure process of the cliffs were observed. Numerical analyses of rock cliffs using Finite Element Method (FEM) were performed for observing the changes on the stress state at the top surface and in the vicinity of erosion tip of the cliff. The tensile strength of rock masses was evaluated using the stable and unstable cliffs and the bending theory. In addition, the effect of porosity of intact rock on the overall tensile strength of rock mass was taken into account in the rock mass property estimation based on Rock Mass Quality Rating (RMQR) System for evaluating the cliff failures. Finally, a recent cliff failure at Sesoko Island was analyzed using the various techniques explained in the first part of the paper.

Figure 1. Some examples of cliff failures in Okinawa.

2. MODEL MATERIALS

2.1. Breakable Model Materials

The model materials used in this study is in powder form obtained by mixing barium ($BaSO_4$), zinc oxide (ZnO) and Vaseline in a weight ratio of 70: 21: 9 and it can be formed into various shapes by compacting in a mold. The strength of the model block mostly depends on its unit weight and strength of the model block can be easily changed by varying the compaction force and it can return to its original powder form after model tests. In this study, two types of experiments were conducted to investigate the tensile properties of the model material and shear strength characteristics of interfaces between model materials. The cantilever test was carried to determine the tensile properties. Figure 2a shows the relationship between unit weight and tensile strength and compaction pressure. Experimental results confirmed that the tensile strength and compressive strength increase in proportion to the increase of the unit weight of model material. Increase is proportional to compressive strength. As the compaction pressure increases, compressive strength of the model material also increases. The shear test was carried out to obtain shearing characteristics of interfaces between blocks by gradually increasing normal loads. Figure 2b shows the results of the shear tests on interfaces between the blocks. The shear strength increases as the normal force increases.



(a) (b)

Figure 2. (a) Relationship between tensile and compressive strengths by unit volume weight, (b) shear characteristic of the model materials.

2.2. Photo-elastic Materials

In photo-elasticity tests, gelatin or polyurethane materials were used. Although it is very difficult to measure the properties of gelatin, the properties of polyurethane can be easily measured. Table 1 give some material properties of gelatin and polyurethane materials.

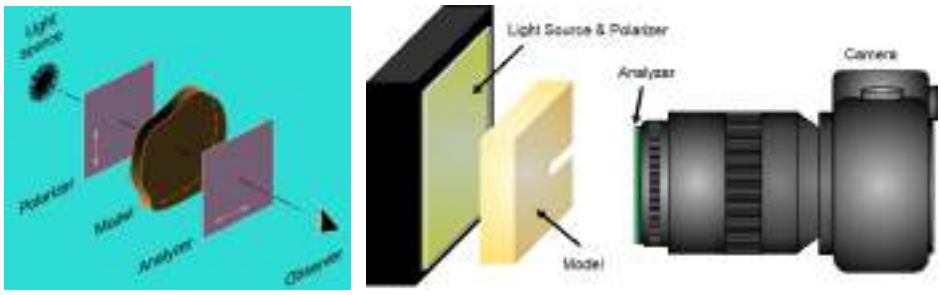
Table 1. Physico-mechanical properties of photo-elastic model materials.

Materials	Unit weight (kN/m^3)	Elastic Modulus (MPa)	Poisson's Ratio
Gelatin	14.5	0.04-0.07	0.45
Polyurethane	12.5	2.0	0.3-0.4

3. STATIC MODEL TESTS

3.1. Photo-elastic Tests

The method relies on the property of birefringence exhibited by certain transparent materials. Photo-elastic materials exhibit the property of birefringence, and the magnitude of the refractive indices at each point in the material is directly related to the state of stresses at that point when they are subjected to loading. In such materials, maximum shear stress and its orientation are obtained from analyzing the birefringence from a polariscope. The difference in the refractive indices leads to a relative phase retardation between the two components. A simple polariscope consist of a light source, polarizer, photo-elastic model, analyzer as illustrated in Figure 3a. Figure 3b shows a simple implementation of the concept utilizing a polariscope and digital camera with. Figure 4 shows stress state in cliffs with different conditions and several failure stages of a cliff made of gelatin. It is interesting to notice largest shear stresses occur at the toe of the cliff while top part is subjected to tensile stresses (Aydan and Tokashiki, 2011; Tokashiki and Aydan, 2010, 2013; Horiuchi et al., 2018, 2019). Once tensile stress occurs, the crack propagates from the tip of tensile crack towards the tip of the erosion. It is very illustrative how the failure process takes place and stress changes occurs in photo-elastic tests.



(a) Basic concept (b) Practical implementation

Figure 3. The principle of photo-elasticity testing and its implementation.

3.2. Base Friction Tests - Breakable Materials

Base friction model test was first contemplated by Erguvanlı and Goodman (1972). The principle of this model testing device based on the frictional resistance between the basal surface and the model, which is restricted in the direction of motion. Erguvanlı and Goodman (1972) used a flour and oil based material that permitted cracking within the model. In 1979, Egger (1979) presented an advanced base friction machine where a uniform pressure could be applied to increase the stresses on the model Furthermore, Egger (1979) introduced a mixture of BaSO4, ZnO and Vaseline. which can be compacted under different pressures to develop materials with different mechanical properties. Aydan et al. (1989) investigated failure modes of slopes made of breakable continuum, layered and blocky model materials and with/without toe erosion. Figure 5 illustrates examples of cliff failures with toe

erosion. It is interesting to note that most of failures occur due to flexural failure of continuum, layers or blocks although, shearing failure may occur in some cases (Tokashiki and Aydan, 2010). Nevertheless, the flexural failure is the dominant failure form.

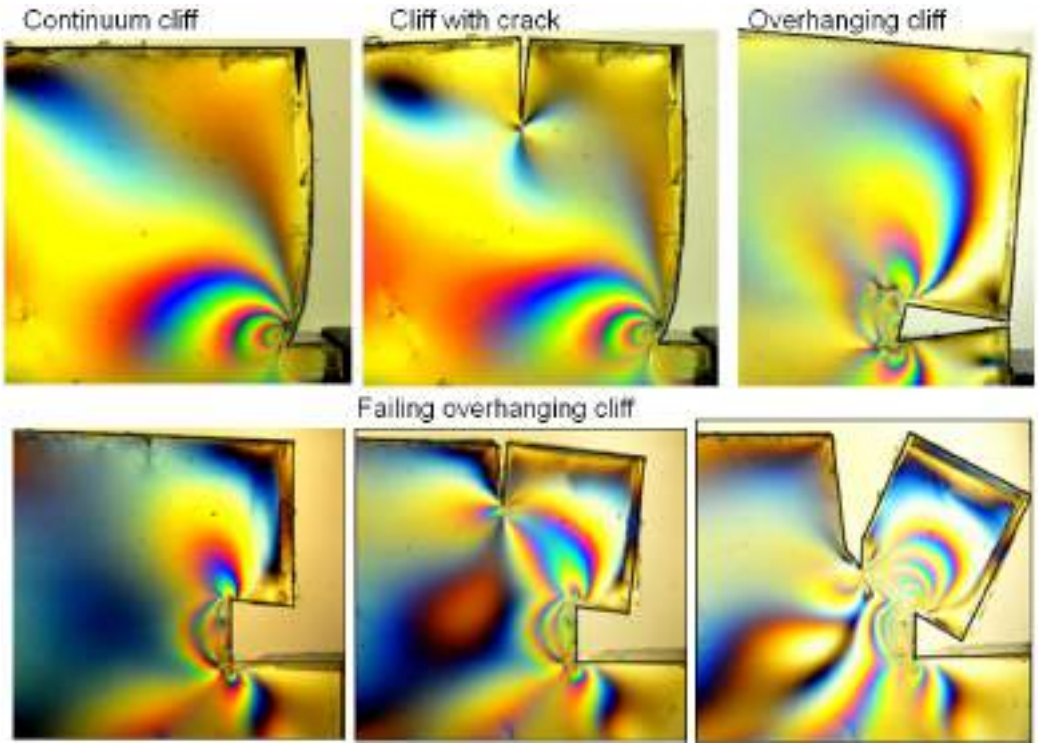
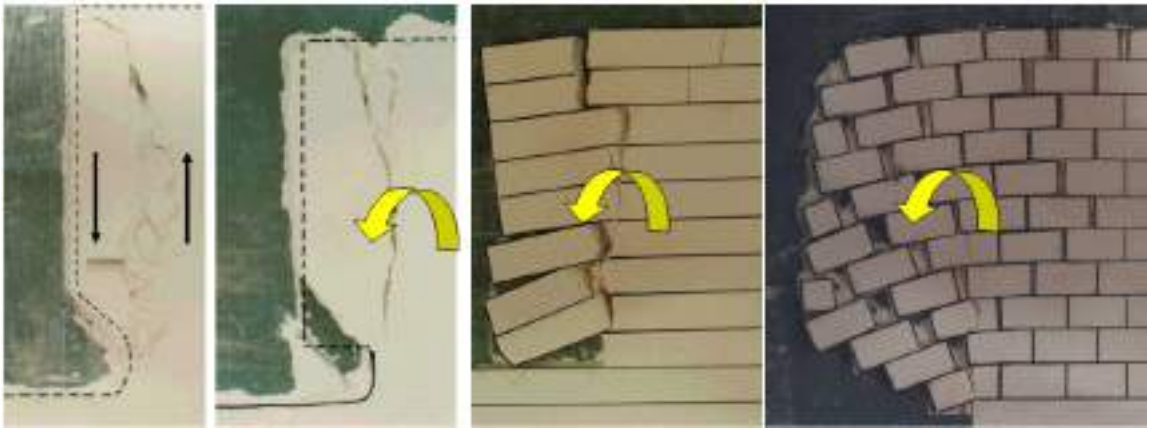


Figure 4. Stress distribution in stable and failing cliffs (model material: gelatin).



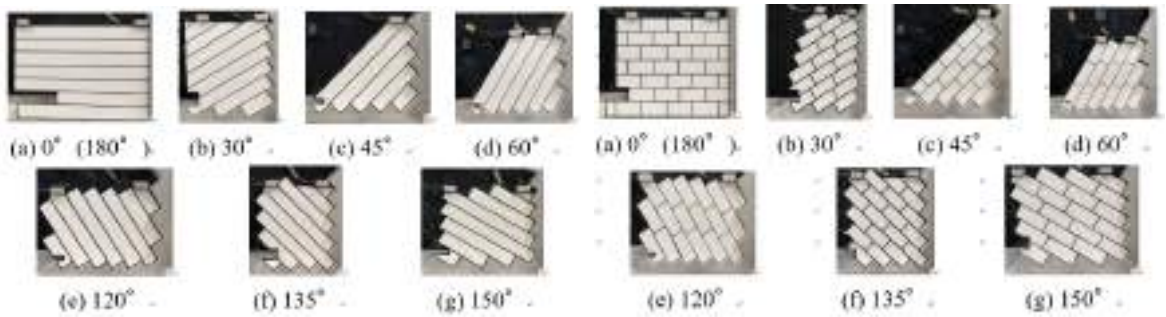
(a) Continuum (b) Layered (c) Blocky

Figure 5. Examples of failure modes of model cliffs with toe erosion.

4. DYNAMIC TESTS

Two types of shaking table experiments were conducted, specifically, natural period characteristic test (Sweep test) and failure experiment. In some model experiments for layered and blocky rock mass models, Fourier spectra_analyses were also performed. In experiments, model blocks were laid into a model frame of 25 cm or 50 cm after the blocks were prepared under a compaction force of 2.5 tf, and compaction was performed. The compaction pressure was selected on the assumption that the model itself didn't fail under a static condition and could preserve its shape after molding. The model was subjected to vibration by the shaking table, and the acceleration and displacement responses were

measured. Figure 6 shows the set-up of models and instrumentation for layered and blocky rock mass slopes. We installed three accelerometers and two non-contact laser displacement transducers in the model of cliff.



(a) Layered (b) Blocky

Figure 6. Model slopes tested.

The model experiment of the eroded cliff was carried out three times. As seen from Figure 6, the slope angle was 90 degrees (except for 45 and 60 degrees). The erosion was introduced into the model and sweep test was first carried. Then, the model was subjected to shaking until failure under a chosen frequency 3-5Hz. The slope angle and erosion depth are chosen such a way that the model slope is stable under static condition and it may fail under dynamic conditions.

4.1. Continuum Cliff Models

The collapse of continuum model entirely depends upon the strength of material constituting slope (Figure 7). The collapse of the continuum model may be due to tensile failure or combination of tensile and shear failure. From the above results, it was found that the crest of the slope shows larger acceleration response. The failure mode of the continuum cliff with toe erosion involves a crack appeared at the ground surface just above the erosion tip of the toe of the model slope. However, it was found that the collapse depended on the strength of the rock.

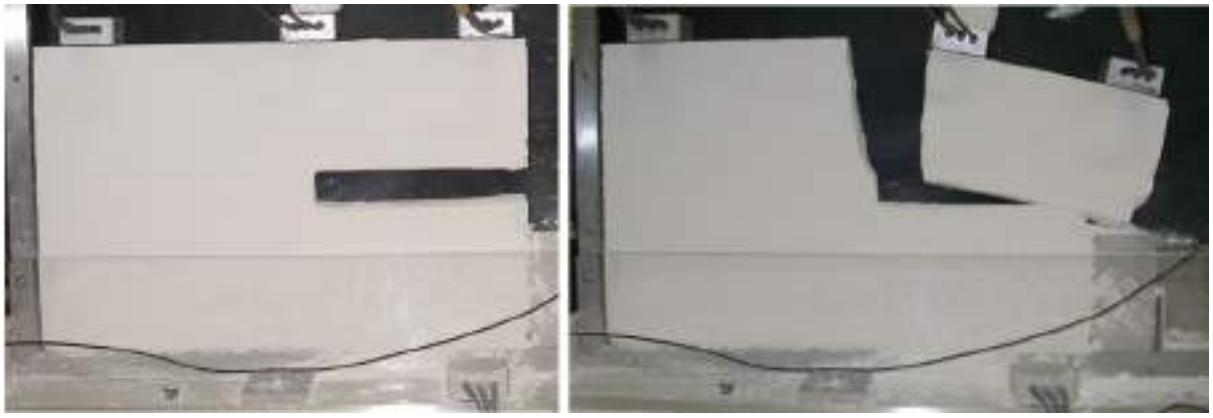


Figure 7. Views of the cliff before and after shaking.

4.2. Cliff Models with Layered Rock Mass

Layered slopes with toe erosion shown in Figure 5a are tested. First the model experiment was conducted with an erosion depth being 50 mm. As the model didn't collapse. the erosion depth was increased to 100 mm. Figure 8 shows the experimental results before and after the layered model with toe erosion of 100 mm. The layer inclination of cliff model with toe erosion was 0 degree and the failure occurred in the form of bending failure, which is just above the erosion tip. The movements were slightly different during the test, although the final collapse mode was same. However,

depending upon the inclination of the layers in relation to the cliff geometry, failures involving discontinuities or strength of layers and discontinuities may occur.

Figure 8. Views of the cliff before and after shaking.

4.3. Cliff models with block rock mass

The blocky model collapsed when the erosion depth was 50 mm as the block size is about 100 mm. Figure 9 shows the views of the models before and after the experiment. For cliffs with toe erosion and 0-degree thoroughgoing discontinuity set, failure occurred near the vicinity of erosion tip and resulted in the toppling of blocks above a stepped failure surface. The failure mode was slightly different during the test, but the final collapse mode was same. Depending upon the configuration of cliffs in relation to the distribution of discontinuities, failures may be due to through discontinuities or involving bot flexural strength of blocks and discontinuities.

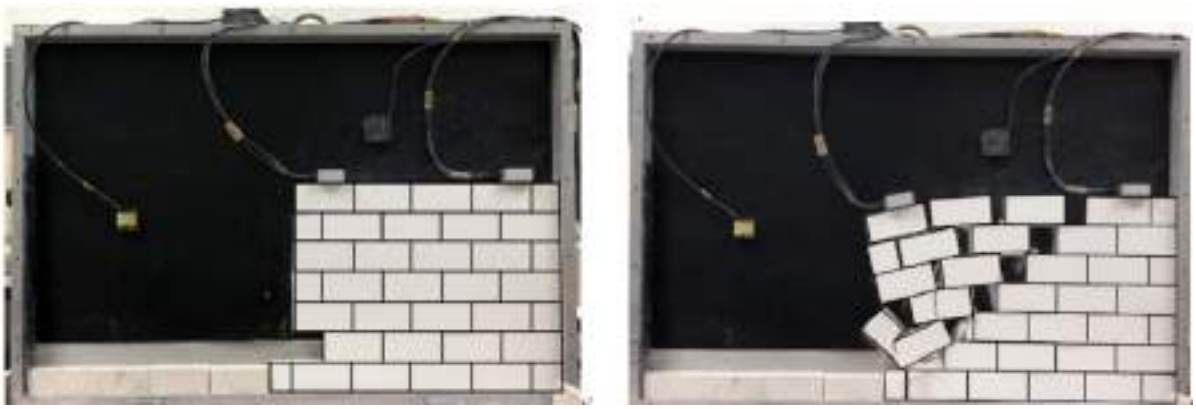
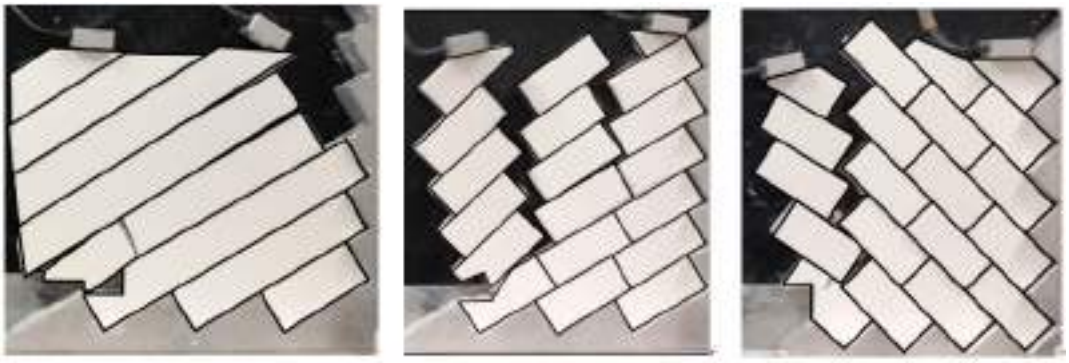


Figure 9. Failure mode of a cliff with block rock mass.

4.4. General Characteristics of Cliff models

In this section, an investigation on the acceleration response and failure modes of the cliff models with toe erosion having different number of discontinuity sets was undertaken. Figure 10 shows several examples of failure modes of cliffs with layered and blocky rock mass. From the comparison of experimental results, it may be stated:

1) The blocky collapses when the erosion depth is less than of the layered model.
2) The results of acceleration levels to induce failure in blocky rock mass is much less than that for cliffs with layered rock mass.
3) Failure may depends involve the intact, intact rock and discontinuities and discontinuities only as pointed out by Aydan (1989), Aydan et al. (1989a, b) and Horiuchi et al. (2018, 2019).
4) The collapsed region in the blocky model collapses was larger than the layered model as the discontinuities of the rock mass have a large influence.



(a) Layered (30°) (b) Blocky (30°) (c) Blocky (135°)
Figure 10. Failure modes of cliffs with layered and blocky rock mass.

5. IN-SITU OBSERVATIONS

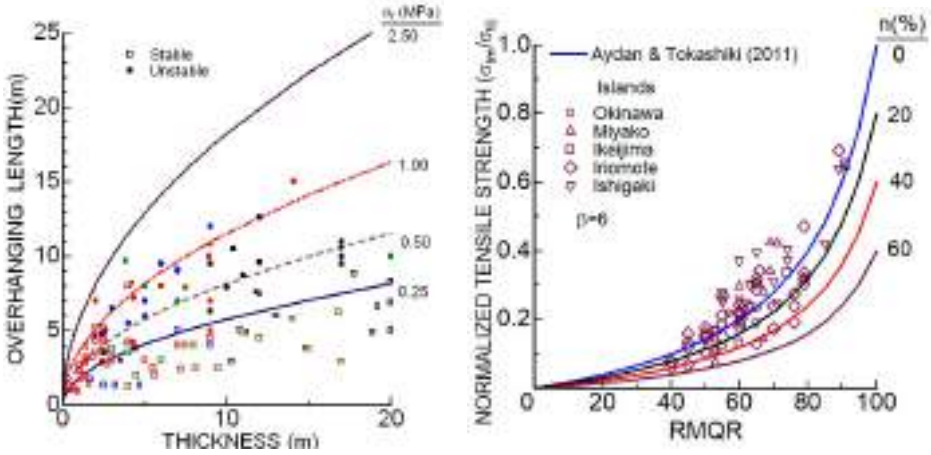
Tokashiki and Aydan (2010) investigated many cliffs in various islands of the Ryukyu Archipelago, Japan. Figure 11a shows the results of measurements of failed and stable Ryukyu limestone cliffs together with estimated stability bounds for different tensile strength of rock mass using the bending theory of cantilever beams. It is interesting to note that the in-situ tensile strength of rock mass should range between 0.25 and 1.0 MPa if the presented theoretical model is applicable. The tensile strength of the Ryukyu limestone generally varies between 2 and 4 MPa. The estimated in-situ tensile strength of rock mass is 0.06-0.25 times the tensile strength of intact rock. This comparison also has some important implications regarding the tensile strength of rock masses, which is often neglected in rock mechanics and rock engineering. The observational results together with computational results clearly indicate that rock masses in nature have tensile strength and some considerations must be given to how to evaluate it. Aydan et al. (2014) recently applied the new rock mass quality rating (RMQR) to the cliffs shown in Figure 11a and they inferred tensile strength of rock mass using the following formula:

$$\frac{\sigma_{tm}}{\sigma_{ti}} = \frac{RMQR}{RMQR + \beta(100 - RMQR)} \tag{1}$$

where β is an empirical coefficient. Its value ranges between 3 and 9. Horiuchi et al. (2019) advanced Eq. (1) by taking into account the porosity of intact rock as given below:

$$\frac{\sigma_{tm}}{\sigma_{ti}} = \frac{RMQR}{RMQR + \beta(100 - RMQR)} \cdot \left(1 - \frac{n}{n + \alpha(100 - n)}\right) \tag{2}$$

Eq. (2) is applied to the data of Figure 11a by varying Poisson's ratio. As noted from Figure 11b, the consideration of porosity can explain the scattering of data. It is recommended to use Eq. (2) if porosity of intact rock is available.



(a) (b)
Figure 11. (a) Comparison of measured results of failed and stable cliffs with theoretical bounds, and (b) Inferred tensile strength of rock mass as a function of RMQR by considering the effect of porosity of intact rock.

6. CONCLUSIONS

In this study, the authors assessed the stability of steep cliffs made of the Ryukyu limestone in Ryukyu Islands of Japan. The conclusions drawn from this study are as follows:

1) The severest condition regarding the bending stress at the outer most fiber of overhanging cliffs occurs when the overhanging cliff has rectangular shape and the value of the bending stress is much higher for the rectangular configuration than those for other configurations. Such overhanging cliff will fail immediately once the tensile stress exceeds the tensile strength of rock mass.
2) Tensile stresses in steep cliffs do occur. However, their value is unlikely to cause any tensile fracture in cliffs in view of the tensile strength of rock mass.
3) The utilization of drones is quite effective for site-investigations in view of safety and access easiness to difficult areas.
4) The RMQR value of the typical Ryukyu limestone cliffs ranges between 38 to 60 except fault or fracture zones.
5) The photo-elasticity experiments using gelatin models proved to be quite useful to visualize the stress state in cliffs and stress changes during the failure process.
6) The comparisons of the results of measurements of failed and stable Ryukyu limestone cliffs together with estimated stability bounds for different tensile strength of rock mass indicated that the in-situ tensile strength of the rock mass should range between 0.25 and 1.0 MPa.

The in-situ tensile strength of rock mass as can be estimated as a fraction of that of intact rocks from the empirical relation proposed by Aydan et al. (2014) with the consideration of porosity of intact rock (Eq. 2). The normalized form of the tensile strength of rock mass has the same form as those for the uniaxial compressive strength and elastic modulus of rock mass.

7. REFERENCES

Aydan, Ö., 1989. The stabilisation of rock engineering structures by rockbolts. Doctorate Thesis, Nagoya University.

Aydan, Ö., 2013. The effects of earthquakes on rock slopes. The 47th US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium, San Francisco, ARMA, 13-378.

Aydan, Ö., 2015. Large Rock Slope Failures induced by Recent Earthquakes. Rock Mechanics and Rock Engineering, Special Issue on Deep-seated Landslides. 49(6), 2503-2524.

Aydan, Ö., Amini, M., 2009. An experimental study on rock slopes against flexural toppling failure under dynamic loading and some theoretical considerations for its stability assessment. J. of School of Marine Science and Technology, Tokai University, No.55, 53–66.

Aydan, Ö., Kawamoto, T., 1992. The stability of slopes and underground against flexural toppling and their stabilization. Rock Mechanics and Rock Engineering, 143-165.

Aydan, Ö., Tokashiki, N., Geniş, M., 2011. Stability assessment of Himeyuri Monument and adjacent Karstic cave. The 10th Regional Rock Mech. Symp., ROCKMEC'2011, Ankara, 39-46.

Aydan, Ö., Kyoya, T., Ichikawa, Y., Kawamoto, T., Shimizu, Y., 1989a. A model study on failure modes and mechanisms of slopes in discontinuous rock mass. The 24th Annual Meetings of Soil Mechanics and Foundation Eng. of Japan, Miyazaki, 415, 1089-1093.

Aydan, Ö., Shimizu, Y., Ichikawa, Y., 1989b. The Effective Failure Modes and Stability of Slopes in Rock Mass with Two Discontinuity Sets. Rock Mechanics and Rock Engineering, 22(3), 163-188.

Aydan, Ö., Ulusay, R., Hamada, M., Beetham, D., 2012. Geotechnical aspects of the 2010 Darfield and 2011 Christchurch earthquakes of New Zealand and geotechnical damage to structures and lifelines. Bulletin of Engineering Geology and Environment, 71, pp. 637-662.

Aydan, Ö., Ulusay, R., Tokashiki, N., 2014. A new rock mass quality rating (RMQR) and its application to the estimation of geomechanical characteristics of rock masses, Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol. 47, 1255-1276.

Egger, P., 1979. A New Development in The Base Friction Technique. Colloquium on Geomechanical Models, ISMES, Bergamo, 67-81. 1979.

Erguvanlı, K., Goodman R.E., 1972. Applications of models to engineering geology for rock excavations. Bulletin of the Assoc. of Eng. Geologist, 9(1).

Horiuchi, K, Aydan, Ö, Tokashiki, N., 2018. Recent failures of limestone cliffs in Ryukyu Archipelago and their analyses. Proc. of 45th Rock Mechanics Symposium of Japan, 131-136.

Horiuchi, K, Aydan, Ö, Tokashiki, N., Nasiry, N.Z., 2019. Some considerations on the causes of cliff failures of Ryukyu limestone formation in Ryukyu Archipelago and the analyses of a recent cliff failure. JSCE, Geotechnical Journal, (Japanese, in press).

Tokashiki, N. Aydan, Ö., 2010. The stability assessment of overhanging Ryukyu limestone cliffs with an emphasis on the evaluation of tensile strength of rock mass. JSCE, Vol. 66, No.2, 397-406.

Tokashiki, N., Aydan, Ö., 2013. Rock engineering issues in Ryukyu Islands. 13th Japan Symposium on Rock Mechanics and 6th Japan-Korea Joint Symp. on Rock Engineering, Okinawa, 953-960.

An Integrated Study on the Risk Assessment of Abuchiragama Karst Underground Shelter (Okinawa, Japan)

Abuchiragama (Okinawa, Japonya) Karstik Yeraltı Sığınağının Risk Değerlendirmesi Üzerine Birleşik Bir Çalışma

Takashi ITO[1,*], Ömer AYDAN[1], Naohiko TOKASHIKI[1], Hidemasa INOUE[2]

[1]*University of the Ryukyus, Dept. of Civil Engineering, Nishihara, Okinawa, Japan*
[2]*Nanjyou Gijutsu Kaihatsu Company Ltd., Haebaru City, Okinawa, Japan*
*(*takito@tec.u-ryukyu.ac.jp)*

ABSTRACT: Abuchiragama cave is a karstic cave in Ryukyu limestone. There is an increasing tendency that ground water is seeping in from top of cave after rainfalls. For the safety of entrants, it is necessary to evaluate the stability of the cave. This study is concerned with the risk management of this cave utilizing RMQR as a new evaluation method of the quality of rock mass, and the stability evaluation of the cave was carried out through an empirical, analytic and numerical methods. It is understood that it is necessary to examine in details the areas accessible to entrants, in particular, the entrance and exit areas. These areas are now being investigated in details and we have been considering to review the counter-measures master plan for rehabilitation.

Keywords: Abuchiragama cave, stability, risk assessment, limestone, RMQR

ÖZ: *Abuchiragama mağarası Ryukyu kireçtaşında oluşmuş karstik bir mağaradır. Son yıllarda mağaraya gelen su miktarında artma olduğu yerel yöneticiler tarafından belirtilmiştir. Bu nedenle mağarayı ziyaret eden kişilerin güvenliği için duraylılığın değerlendirilmesi gerekmiştir. Bu çalışmada yeni bir kaya sınıflama sistemi olan RMQR'ı kullanarak mağaranın duraylılığı görgül, analitik ve sayısal yöntemler kullanılarak incelenmiş ve risk değerlendirmesi yapılmıştır. Yapılan değerlendirmeler sonucu mağaranın giriş ve çıkış bölgelerinin detaylı olarak incelenmesi öngörülmüştür. Bu bölgelerin duraylılığı detaylı olarak incelenmiş ve gerekli önlemlerin uygunluğu incelenmiştir.*

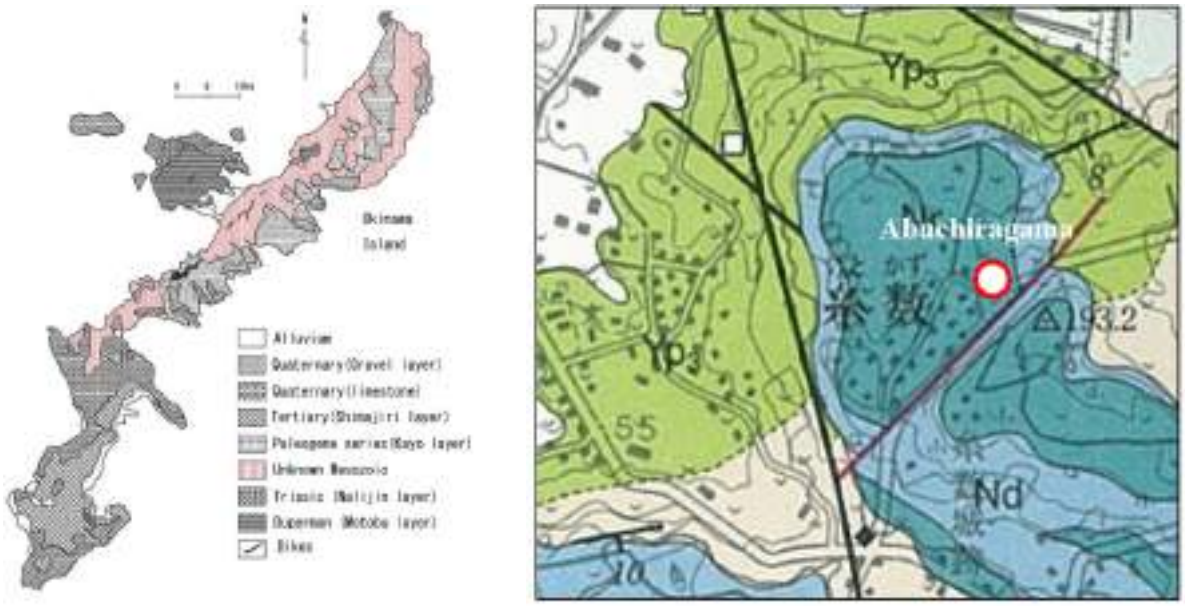
Anahtar Kelimeler: *Abuchiragama mağarası, duraylılık, risk değerlendirilmesi, kireçtaşı, RMQR*

1. INTRODUCTION

Itokazu Abuchiragama karstic underground cave is in Nanjyo-city, in south part of Okinawa Island (Figure 1(a)). This cave was used as underground shelter during the battle of Okinawa. Now this cave is used for peace education trips of the schools, and the number of entrants is about 110,000 people per year.

From 2012, there is an increasing tendency that groundwater infiltrates into the cave from its top after rainfalls. For safety of entrants, it was necessary to evaluate safety and stability of this cave.

Various investigations were carried out. These investigations involve discontinuity surveying, monitoring the crack displacements, acoustic emission measurements and accelerations at ground surface and inside the cave during seismic events. RMQR proposed by Aydan et al. (2014) as a new rock mass classification system is used to assess the quality of rock mass surrounding the cave and the stability assessment of the cave was carried out using empirical method, analytic and numerical methods.



(a) (b)

Figure 1. (a) The geology of Okinawa Island (Okinawa Earth Science Society, 1997), and (b) Close vicinity geology (National Institute of Advanced Industrial Science and Technology (2006)). Legend: Nr, Nd: Ryukyu limestone, Yp_3: Shimajiri Mudstone, Black Line: Fault.

2. GEOLOGICAL OVERVIEW AND PRESENT SITUATION OF THE CAVE

Ryukyu limestone is relatively young formation formed during Pleistocene. This formation is widely distributed in the middle southern area of Okinawa island. The Abuchiragama Cave is located within the west plateau of Ryukyu limestone formation. There are faults around this karstic underground cave shelter, There is a high possibility that they played a role in the formation of the cave itself (Figure 1(b)).

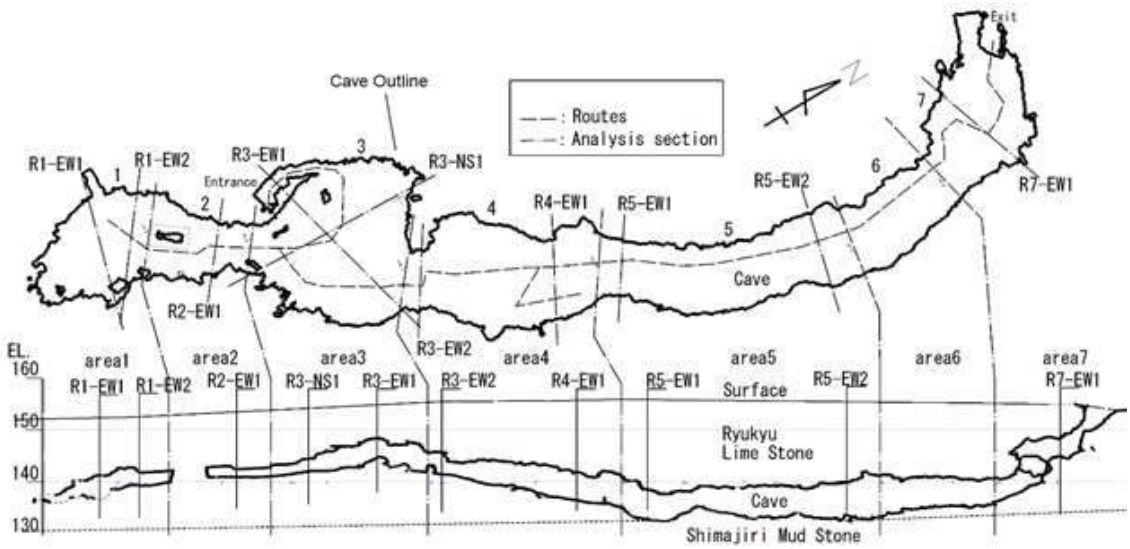


Figure 2. Areas in plan and cross section of the cave.

The Abuchiragama cave is about 200m long and its depth ranges between 6～17m from ground surface and its width varies between 12 and 30m. During wartime, almost all areas of this cave were used as shelter. For this reason, almost all areas of this cave had become routes for entrants. To analyze, this cave was subdivided into 7 areas with the consideration of segmentation conditions such as shape, rock cover thickness etc. We have analyzed each area as illustrated in Figure 2. Some

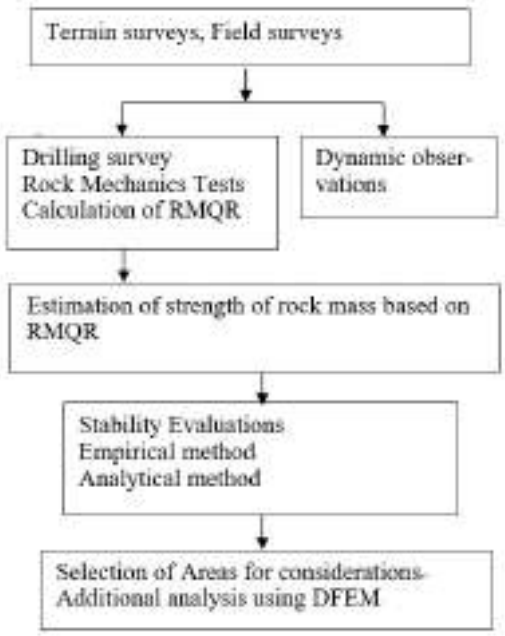
potentially unstable blocks were observed in the roof of the cave in Area 7. Figure 3 shows the views of the roof of the cave in Area 3 and Area 7. Particularly large blocks are noted in the roof area, which needs particular attention for stability assessments. Furthermore, rock mass constitutes some cantilever or built-in beam structures in the roof of Area 3 and Area 2.

(a) Area 3 Area 7

Figure 3. Status of the roof of the caves in Area 3 and Area 7.

3. FLOW CHART FOR STABILITY ASSESSMENTS

A series of stability assessment studies has been implemented in the cave. The method employed in this study has been already utilized in some projects such as "New Ishigaki Airport","Gushikawa Castle Remains", and "Himeyuri Peace Park". In each project, the existence of the caves is noted and they were considered in structural stability evaluations. The flow chart of this method is illustrated in Figure 4.



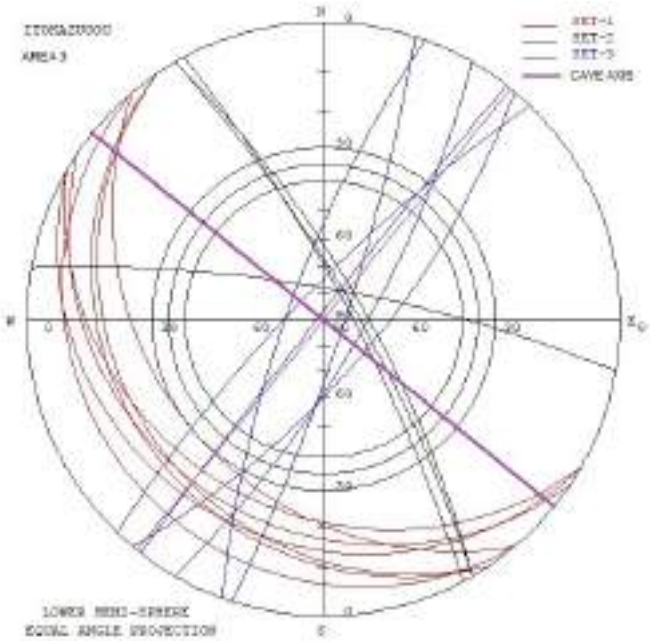


Figure 4. Flow chart for stability assessment. Figure 5. Stereo projections of discontinuities in Area 3.

Discontinuity surveys were carried out throughout the cave. The investigations indicated that there are at least 3 discontinuity sets together with some random cross-joints. Figure 5 shows a stereo projection of discontinuities measured in Area 3.

Borings were drilled and the rock mass conditions were evaluated using RMQR rock classifications system as well as other rock mass classification systems (Figure 6). Rock samples have been prepared and the unit weight of rocks and elastic wave velocities were measured. The samples are used in

uniaxial compression, Brazilian tensile tests. Figure 7 shows the variation of Brazilian tensile strength of samples as a function of porosity.

Figure 6. View of a borehole cores.

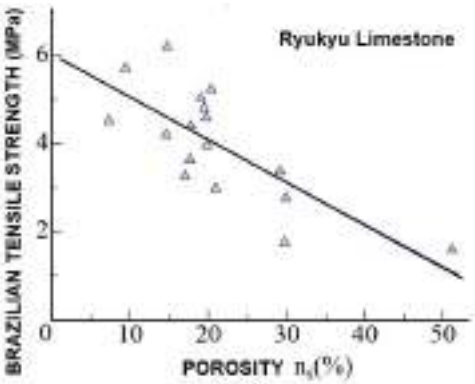


Figure 7. Porosity versus tensile strength.

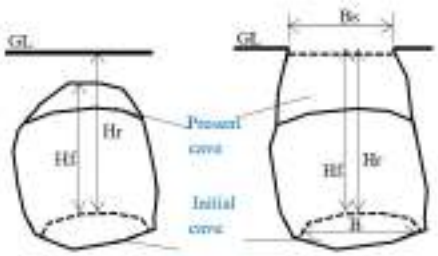
4. STABILITY EVALUATION OF THE CAVE

4.1 Empirical Evaluation Method

Aydan (1989), Tokashiki (2011) and Aydan and Tokashiki (2007, 2011) developed some empirical and analytical methods to analyze the stability of natural caves. The rock mass conditions were evaluated using the RMR rock classification system. Aydan et al. (2014) proposed a new rock mass classification which is named as Rock Mass Quality Rating (RMQR). This new rock classification system was utilized in this study to assess the state of the underground cave and the previously proposed method was extended to the use of RMQR together with further subdivision of stability conditions around the caves in view of the conditions observed in Abuchiragama cave. (Tables 1 and 2, Figure 8). We plotted the width of cave and RMQR shown in Figure 8. As a result, we concluded that Area 3 and Area 7 need further detailed considerations.

Table 1. Stability classification (from Aydan 2018).

Category	State	$\frac{H_f}{H_r}$	$\frac{B_c}{B}$	Comments
I		0.0	0.0	Opening locally and globally stable
II		0.0-0.1	0.0	Some rock block falls from roof. Opening globally stable
III		0.1-0.3	0.0	Block falls from roof and sidewalls into the opening occur and the failure zone increases in size. Roof height is higher than opening width. The failure zone may increase in size with time.
IV		0.3-0.7	0.0	Considerable scale of falls and sliding of rock blocks from the roof and sidewall of openings occur and the failure zone larger in size. Roof height is much higher than opening width. The failure zone may increase reach ground surface in long-term.
V		0.7-1.0	0.8-1.0	Failure zone reaches to ground surface and a small size crater develops at ground surface. The possibility of collapse zone may increase in size and shoulder may fall into opening in long-term.
VI		>1.0	>1.0	Opening globally unstable. In other words, it is in a total collapse state. Deep Sinkhole appear on the ground surface.



4.2 Analytical Evaluation Method

The rock mass strength for analytical stability evaluation method is necessary. In this study, RMQR system is used to estimate rock mass through the utilization of RMQR value and intact rock properties. The properties of rock mass are obtained from the following relation (Aydan et al. 2014).

$$\alpha = \alpha_0 - (\alpha_0 - \alpha_{100}) \frac{RMQR}{RMQR + \beta(100 - RMQR)} \quad (1)$$

Table 2. Results of empirical stability evaluations.

Area	Section	Cavity width (m)	Value of RMQR	Stability Category
1	R1-EW1	20.8	58	IV
	R1-EW2	20.2	60	III
2	R2-EW1	10.5	63	II
3	R3-EW1	28.8	61	IV
	R3-EW2	29.3	60	IV
	R3-EW3	11.5	49	III
4	R4-EW1	15.0	49	IV
5	R5-EW1	10.0	49	III
	R5-EW2	14.3	51	III
7	R7-EW1	19.5	49	IV

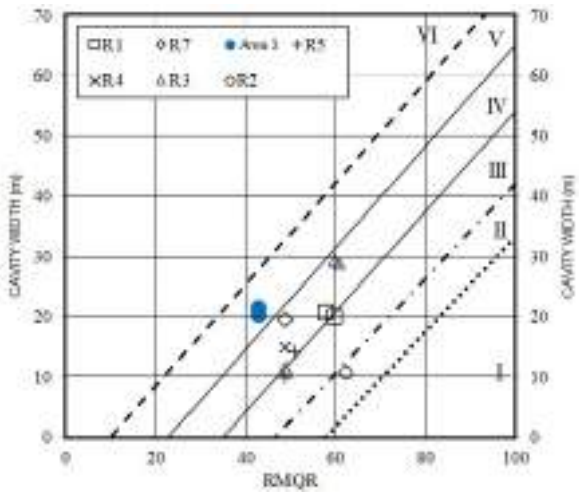


Figure 8. Comparison of stability categories of Areas with estimations from the empirical method.

The strength reduction was calculated by applying the RMQR values in Table 2 to Eq.(1). Calculation examples are given in Table 3.

Table 3. Example of calculation used for estimating rock mass strength using RMQR

Strength of Intact rock

Uniaxial compressive strength	σ_{ci}	12.34	MPa
Tensile strength	σ_{ti}	4.0	MPa

Constants used in Eq. (1)

	α_0	α_{100}	β
Uniaxial compressive strength	0.0	1.0	6
Tensile strength	0.0	1.0	6

Strength of rock mass (RMQR Value is 61)

Uniaxial compressive strength	σ_{cm}	2.55	MPa
Tensile strength	σ_{tm}	0.83	MPa

Aydan (1989), Kawamoto et al. 1991, Aydan and Tokashiki (2007, 2011) showed the following three modes for stability of the roof of the cave. The following relationships are used to estimate the maximum width of the cave for the stability under no-support condition:

Formula for simple beam and built-in beam

$$\frac{L}{h_r} = \sqrt{\beta \frac{\sigma_t}{(\gamma_r h_r + \gamma_s h_s)}} \tag{2}$$

Simple beam: β=2/3, Built-in beam: β=2;

Formula of arching model

$$\frac{L}{h_r} = \sqrt{\beta \frac{\sigma_c}{(\gamma_r h_r + \gamma_s h_s)}} \tag{3}$$

In case of no crack: β=4/3

where $L, h_r, h_s, \gamma_r, \gamma_s, \sigma_t$ and σ_c are span, rock roof thickness, soil overburden, unit weight of rock and soil, tensile strength and uniaxial compression strength of rock mass.

Eqs. (2) & (3) were applied to each section of the cave and its stability states were evaluated. An example of analyzed cross section used for evaluation is shown in Figure 9. The evaluation results are given in Table 4. As the roof situation is close to the built-in beam condition, the cave is estimated to be stable in many section except Area 3. The estimations imply that cracking may occur. However, the arching model implies that the roof should be stable even in Area 3 and Area 7 under static conditions.

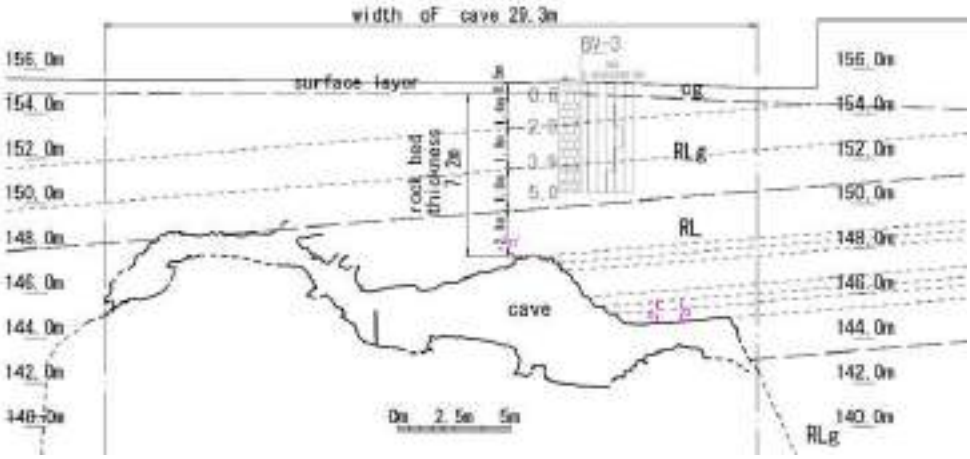


Figure 9. Analysis section for Stability evaluation, (R3-EW2).

Table 4. Results of stability evaluation based on analytical method

Area	Section	Simple Beam	Built-in Beam	Arching Model
1	R1-EW1	Potentially unstable	OK	OK
	R1-EW2	Potentially unstable	OK	OK
2	R2-EW1	OK	OK	OK
3	R3-EW1	Potentially unstable	Potentially unstable	OK
	R3-EW2	Potential unstable	Potentially unstable	OK
	R3-EW3	OK	OK	OK
4	R4-EW1	Potentially unstable	OK	OK
5	R5-EW1	OK	OK	OK
	R5-EW2	OK	OK	OK

4.3 Numerical Stability Analyses by Discrete Finite Element method (DFEM)

Finite element techniques using contact, joint or interface elements, have been developed for representing discontinuities between blocks in rock masses. The contact element is a two-noded element having normal and shear stiffnesses it has been utilized to model block systems by Aydan and Mamaghani (e.g. Aydan et al., 1996) by assigning a finite thickness to contact element and employing

an Up-dated Lagrangian scheme to deal with large block movements. The contact element can easily deal with sliding and separation movements. This method is called Discrete Finite Element Method (DFEM) and has been utilized to analyze the stability of the cave. Various laboratory tests were carried out on the mechanical properties of intact rock and discontinuities. Table 5 gives material properties employed in the DFEM analyses using intact rock properties, RMQR values of rock masses together with equation presented in Sub-section 4.2. Analyses were carried out for static case and pseudo-dynamic case for Areas 3 and 7. Figure 10 shows the actual geometry and DFEM mesh for Area 7 where some movable block exist in the roof of the cave. For pseudo-dynamic case seismic load with a horizontal coefficient of 0.4g was applied from the left side of the analysed domain. Figure 11 show the deformed configurations of the cave at pseudo-time step of 12. The opening was stable after 2-3 pseudo-time steps as seen in Figure 12.

Table 5. Material properties is numerical analyses.

Property		Limestone	Mudstone	Top soil	Discontinuity
Unit Weight	γ (kN/m^3)	22	18	22	–
Elastic Modulus	E (MPa)	5000	200	5	–
Poisson's ratio	ν	0.3	0.3	0.3	–
Tensile Strength	σ_t (MPa)	1.2	0.3	1.2	0.01
Compressive strength	σ_c (MPa)	5.2	3	5.2	–
Cohesion	c (MPa)	1.5	0.4	0	0.1
Friction Angle	Φ (°)	29	24	26.3	36
Lame Coefficients	λ(MPa)	–	–	–	300
	μ(MPa)	–	–	–	300

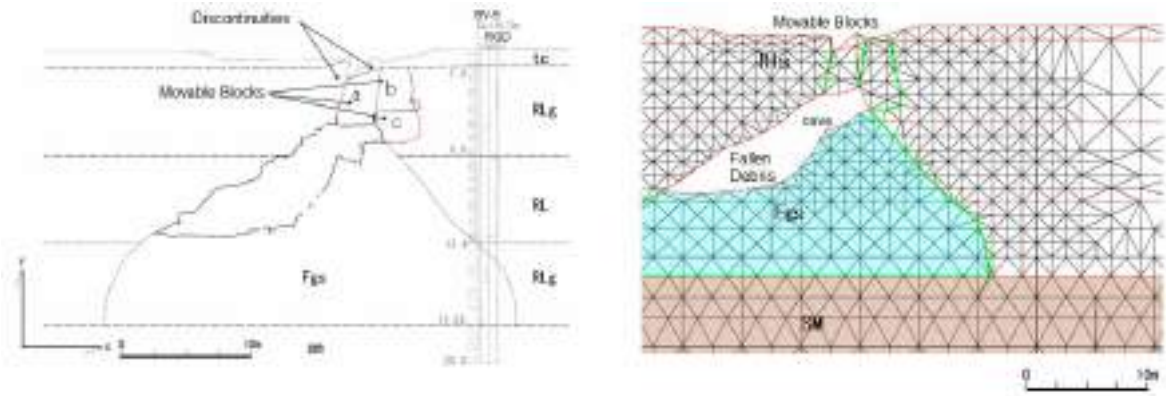


Figure 10. Actual configuration of Area 7 and its DFEM representation.

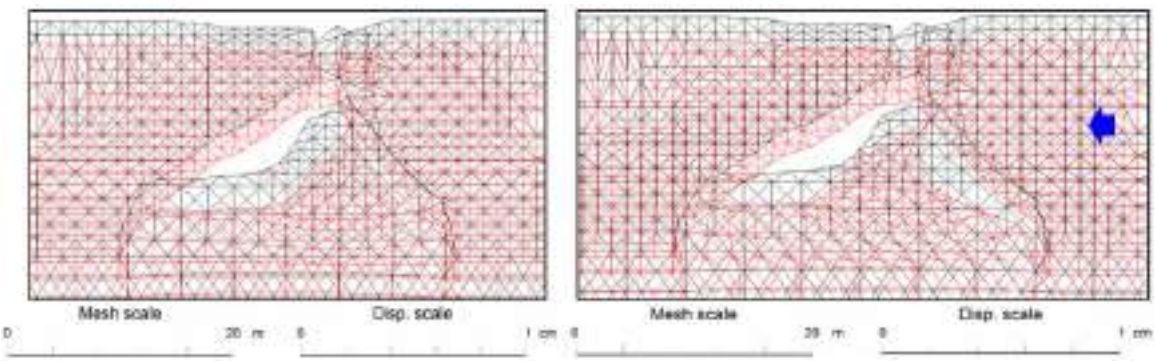


Figure 11. Deformed configurations (a) for static and (b) pseudo-dynamic case.

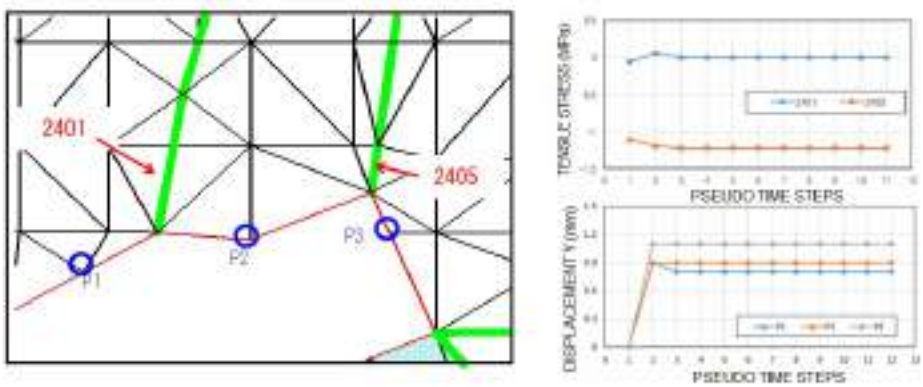


Figure 12. Selected elements and nodes for checking the stability of the cave.

5. CONCLUSIONS

The following conclusions may be drawn from this study:
1) The stability category of Area 3 is estimated form the analytical method lower than that estimated from the empirical method.
2) It is estimated that the Area 3 should be stable if the arching model is valid. In other words, such a condition may be violated in case of large scale seismic events.
3) Although some numerical analyses were carried out for Areas 3 and 7, further numerical analyses are necessary.

6. ACKNOWLEDGEMENTS

This work is carried out as a part of project with the consignment of the Nanjo City. We gratefully acknowledge the authorities of the Nanjo City for the permission to publish the content of the project in this conference.

7. REFERENCES

Aydan, Ö., 1989. The stabilization of rock engineering structures by rockbolts. Doctorate Thesis, Nagoya University, 204p.
Aydan, Ö., 2018. Some Thoughts on the Risk of Natural Disasters in Ryukyu Archipelago. International Journal of Environmental Science and Development, 9(10), 282-289.
Aydan, Ö., Tokashiki, N., 2007. Some damage observations in Ryukyu limestone caves of Ishigaki and Miyako Islands and their possible relations to the1771 Meiwa Earthquake. J. of The School of Marine Sci. and Tech.,Tokai University, 5(1), 23-39.
Aydan, Ö., Tokashiki, N., 2011. A comparative study on the applicability of analytical stability assessment methods with numerical methods for shallow natural underground openings. The 13th International Conference of the International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics, Melbourne, Australia, pp.964-969.
Aydan, Ö., Mamaghani, I.H.P., Kawamoto, T., 1996. Application of discrete "nite element method (DFEM) to rock engineering', North American Rock Mechanics Symp. Montreal, 2, 2039-2046.
Aydan, Ö., Ulusay, R., Tokashiki, N. 2014. A new rock mass quality rating system: Rock Mass Quality Rating (RMQR) and its application to the estimation of geomechanical characteristics of rock masses. Rock Mech Rock Eng 47: 1255–1276.
Kawamoto, T., Aydan, Ö., Tsuchiyama, S., 1991. A consideration on the local instability of large underground openings. Int. Conf., GEOMECHANICS'91, Hradec, 33-41.
National Institute of Advanced Industrial Science and Technology, 2006. The geology of Okinawa Island.
Okinawa Earth Science Society, 1997. The geology of Okinawa Island.

Mühendislik Yapıları Açısından Yüzey Faylanması Tehlikesinin Değerlendirilmesinde Temel Yaklaşımlar

Basic Approaches in the Assessment of Surface Fault Hazards in Terms of Engineering Structures

Ömer EMRE*, Tamer Y. DUMAN

Fugro Sial Yerbilimleri Müşavirlik ve Mühendislik Ltd. Şti., Kavaklıdere, Ankara
*(*o.emre@fugro.com)*

ÖZ: Büyük depremlerde diri faylarda gelişen yüzey kırılmasına bağlı deformasyonlar mühendislik yapıları açısından tehlike kaynağıdır. Diri fay yoğunluğu nedeniyle Türkiye'de çok sayıda kentsel yerleşme ve endüstriyel yapılaşma alanı potansiyel yüzey faylanması tehlikesi altındadır. Çok disiplinli yaklaşım gerektiren yüzey faylanması tehlikesi araştırmaları; i) proje sahası ve yakın çevresinde diri fay haritalaması ve potansiyel yüzey faylanması tehlikesinin ortaya konulması, ii) hendek kazıları ve paleosismolojik çalışmalarla proje yapıları açısından yüzey faylanması tehlikesinin tanımlanması, iii) olasılıksal yüzey faylanması tehlike analizleri olmak üzere birbirini izleyen üç aşamayı kapsamaktadır. İlk iki aşama çalışmalarının amacı proje sahasındaki fayların aktivitesi, proje yapıları ile faylar arasındaki konumsal ilişkiler, faylanmanın türü, deformasyon zonu genişliği, meydana gelebilecek en büyük yerdeğiştirme miktarı, deprem tekrarlanma aralığı vb. parametrelerle projenin uygulanabilirliğinin tartışılması açısından bilgi altyapısı oluşturmaktır. Olasılıksal yüzey faylanması tehlike analizleri ise projenin yaşam süresi içinde faylanmanın olma ihtimali, yerdeğiştirme miktarı ve proje yapıları ile olan etkileşiminin ortaya konulmasını amaçlar.

Anahtar Kelimeler: Aktif fay, paleosismoloji, yüzey faylanması tehlikesi, mühendislik yapıları

ABSTRACT: *Surface faulting in large earthquakes could pose fault displacement hazard for engineering structures. Due to the intensity of active faults in Turkey, many urban settlements and industrial areas have potential fault displacement hazard. Multi-disciplinary active fault investigations are divided into three sequential execution phases: i) active fault mapping and site-specific characterization ii) defining fault parameters and estimating displacement by paleoseismological surveys iii) performing probabilistic fault displacement hazard analyses. The first two phases aim to provide data to assess existing fault displacement hazards for engineering projects. These data include fault activity, spatial relations between fault deformation zone and project structures, type of slip, width of deformation zone, amount of maximum displacement, and recurrence interval etc. The third phase focuses on assessment of potential future risks, such as probability of surface faulting and impact to project structures during the design life.*

Keywords: *Active fault, paleoseismology, fult displacement hazard, engineering structures*

1. GİRİŞ

Büyük depremlerde diri faylarda gelişen yüzey kırılması yeryüzeyinde ve sığ derinliklerde yerdeğiştirmeyle sonuçlanan deformasyonlara yol açması nedeniyle mühendislik yapıları açısından tehlike kaynağıdır ve bu "Yüzey Faylanması Tehlikesi" olarak tanımlanır. Yüzey faylanması tehlikesini ortadan kaldırmak mümkün değildir. Dolayısıyla yüzey faylanması tehlikesinden kaçınmak veya bu tehlikeden kaynaklanabilecek zararı en aza indirmek için proje sahasına özgü araştırmalar ve proje yapısının niteliğine dayalı değerlendirmelere gereksinim vardır. Diri fay yoğunluğu nedeniyle Türkiye'de çok sayıda kentsel yerleşme ve endüstriyel yapılaşma alanı potansiyel yüzey faylanması tehlikesi altındadır. 1999 depremleri sonrasındaki bazı yönetmelik ve genelgelerle afet zararlarının azaltılması amaçlı imar mevzuatına girmiş olmasına rağmen yüzey faylanması tehlikesinin belirlenmesinde uygulanacak bilimsel ve teknik araştırmaların standartları henüz ortaya konulmamıştır. Nükleer Güç Santralleri dışında baraj, rafineri, petrol boru hattı, köprü, liman vb. gibi büyük mühendislik yapılarının yer seçimi ve tasarımında yüzey faylanması tehlikesinin belirlenmesinde uyulacak esaslara ilişkin ise herhangi bir mevzuat yoktur. Bu tür yapılar için yüzey faylanması tehlikesinin değerlendirilmesinde yapılabilecek çalışmaların kapsamı ve güvenilirliği ilgili kamu idaresi veya işverenin farkındalığına göre değişebilmektedir. Bu çalışmada ülkemizde

mühendislik yapıları açısından yüzey faylanması tehlikesinin önemi ve araştırmalarda izlenebilecek temel yaklaşım ve metodoloji tartışılmaktadır.

Çok disiplinli yaklaşım gerektiren yüzey faylanması tehlikesi araştırmaları; i) proje sahası ve yakın çevresinde diri fay haritalaması ve potansiyel yüzey faylanması tehlikesi varlığının ortaya konulması, ii) hendek kazıları ve paleosismolojik çalışmalarla yüzey faylanması tehlikesinin tanımlanması, iii) olasılıksal yüzey faylanması tehlike analizleri olmak üzere birbirini izleyen üç aşamayı kapsamaktadır. İlk iki aşama çalışmalarının amacı proje sahasındaki fay/ların aktivitesi, proje yapıları ile faylar arasındaki konumsal ilişkiler, faylanmanın türü, deformasyon zonu genişliği, meydana gelebilecek en büyük yerdeğiştirme miktarı, deprem tekrarlanma aralığı vb. parametrelerle projenin uygulanabilirliğinin tartışılması açısından bilgi altyapısı oluşturmaktır. Olasılıksal yüzey faylanması tehlike analizleri ise projenin yaşam süresi içinde faylanmanın olma ihtimali ve proje yapıları ile olan etkileşiminin ortaya konulmasını amaçlar.

2. DİRİ FAY TANIMI

Diri faylarda yüzey kırılması büyük depremlerde gelişir. Herhangi bir proje alanındaki deprem tehlikesinin belirlenmesi ve bu tehlikeden kaynaklanan risklerin ortaya konulabilmesi için öncelikle proje alanı ve yakın çevresindeki kaynak fay zonlarının tanımlanması ve bunların üretebileceği en büyük deprem büyüklüklerinin tahmin edilmesi gereklidir. Diri fayların tanımlanması ve deprem potansiyellerinin ortaya konulması deprem jeolojisi, jeomorfoloji, sismoloji, paleosismolojik hendek çalışması, laboratuvar vb. gibi çok disiplinli araştırmalar gerektirmektedir. Deprem üretme potansiyeli olan faylar diri (aktif) olarak tanımlanır. Modern deprem jeolojisi çalışmalarında diri fayların tanımlanması ve sınıflamasında, kullanılan ölçütlere göre değişen çeşitli yaklaşımlar olup; aktif, potansiyel aktif, yetkin, inaktif terimleri en yaygın kullanılanlardır (Jennings, 1994). Bu tanımların tümünde kullanılan ortak ölçüt depremler sonucu yeryüzeyi veya sığ derinlikte meydana gelen yerdeğiştirme/yüzey faylanmasıdır. Yüzey faylanmasına ilişkin deformasyonlar doğada jeolojik ve jeomorfolojik olarak kaydedilir. Bu kayıtlar diri fayların araştırılmasında bir ölçüt olarak kullanılmaktadır. Fay aktivitesinin tanımlanmasında ise üzerinde meydana gelen en son yüzey faylanmasının jeokronolojik yaşı esas alınır. Ancak, literatürde diri fay tanımlamasına esas en son yüzey faylanmasının jeokronolojik yaşı üzerine görüş birliği yoktur. Uygulamalar açısından bu tanım projenin amaç ve özelliğine göre değişebilmektedir (Jennings, 1994). Türkiye gibi sismik etkinliğin yüksek olduğu ülkelerde genellikle En geç Pleyistosen-Holosen zaman aralığında yüzey faylanması gelişmiş faylar diri olarak kabul edilmektedir. Ancak depreme ve yüzey faylanmasına en hassas kritik mühendislik yapıları olan nükleer santrallerin deprem tehlike analizlerinde daha güvenli diri fay tanımları yapılmakta ve üzerinde son 35.000 yılda bir, 500.000 yılda ise iki veya daha fazla yüzey kırılması gelişmiş faylar diri olarak kabul edilmektedir (US NRC,1978). Öte yandan barajların deprem güvenli tasarımı açısından ise üzerinde son 100. 000 yılda (Geç Pleyistosen-Holosen) bir kez yüzey faylanması gelişmiş faylar diri olarak kabul edilmektedir (Jennings, 1994).

Ülkemizde aktif faylar için yukarıdaki tanımlamaları yapabilecek jeokronolojik yaşlandırma verilerini içeren paleosismolojik veriler henüz yeterli seviyede değildir. Nükleer enerji santralleri dışında yasa ve yönetmeliklerle imar planlaması ve mühendislik projelerinin türüne göre belirlenmiş, ülkeye özgü bir diri fay tanımı da yoktur. Diri fayları gösteren ve 1:25.000 ölçekli temel haritalardan türetilmiş olan MTA Genel Müdürlüğü'nün 1:250.000 ölçekli Türkiye Diri Fay Haritası Serisi ve 1:1.250.000 ölçekli Türkiye Diri Fay Haritası'ndaki (Emre vd., 2013) diri fay tanımı ve aktivite sınıflaması Kaliforniya (ABD) diri fay haritasına benzer bir yaklaşım içermektedir. Bu haritadaki diri fay sınıflamasında yüzey faylanması temel ölçüt kullanılmıştır (Emre vd., 2013; 2017). MTA Türkiye Diri Fay Haritası'nda gösterilen faylar deprem yüzeyi kırığı, Holosen, Kuvaterner ve olası Kuvaterner fayı/çizgisellik olmak üzere dört alt kategoriye ayrılmıştır. Bunlardan ilk iki sınıfta yer alan fayların aktivitesi kesin verilere dayandırılmıştır. Bu faylar Holosen'de yüzey kırılmasının (faylanması) gelişmiş olduğu bilinen faylardır. Dolayısıyla bu haritada tanımlanmış Holosen fayları yüzey faylanması tehlike zonlarıdır. Ancak, yukarıdaki örneklerinden anlaşılabileceği gibi bu tanım kritik mühendislik yapıları açısından yeterli değildir. Faylardaki en son yüzey faylanmasının belirlenmesinde kullanılan jeokronolojik veri eksikliği nedeniyle bu çalışmada biz, Türkiye'deki uygulamalar açısından kritik mühendislik yapılarının yer seçimi ve projelendirilmesinde Kuvaterner'de yüzey kırılması gelişmiş fayların yüzey faylanması potansiyeli taşıyan tektonik yapılar olarak değerlendirilmesini öneriyoruz. Bu tanım kapsamında Yüzey Faylanması Tehlikesi'nin belirlenmesi proje sahası ve yakın

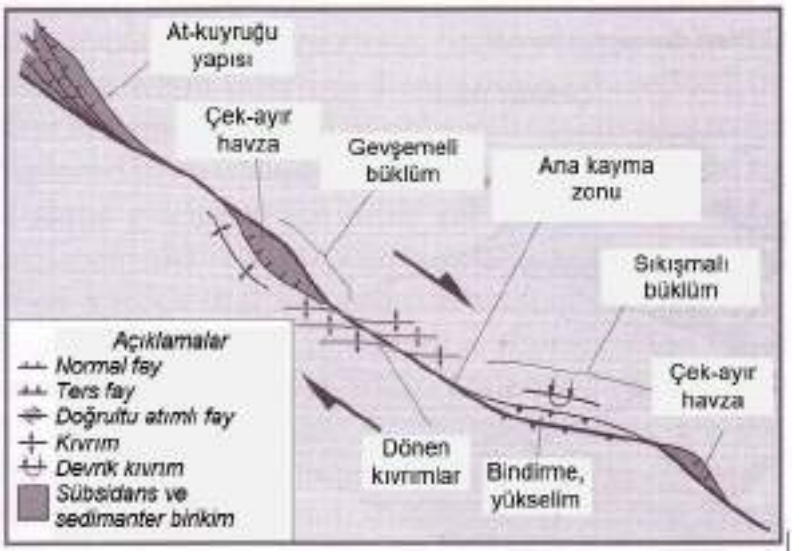
çevre jeolojisinde var olan tüm fayların aktivitesinin değerlendirilmesiyle başlayan ve Kuvaterner faylarında yüzey faylanması tehlike zonunun belirlenmesi, bu zon ile proje yapıları arasında konumsal ilişkilerin ortaya konulması, yüzey faylanması yinelenme aralığı ve meydana gelebilecek yerdeğiştirme miktarlarının 3 boyutta (x, y, z) tayini vb. parametrelerin ortaya konulmasını içeren bir araştırma programı ile mümkün olabilecektir.

3. YÜZEY FAYLANMASI TEHLİKE ZONU

Yüzey faylanması depremlerde fay üzerinde meydana gelen yer hareketinin (yerdeğiştirmenin) yeryüzeyine yansımasıdır. Yüzey faylanmasında yeryüzeyi veya yeryüzeyine yakın sığ derinliklerde deformasyonlar gelişir. Yüzey deformasyonları fayın yeryüzeyi ile olan arakesitinde gelişir ve bu zon "Yüzey Faylanması Tehlike Zonu" (YFTZ) olarak adlandırılır. Yüzey faylanmasında gelişen yerdeğiştirmenin (deformasyon) türü ve miktarı fayın niteliği ve geometrisi, depremin büyüklüğü, odak derinliği, kırılma süreçleri ve yerin reolojisi tarafından denetlenir. Yerdeğiştirmenin niteliği fayın türüne göre değişir, miktarı ise depremin büyüklüğüyle doğru orantılıdır. Yerdeğiştirme miktarı geometrisine bağlı olarak fay boyunca değişimler gösterebilir. Eğim atımlı faylarda yerdeğiştirme düşey yöndedir. Normal faylarda YFTZ boyunca açılmalı/gerilmeli deformasyonun sonucu eğim atımlı yerdeğiştirme gerçekleşir. Buna karşın ters fay veya bindirmelerde ise sıkışmalı (kısalmalı) yüzey deformasyonları gelişir. Doğrultu atımlı yüzey faylanmaları ise fayın doğrultusu boyunca yatay yönde yerdeğiştirmelere neden olur ve yerdeğiştirme sağ veya sol yönde ötelenmelere yol açar.

Yüzey faylanması tehlike (deformasyon) zonunun genişliği ve deformasyonların türü doğrudan lokal fay geometrisi tarafından denetlenir. Doğrultu atımlı bir fay boyunca geometriye bağlı deformasyonlar Şekil-1'de modellenmiştir. Şekilden de anlaşılabileceği gibi pür doğrultu atımlı bir fay sistemi olmasına karşın modellenen faydaki deformasyon zonunun genişliği ve deformasyonların niteliği lokaliteye göre değişkendir. Fayın geometrisinden kaynaklanan karmaşık deformasyon yapısı normal veya ters eğim atımlı faylar içinde geçerlidir. Örneğin normal faylardaki aktarım rampalarında yüzey deformasyonlarının geniş bir alana yayılması ve bu alanda normal faylanmaya eşlik eden doğrultu atımlı veya bindirme bileşenli deformasyonların gelişmesi doğaldır. Bu karmaşıklık proje sahası yakın çevresinde fayın genel geometrisinin tanımlanması ve proje yapıları ile fay geometrisi arasındaki konumsal ilişkilerin ortaya konulmasını sağlayan detay haritalama çalışmalarının önemini açıklar.

Faylanmaya bağlı yüzey deformasyonları ana fay ve buna eşlik eden ikincil faylarda gelişir. Yerdeğiştirmenin büyük çoğunluğu ana fay zonunda gerçekleşir. Ancak yüzey faylanması toplam deformasyon zonu, ikincil faylar ve birincil deformasyon zonuna eşlik eden sürüklenme-sünek yamulmaları da kapsar (Şekil 2).



Şekil 1. Doğrultu atımlı faylarda bölgesel ölçekte görülen deformasyon yapıları (Christie-Blick ve Biddle, 1985).

4. ARAŞTIRMALARDA TEMEL YAKLAŞIM

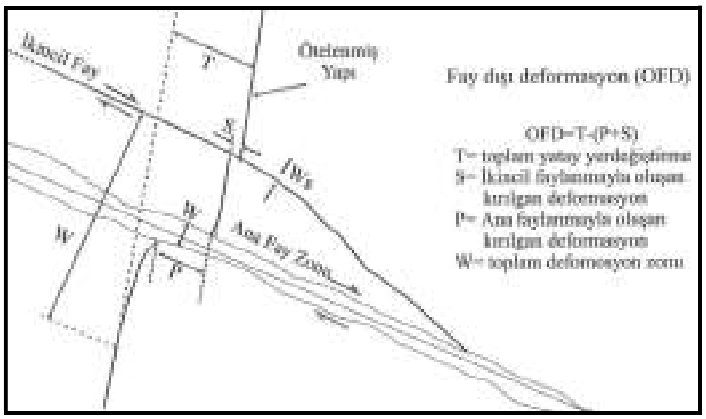
Yüzey faylanması tehlikesinin belirlenmesi amaçlı araştırmaların kapsamı projenin niteliğine göre değişebilir. Bu araştırmaların gelişmiş olduğu ülkelerde Fiziki ve İmar planlama sürecinde "Fay Sakınım Bandı" olarak tanımlanan yüzey faylanması tehlike zonları belirlenerek zorunlu geçkiler dışında bu alanlar yapılaşmaya kapatılmaktadır. 1999 depremleri sonrasında Afet ve İmar Mevzuatı açısından ülkemizde de bu yaklaşım benimsenmiş olup, konuya yönelik araştırmaların kapsamı yönetmelik ve genelgelerle tanımlanmıştır. Uygulamadaki mevzuat kapsamında yapılan araştırmalarla belirlenen Fay Sakınım Bandı "Yerleşime Uygun Olmayan Alan" olarak tanımlanmakta ve bu alanlarda yapılaşmaya yasak getirilmektedir. Bu konudaki yerbilimsel çalışmaları yönlendirmek amaçlı Jeoloji Mühendisleri Odası (2017) tarafından yayınlanan "Yüzey Faylanması Tehlikesi Değerlendirme Kılavuzu" ülkemizde en geniş kapsamlı belge niteliğindedir. Ancak, büyük mühendislik yapılarının yer seçimi ve tasarımında yüzey faylanması tehlikesinin belirlenmesinde gerekli araştırmaların kapsamı ve uygulama standartlarına ilişkin mevzuat henüz geliştirilebilmiş değildir. Aşağıda bu konuda yapılması önerilen araştırmaların genel kapsamı özet olarak tartışılmaktadır.

Mühendislik yapıları açısından yüzey faylanması tehlikesi araştırmaları sonuçları açısından birbirini izleyen üç aşamada gerçekleştirilir.

i) proje sahası ve yakın çevresinde diri fay haritalaması
ii) paleosismolojik fay hendek araştırmaları
iii) olasılıksal yüzey faylanması tehlike analizleri

4.1. Diri fay haritalaması

Yüzey faylanması tehlikesinin belirlenmesinde ilk aşamayı oluşturan haritalama çalışması proje sahası yakın çevresinde diri (Holosen) ve olasılı diri (Kuvaterner) faylarının belirlenmesi ve proje yapıları ile olan mekansal ilişkilerinin tanımlanmasını amaçlar. Nükleer santral, baraj, rafineri, köprü, petrol ve doğal gaz boru hattı vb. kritik mühendislik yapıları için yapılacak olan çalışmalarda proje sahasındaki tüm fayların haritalanarak Kuvaterner aktivitelerinin değerlendirilmesi kabul gören genel bir yaklaşımdır. Çalışmanın ileri aşaması belirlenmiş olan Kuvaterner faylarının niteliği, bölgesel aktif tektonik yapı içindeki konumu, fayın yaşı, kayma hızı, geometrik özellikleri ve segment yapısı, tarihsel ve aletsel dönem deprem davranışlarının ortaya konulmasını vb. bilgi altyapısının oluşturulmasını hedefler. Bu veriler ayrıntılı jeolojik, tektono-jeomorfolojik haritalama, jeodezik ve sismolojik verilerden sağlanabilir. İlk aşamada temel amaç yüzey faylanması potansiyeli olan faylar ile proje yapıları arasındaki mekânsal ilişkilerin sorgulanmasıdır. Planlanan proje yapısının fayın deformasyon zonunda yer alması durumunda bu araştırma evresi ileri aşama paleosismolojik araştırma programının oluşturulması ile sonuçlanır.



Şekil 2. Doğrultu atımlı faylarda yüzey faylanması deformasyon zonu ve yerdeğiştirmenin belirlenmesinde izlenen yaklaşım (Rockwell vd., 2001). Toplam kaymanın önemli bir kısmı birincil fay zonu tarafından karşılanmaktadır.

4.2. Paleosismolojik Fay Hendek Araştırmaları

Kapsamı ve uygulama yöntemleri yukarıda tanımlanan ilk aşama bulgu ve sonuçlarına göre belirlenmesi gerekli araştırmalardır. Hendek kazıları ve paleosismoloji yüzey faylanması tehlikesinin belirlenmesinde kullanılan en geçerli araştırma yöntemidir. Bu araştırmaların amacı uygulama ölçeğinde (1:1000; 1:2000; 1:5000) fay haritalaması, yüzey faylanması deformasyon zonu genişliğinin belirlenmesi, ana fay ve ikincil fayların ayırtlanması, yüzey faylanması gelişmiş depremlerin tekrarlanma aralığı, en son gelişen yüzey faylanmasının tarihlendirilmesi, olası bir depremde gelişebilecek olan 3 boyutlu (x, y, z) kayma değerlerinin tayin edilmesidir. Elde edilen veriler karar vericiler açısından yüzey faylanması tehlikesine karşı planlanan projenin uygulanabilirliğin tartışılmasında kullanılır. Araştırmalardan elde edilen bulgu ve sonuçlar proje uygulamasının zorunlu olduğu durumlarda yüzey faylanmasından en az düzeyde etkilenecek tasarımlar geliştirilmesinde kullanılır.

Paleosismolojik araştırmalar çok disiplinli yaklaşım gerektirmekte olup, proje sahasının özelliklerine göre jeoloji, jeomorfoloji, sedimantoloji, jeodezi, jeofizik araştırma yöntemleri ve yaş tayinine yönelik laboratuvar analizlerini kapsar. Proje alanında paleosismolojik çalışmaya uygun çökellerin bulunmaması durumunda incelemeler paleosismolojik hendek ve fay hendek çalışması olmak üzere iki ayrı kategoride gerçekleştirilir. Paleosismolojik hendek kazısında temel amaç faydaki eski yüzey faylanmalarının tarihlendirilmesi ve deprem tekrarlanma aralığının belirlenmesidir. Proje alanında paleosismolojik değerlendirmelere uygun jeolojik koşulların olmaması durumunda fayın diğer bölümlerinde uygulanabilir. Fay hendek kazıları ise kaya türüne bakılmaksızın doğrudan proje yapısının faya oturduğu alanlarda yapılır. Bu tip hendek çalışması ise proje sahasında fayın kesin lokasyonu, deformasyon zonunun genişliği ve 3 boyutlu kayma parametrelerinin belirlenmesini amaçlar ve fay ile proje yapısı arasındaki geometrik ilişkileri ortaya koyar.

4.3. Olasılıksal Yüzey Faylanması Tehlike Analizleri

İkinci aşamada elde edilen fay parametrelerine dayalı olarak yapılan mühendislik değerlendirmelerini kapsayan araştırmalardır. Fay segmentasyonu, kayma hızı, deprem tekrarlanma aralığı, en büyük deprem büyüklüğü ve tahmini en büyük kayma miktarı gibi fay parametrelerine dayalı olasılıksal tehlike analizleridir. Yüzey faylanması durumunda proje yapısı ile yerdeğiştirme türü ve miktarı arasındaki dinamik ilişkileri irdeleyen ve bu yolla yüzey faylanması tehlikesinin etkisini en aza indirmeyi amaçlayan tasarımlara veri sağlayan değerlendirmelerdir.

5. SONUÇ

Yüzey faylanması diri faylardan kaynaklanan bir jeo-tehlikedir. Büyük mühendislik yapıları açısından yüzey faylanması tehlike araştırmaları projenin yer seçimi, deprem güvenli tasarımı ve uygulanabilirliği açısından kritik öneme sahiptir. Bu önemine karşın ülkemizde nükleer santrallerin dışında büyük mühendislik yapıları açısından yüzey tehlikesi araştırmalarının kapsamı ve uygulama standartları henüz yasa ve yönetmeliklerle belirlenmemiştir. Uygulamalarda bu durum büyük mühendislik yapılarının deprem güvenli tasarımı ve inşası açısından belirsizlik oluşturmaktadır. Konuya yönelik araştırmaların kapsamı projenin niteliğine göre değişebileceğinden yapılacak olan yasa ve yönetmeliklerin hazırlanması büyük mühendislik yapılarıyla ilgili tüm kurum ve kuruluşların katılımını gerektirmektedir.

6. KAYNAKLAR

Christie-Blick, N., Biddle, K.T., 1985. Deformation and basin formation along strike-slip faults. In: Biddle, K.T. & Christie-Blick, N. (eds) Strike-Slip Deformation, Basin Formation, and Sedimentation. SEPM Special Publications, 37, 1–34.

Emre, Ö., Duman, T.Y., Özalp, S., Elmacı, H., Olgun, Ş., Şaroğlu, F., 2013. Açıklamalı Türkiye Diri Fay Haritası, 1:1 250 000: MTA Özel yayınlar serisi-30, 89s.

Emre, Ö., Duman, T.Y., Özalp, S., Şaroğlu, F., Olgun,Ş., Elmacı, H., Çan. T., 2017. Active fault data base of Turkey, Bull E Earthquake Eng. DOI 10.1007/S10518-016-004-2.

Jennings, C.W., 1994. An explanatory text to accompany the fault activity map of California and adjacent areas with locations and ages of recent volcanic eruptions 1:750000 scale. California Department of Conservation Division of Mines and Geology Publications and Information, Geological Data Map No: 6, 92 p., Sacremento, California.

Rockwell, T., Barka, A., Dawson, T., Akyüz, S., Thorup, K., 2001. Paleoseismology of the Gaziköy-Saros segment of the North Anatolia fault, northwestern Turkey: Comparison of the historical and paleoseismic records, implications of regional seismic hazard, and models of earthquake recurrence. Journal of Seismology, 5, 433-448.

TMMOB Jeoloji Mühendisleri Odası, 2017. Planlaşma ve yapılaşma açısından yüzey faylanması tehlikesinin değerlendirilmesi kılavuzu, TMMOB JMO, yayın no: 134, 57s.

K-Ortalamalar Kümeleme Analizi Yöntemiyle Deprem Kaynaklı Boru Hasarlarının İncelenmesi

Investigation of Pipe Damages by K-Means Clustering Analysis Method

Engin NACAROĞLU[1,*], Selçuk TOPRAK[2], Gizem DÜNDAR[3], Muhammet CEYLAN[3]

[1]*Pamukkale Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, 20160 Kınıklı Denizli*
[2]*Gebze Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, 41400 Gebze Kocaeli*
[3]*Pamukkale Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, 20160 Kınıklı Denizli*
*(*enacaroglu@pau.edu.tr)*

ÖZ: Geçmiş büyük depremler sonucunda oluşan altyapı hasarlarının bazı bölgelerde daha fazla yoğunlaştığı gözlenmiştir. Bu yoğun hasar bölgelerinin zemin ve/veya boru açısından problemli bölge oldukları birçok kez kanıtlanmıştır. Hasar yoğunluğu olan bölgelerde bulunan zeminin, kullanılan borunun vb. etkilerin olası gelecek depremlerin altyapıya vereceği hasarın tahmini yönünden büyük önem teşkil etmektedir. Bu çalışmada 22 Şubat 2011 Christchurch Yeni Zelanda depreminin altyapıya verdiği hasarlar, günümüzde hemen hemen tüm bilim dallarında kullanılan kümeleme analizi tekniklerinden k-ortalamalar kümeleme yöntemi kullanılarak incelenmiştir. 22 Şubat 2011 Christchurch depremi aslında 4 Eylül 2010 Darfield depremi ile başlayan ve devamında birçok büyük deprem ile binlerce artçı depremden oluşan, literatüre Canterbury Deprem Dizisi (CES) olarak geçen depremlerin alt yapıya en büyük hasarı veren depremidir. Boru hasarlarının konumuna (x ve y koordinatları) ek olarak CES'ten sonra geliştirilen ve en güncel sıvılaşma şiddeti parametresi olan sıvılaşma şiddeti katsayısını (LSN) kullanarak kümeleme analizi yapılmıştır. Böylece yoğun hasar bölgelerinin mühendislik davranışında sıvılaşmanın etkisi araştırılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Kümeleme analizi, Christchurch depremi, boru hasarları, sıvılaşma

ABSTRACT: *It has been observed in the past earthquakes that seismic infrastructure damages are more intense in some zones. It has been proven many times that these zones of heavy damage contain problematic soil and/or pipes. The soil conditions, the state of existing pipes and similar factors relevant to high damage zones carry great importance in terms of estimating the pipeline damage caused by future earthquakes. In this study, infrastructure damage caused by the 22 February 2011 Christchurch earthquake was investigated using k-means clustering method, which is a clustering analysis techniques used in almost all disciplines. The 22 February 2011 Christchurch earthquake actually was one of the largest earthquake of the Canterbury Earthquake Sequence (CES) and it caused the greatest damage to the Christchurch infrastructure system. CES started with 4 September 2010 Darfield earthquake and followed by many major earthquakes and thousands of aftershocks. In addition to the location of pipe damages (x and y coordinates), the clustering analysis herein utilized arecently developed liquefaction severity parameter, LSN, which was developed in New Zealand after CES. Thus, the effect of liquefaction on the engineering behavior of heavy damage zones was investigated.*

Keywords: *Clustering analysis, Christchurch earthquake, pipe damages, liquefaction.*

2. GİRİŞ

Özelikle son 30 yıldaki büyük depremler incelendiğinde altyapı sistemlerinin gördüğü hasarlar üst yapı sistemlerindeki hasarlar kadar önemli duruma gelmiştir. Can damarları diye tabir edilen altyapı sistemlerinde depremden dolayı oluşan hasarlar, her ne kadar can kaybına direkt neden olmasa da olağan yaşamın devam edebilmesi için çok büyük yere sahiptir. Örneğin 1994 Northridge depremi sonrasında Los Angeles şehri içme suyu şebekesi tarihindeki en büyük hasarı görmüştür (O'Rourke ve Toprak, 1997). Türkiye'de 1999 Kocaeli ve Düzce depremlerinde Adapazarı, Gölcük, Sapanca ve Düzce gibi yerleşim bölgelerinde içme suyu şebekesinin neredeyse tamamı çalışamaz hale gelmiştir. 2011 yılının mart ayında Japonya, arka arkaya gerçekleşen 3 büyük ve farklı merkez üssüne bağlı

birbirini tetiklemiş olan depremlerle sarsılmıştır. Aralarında en büyüğü olan; yerel saatle 14:46'da 11 Mart 2011 tarihinde, Kuzey Amerika ve Pasifik levhalarının sınırındaki yitim zonu üzerinde bindirme faylanması sonucu meydana gelmiş olan depremin büyüklüğü 9.0 olarak kayda geçmiştir. Japonya tarihinin en büyük depremi olan bu depremin merkez üssü Japonya'nın Tohoku bölgesinde bulunup depremden dolayı şehirdeki 4458 km uzunluğundaki su boru hattı ağı ve 1064 lokasyon büyük hasar görmüştür (Wakamatsu ve diğ., 2016). Aynı şekilde Yeni Zelanda'da 2010 yılında başlayan ve arka arkaya gerçekleşen depremlerde içme ve atık su sistemleri çok ciddi hasarlar görmüştür. Canterbury Deprem Dizisi (CES) adı verilen bu depremler sonucunda meydana gelen sıvılaşma ve yanal yayılmalardan dolayı altyapı sisteminde ağır hasarlar meydana gelmiş, birçok çalışmaya konu olmuştur (Tonkin ve Taylor, 2011, 2013, 2015; Toprak ve diğ., 2014, 2017, 2018a, 2019; Bouziou, 2015; Nacaroğlu, 2017; O'Rourke ve diğ. 2012, 2014). Dünya'nın en büyük bankacılık ve finans şirketlerinden olan JP Morgan Chase & Co., CES'i tarihte 2011 Japonya ve 1994 Northridge depremlerinin arkasından altyapıya ekonomik yönden en büyük zarar veren deprem olarak belirlemiştir. Oluşan depremler sonrasında gömülü boru hatlarının sismik davranışı konusunda önemli tecrübeler kazanılmasına rağmen halen önemli eksiklikler göze çarpmakta ve her depremde yeni bilgiler öğrenmeye devam etmekteyiz (Toprak, 2011; Toprak ve diğ., 2009a). Öğrenme, öğrendiklerini uygulamaya uyarlama, gelecek depremlere göre hazırlık yapma ve tedbir alma süreçleri ne kadar hızlı gerçekleşirse bir sonraki depreme hazır olmak o kadar daha mümkün olacaktır (Toprak ve diğ., 2018b). Son yıllarda gittikçe popüler hale gelen kümeleme analizi bilimin örüntü tanıma, veri madenciliği, yapay zekâ, görüntü işleme, sağlık gibi alanlarında (örneğin, Araki ve diğ., 2009) kullanılmasına rağmen alt yapı sistemlerinde ilk kez Toprak ve diğ. (2009b) tarafından kullanılmıştır. Deprem sonucu oluşan boru hasarlarının k-ortalamalar kümeleme yöntemi kullanılarak karakteristiklerini incelemek ve boru hasarlarını anlamlı bir şekilde kümeleyerek gelecekte oluşması muhtemel bir depremin boru hasarlarına etkisinin belirlenmesine katkı koymak çalışmanın temel amacıdır. Çalışmada k-ortalamalar kümeleme yöntemi ile geçerlilik indeksleri kullanılarak optimum küme sayıları belirlenmiştir. Kümeleme analizi konum verilerine (x ve y koordinatları) ek olarak sıvılaşma şiddeti parametresi dâhil edilerek yapılmıştır. Bu çalışma, literatürde boru hasarlarının kümelenmesinde herhangi bir zemin parametresinin etkisini de analiz eden bir kümeleme analizine örnek olan ilk çalışma olma özelliği taşımaktadır.

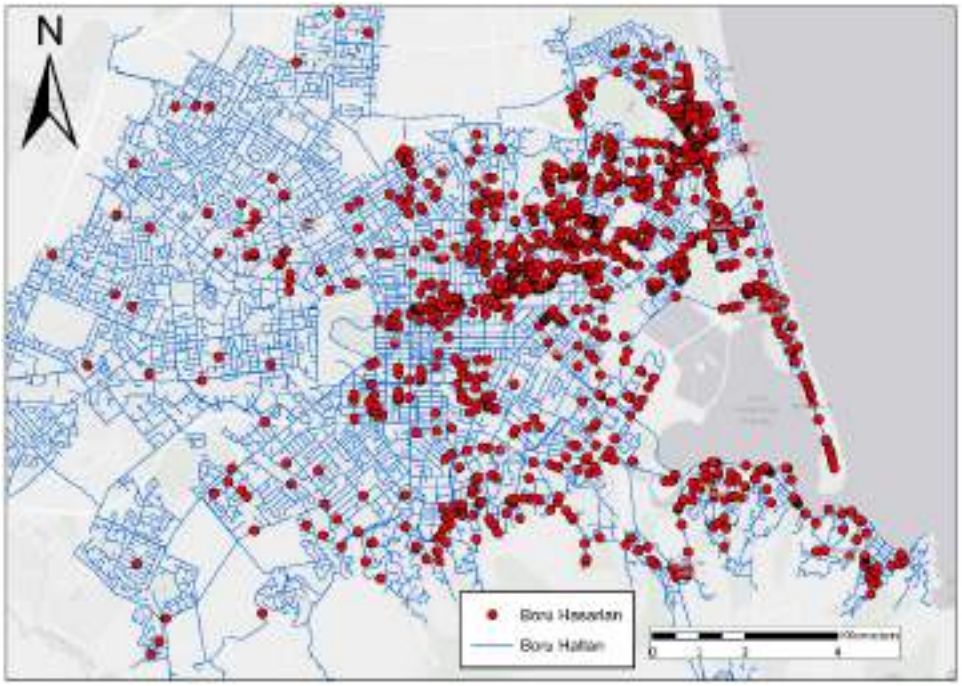
3. SIVILAŞMA VE BORU HASAR VERİ TABANI

Sıvılaşma geoteknik deprem mühendisliğindeki en önemli, ilginç, karmaşık ve üzerinde en çok tartışılan konulardan biridir. Sıvılaşmanın yıkıcı etkilerinin geoteknik mühendislerinin dikkatini çekmesi 1964 yılında üç aylık dönem içinde peş peşe meydana gelen Alaska'daki Good Friday (Mw=9.2) depremi ile Japonya'daki Niigata (Ms=7.5) depremiyle olmuştur (Kramer, 1996). Çalışma kapsamında sıvılaşmayı tetikleyen Canterbury deprem dizisinin en büyük depremlerinden olan 22 Şubat 2011 Christchurch depremi kullanılmıştır. Canterbury deprem dizisi, yüksek seviyede yer hareketi ile tekrarlayan depremlere eşlik eden yanal yayılma ve ciddi sıvılaşma etkisinde üst yapı ve altyapı sistemlerinin kritik davranışlarının değerlendirilmesi için eşsiz bir deprem verisi olarak görülmektedir. Ayrıca Dünya'nın en büyük bankacılık ve finans şirketlerinden olan JP Morgan Chase & Co., CES'i tarihte 2011 Japonya ve 1994 Northridge depremlerinin arkasından altyapıya ekonomik yönden en büyük zarar veren deprem olarak belirlemiştir. Bu çalışmada sıvılaşmayı tetikleyen Canterbury deprem dizisinin en büyük depremlerinden olan 22 Şubat 2011 Christchurch depremi kullanılmıştır. Tonkin ve Taylor (2013, 2015) çalışmalarında çeşitli sıvılaşma şiddeti parametreleri (Sıvılaşma potansiyeli indeksi (LPI), hesaplanmış bir boyutlu oturma (S_{V1D}), sıvılaşma şiddeti katsayısı (LSN) vb.) kullanarak çok kapsamlı çalışmalar yapmışlardır. Toprak ve diğ. (2017) çalışmasında boru hasar analizlerinde LSN'i kullanarak literatürde boru hasarları ile sıvılaşma şiddeti parametreleri arasındaki ilk araştırmayı ortaya koymuştur. Nacaroğlu (2017) ve Toprak ve diğ. (2019) çalışmaları ise bu alanda yapılan diğer araştırmalara örnek olarak verilebilir. Bu çalışmada ise sıvılaşma şiddeti parametrelerinden LSN, konum verisine ek olarak alınmış ve kümeleme analizleri yapılmıştır. Şekil 4'te LSN dağılımı gösterilmiştir. Sıvılaşma şiddeti katsayısı (LSN), Tonkin & Taylor (2013) tarafından geliştirilmiş olup, denklemi aşağıdaki gibidir.

$$\mathrm{LSN} = 1000 \int \frac{\varepsilon_v}{z} dz \qquad (1)$$

Eşitlikte ε_v, söz konusu tabaka için hacimsel yoğunlaştırılmış şekil değiştirmeyi göstermekte ve Zhang vd. (2002) tarafından hesaplanmıştır. "z" ise derinliği göstermektedir. Bu çalışmada kullanılan LSN değerlerinin hesaplanmasında kullanılan hacimsel birim deformasyonun (ε_v) belirlenmesi amacıyla Boulanger ve Idriss'in (2014) yöntemi ile sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı hesaplanmıştır. Literatürde birçok sıvılaşma tetikleme metodu bulunmakla beraber, CES için yapılan analizlerde en başarılı sonuçları Boulanger-Idriss (2014) tetikleme metodu vermiştir.

Çalışmada boru hasar veri tabanı olarak Dünya'da çok az araştırmacının elinde bulunan 22 Şubat Christchurch 2011 depreminden sonra oluşan boru hasar verisi kullanılmıştır (Şekil 1). 22 Şubat 2011 Christchurch depreminde yaklaşık 1730 km içme suyu şebekesinde 1502 hasar gözlemlenmiştir.



Şekil 1. Christchurch boru hattı ve 22 Şubat 2011 Christchurch depremi sonrası oluşan boru hasarları.

4. K-ORTALAMALAR KÜMELEME ALGORİTMASI VE GEÇERLİLİK İNDEKSLERİ

Kümeleme analizi, bir veri setinde yer alan elemanları anlamlı şekilde alt veri gruplarına ayırmayı sağlayan istatiksel bir uygulamadır. Kümeleme analizi, veri matrisinde yer alan elemanları benzerliklerini veya farklılıklarını kullanarak alt gruplara ayırır. Çok sayıda veriyi anlamlı kümeler haline getirip incelemeyi sağlar. Kümeleme analizi sonucunda elde edilen kümelerde elemanlar arası bağıntının yüksek ancak kümeler arası düşük olması beklenir. Bir başka deyişle elde edilen her bir küme kendi içerisinde homojenlik gösterirken kümeler arası heterojenlik oldukça yüksektir (Sharma 1996). Kümeleme analizi yöntemlerinden en eski ve yalın olanı ise k ortalamalar kümeleme analizidir. Cox (1957) tarafından ortaya atılmış, Ball ve Hall (1967) ve MacQueen (1967) tarafından geliştirilmiştir. Bu çalışmada bu kümeleme analizi yöntemi kullanılmıştır. K-ortalamalar, n tane veriyi k tane kümeye bölen ve her verinin sadece bir kümeye ait olabilmesine imkân veren keskin bir kümeleme algoritmasıdır. Bir eleman bir kümeye ya aittir ya değildir. Başka bir deyişle her bir elemanın üyelik derecesi ya 1'dir ya da 0'dır. Amaç, gerçekleştirilen bölümleme işlemi sonunda elde edilen kümelerin, küme içi benzerliklerinin maksimum ve kümeler arası benzerliklerinin minimum olmasını sağlamaktır. Küme benzerliği, kümenin ağırlık merkezi olarak kabul edilen bir nesne ile kümedeki diğer nesneler arasındaki uzaklıkların ortalama değeri ile ölçülmektedir. Amaç fonksiyonunun minimize edilmesine dayanmaktadır. Amaç fonksiyonu Eşitlik (1)'de verilmiştir.

$$J = \sum_{j=1}^{k} \sum_{i=1}^{n} \left\| x_i^{(j)} - c_j \right\|^2 \tag{1}$$

Burada k küme sayısı, n veri sayısı, $x_i^{(j)}$ veri noktası, c_j ise küme merkezini ifade eder. K-ortalamalar algoritması öncelikle her biri bir küme merkezini veya ortalamasını ifade etmek üzere k tane merkez seçilmesiyle başlatılır. Veri setinde bulunan tüm veriler kendisi ile merkezler arasındaki uzaklığa göre kendisine en yakın merkezin olduğu kümeye atanır ve tekrar her bir küme için küme merkezleri hesaplanır. k tane küme merkezi adım adım yer değiştirir. Bu yer değiştirme aşağıdaki şart (Eşitlik 2) sağlanıncaya kadar ya da diğer ifadeyle küme elemanları değişmediği zamana kadar devam ettirilir.

$$\varepsilon = \sum_{i=1}^{k} \sum_{p \in C_i} \left| p - m_i \right|^2 \tag{2}$$

Burada p ve mi çok boyutlu olmakla beraber p, belli bir nesneyi temsil eden noktayı, m_i, C_i kümelerinin ortalamasını temsil etmektedir. Uzaklık hesabı için Öklid uzaklık formülü kullanılır (Eşitlik 3).

$$d(x_i, x_j) = \left(\sum_{k=1}^{d} (x_{i,k} - x_{j,k})^2 \right)^{1/2} = \| x_i - x_j \| \tag{3}$$

Kümeleme analizinde en önemli husus kümeleme sonucu anlamlı kümeler oluşturmaktır ki bu da optimum küme sayısının belirlenmesi anlamına gelmektedir. Teorikte herhangi bir veri setinde elemanlar en az bir en çok veri setindeki toplam eleman sayısı kadar kümeye ayrılabilir. Birçok kümeleme algoritmasında küme sayısı hesaplamaların başında girdi olarak verilir ve veri seti çeşitli süreçlerden sonra o küme sayısına bölünür. Hangi küme sayısının o veri seti için en uygun olduğu konusunda yapılan çalışmalardan en yaygın ve kabul göreni ise geçerlilik indeksleri yöntemidir. Bu yöntemde farklı kümeleme algoritmalarına özgü birçok araştırmacı tarafından çeşitli yöntemlerle bulunan katsayılar (geçerlilik indeksleri), optimum küme sayısı hakkında bilgi vermektedir. Veri setinin yapısına göre bazı geçerlilik indeksleri çok başarılı sonuçlar verirken bazıları ise aynı başarıya ulaşmamaktadır. Nacaroğlu (2010), optimum küme sayısını bulmak için, bulanık c-ortalamalar kümeleme analizini kullanarak geçerlilik indekslerini farklı veri setleri (iki boyutlu) üzerinde test etmiş ve özellikle düzenlenmiş bölümleme katsayısı (MPC), Pakhira (PBMF) ve Fukuyama-Sugeno indekslerinin diğerlerine göre daha iyi sonuçlar verdiğini göstermiştir. Daha sonra ise 1994 Northridge depreminin yol açtığı boru hasarlarının konum verilerini kullanarak kümeleme analizi yapmış ve indekslerle bulunan optimum kümeler ile yoğun hasar bölgelerini irdelemiştir. Zhang ve diğ. (2008) çok daha fazla veri seti üzerinde yaptığı analizlerde geçerlilik indekslerinin performansını araştırmış, benzer şekilde MPC ve Pakhira indeksinin diğerlerinden daha başarılı sonuçlar verdiğini göstermiştir. Zhang ve diğ. (2008) çalışması da kümeleme yöntemi olarak bulanık c-ortalamalar algoritmasını iki boyutlu veri setleri üzerine uygulamıştır.

Bu çalışmada k-ortalamalar algoritmasında kullanılan iki kümeleme geçerlilik indeksi (Calinski-Harabasz ve Davies-Bouldin indeksleri) yardımı ile optimum küme sayıları belirlenerek yoğun hasar bölgelerinin özellikleri araştırılmıştır. 1974'de ortaya konan Calinski-Harabasz indeksi Eşitlik 4'ü en büyük yapan küme sayısını optimum küme sayısı olarak kabul eder.

$$\mathrm{C-H} = \frac{\mathrm{N-k}}{\mathrm{k-1}} * \frac{\mathrm{SS_B}}{\mathrm{SS_W}} \tag{4}$$

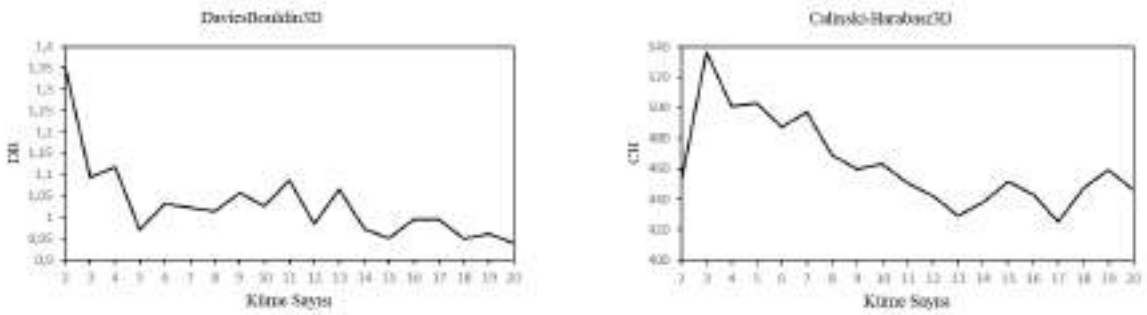
Burada SS_B, kümeler arası varyans; SS_W, kümeler içi varyanstır.

1979 yılında geliştirilen Davies-Bouldin indeksinde σ_i; i. küme elemanlarının küme merkezine (c_i) uzaklığı, σ_j; j. küme elemanlarının küme merkezine (c_j) uzaklığı ve $d(c_i, c_j)$; küme merkezleri arasındaki uzaklığı göstermektedir. Eşitlik 5'i minimum yapan küme sayısı optimum küme sayısını vermektedir.

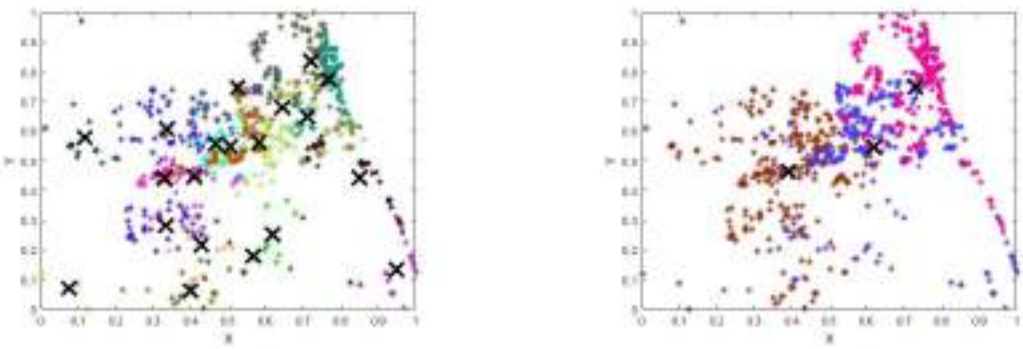
$$\mathbb{D}-\mathbb{B}=\frac{1}{k}\sum_{i=1,i\neq j}^{k}\max\left(\frac{\sigma_i+\sigma_j}{d(c_i,c_j)}\right) \tag{5}$$

4. BORU HASAR VERİLERİNİN KÜMELENMESİ

Çalışmada yukarıda anlatılan boru hasarlarının konum verisine ek olarak LSN verisi eklenmiş böylece her bir boru hasarının üç özelliği kullanılarak (x-y koordinatı ve LSN değeri) kümeleme analizleri yapılmıştır. Toplam 1502 boru hasarının hepsi için LSN değeri bulunmamaktadır. Bunun sebebi LSN haritasının dışında kalan hasarların kümeleme analizine dahil edilmemesidir. Başka bir deyişle eğer boru hasarının bulunduğu konumda hesaplanmış bir LSN yoksa o boru hasarı kümeleme analizi için oluşturulan 3 boyutlu (x ve y koordinatı, LSN değeri) veri matrisine alınmamıştır. Sonuç olarak bu sebeple 1104 boru hasarı kullanılmıştır. En küçük küme sayısı olarak 2'den başlanmış ve 20 kümeye kadar analizler yapılarak iki geçerlilik analizi yardımıyla optimum küme sayıları belirlenmiştir. Davies-Bouldin indeksi 20, Calinski-Harabsz indeksi ise 3 küme sayılarını en uygun küme sayısı olarak bulmuştur. Şekil 2'de geçerlilik indekslerinin küme sayıları ile değişimi gösterilirken, Şekil 3'de sırasıyla boru hasarlarının 20 ve 3 kümeye bölünmüş halleri gösterilmiştir.



Şekil 2. Davies-Bouldin ve Calinski-Harabsz geçerlilik indeksleri sonuçları.



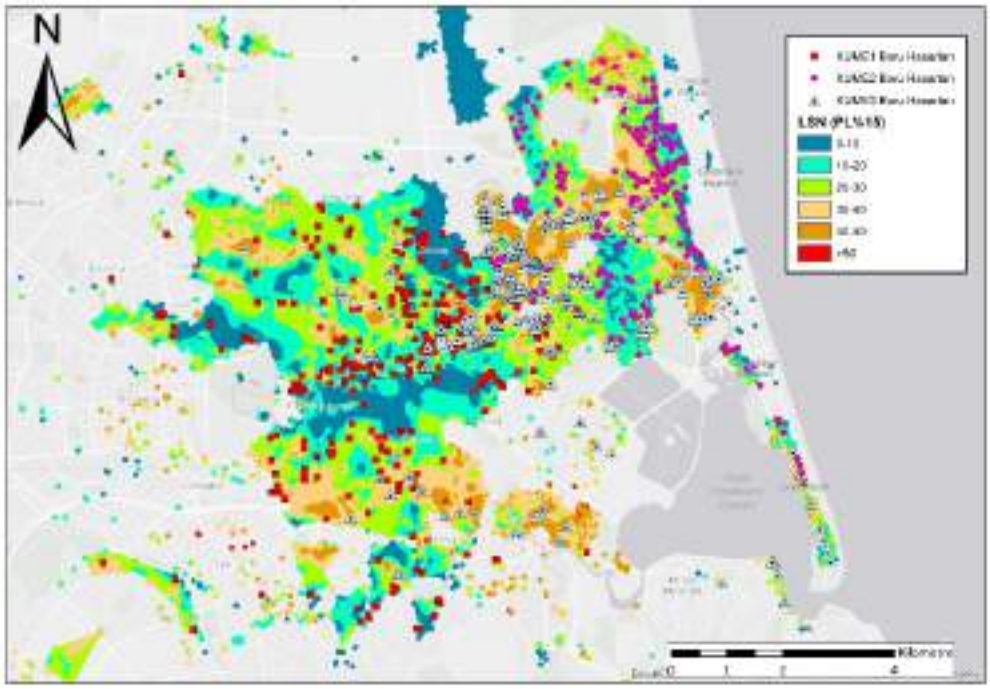
a) 20 küme b) 3 küme

Şekil 3. Boru hasarlarının 20 ve 3 kümeye bölünmesi.

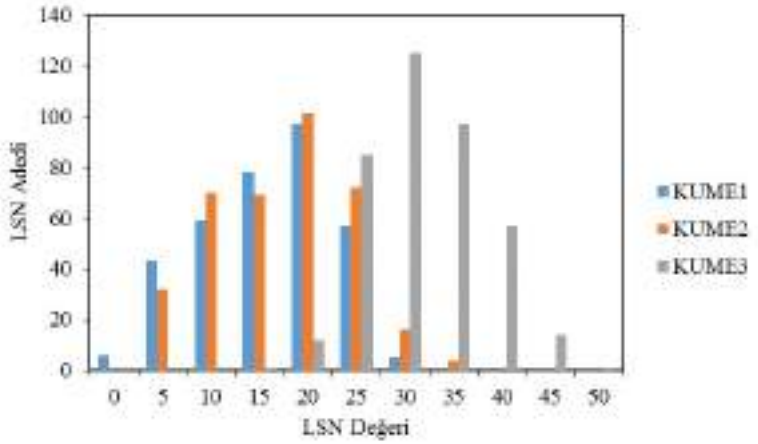
Toprak vd. (2018b) çalışmasında sadece konum verilerini kullanarak aynı boru hasar veri seti üstünde bulanık c-ortalamalar ve k-ortalamalar yöntemleriyle kümeleme analizi yapmıştır. Optimum küme sayısının yüksek olduğu durumlarda kötü zemin şartları, boru zayıflıkları gibi yerel sorunlara, düşük olduğunda ise toprak kaymaları, sıvılaşma, zemin büyütmesi gibi bölgesel sorunlara ve zemin problemlerine işaret ettiğini belirtmiştir. Buna göre Davies-Bouldin geçerlilik indeksine göre en uygun bulunan 20 küme sayısı, zaten çok ciddi sıvılaşma etkisinde olan borular için hasarların sıvılaşmanın

yanında yerel sorunlarla da oluştuğuna işaret etmektedir. Boru cinsi, çapı, yaşı vb. boru özellikleri ve /veya şekil değiştirmeler, oturmalar vb. zemin özellikleri de kümeleme analizinde veri olarak kullanılıp daha detaylı incelemeler yapılması önerilmektedir. Gelecek çalışmalar bu yönde gerçekleşecektir.

Calinski-Harabsz indeksine göre en uygun bulunan 3 küme incelendiğinde ise LSN yönünden kümeler içinde çok büyük benzerlikler bulunmakta, kümeler içi homojenlik sağlanmaktadır. Şekil 3'te boru hasarlarının 3 kümeye bölünmesi ve LSN değerleri aynı haritada gösterilmiştir. Şekil 4'teki grafikte ise boru hasarlarının ait olduğu küme ve LSN değerleri verilmiştir. Şekil 4'te görüldüğü üzere üç kümenin LSN değer aralıkları kendi içinde çok tutarlı sonuçlar vermektedir.



Şekil 3. 22 Şubat 2011 Christchurch depremi sonrası oluşan boru hasarları ve LSN haritası.



Şekil 4. Boru hasarlarının 3 kümeye bölünmesi sonucu oluşan kümelerdeki hasarların LSN değerleri.

Şekil 4 detaylı olarak incelendiğinde 3 kümeye bölünen boru hasarlarının kümelere göre LSN dağılımları yaklaşık olarak şu şekildedir. Küme 1 ve Küme 2'nin LSN aralıkları 0-25 arasında iken, Küme 3'ün LSN aralığı >20'dir. Bu aralıklar belirlenirken çok küçük sayıda hasarların LSN değerleri bu aralıklarda değildir. Küme 1 için 346 hasardan sadece 5 hasarın LSN değeri 25'ten büyük olmakla

beraber 25'e çok yakındır (26, 26, 27, 27, 28). Küme 3 için 365 hasardan 7 hasarın LSN değeri 6 tanesi 19 olmak üzere 20'den küçüktür. Küme 2 için ise 393 hasardan 20 hasarın LSN değeri 25'ten büyüktür. Toplam 1104 hasardan sadece 32 hasarın LSN değeri (%3) belirtilen LSN aralıklarına uymamaktadır. K-ortalamalar kümeleme analizi metodu 1104 hasarı LSN değerlerini kullanarak başarılı bir şekilde kümelemiştir. Bölgenin doğusu (Küme 2) ve batısı (Küme 1) düşük LSN bölgesi olarak tanımlanacak olursa, bölgenin ortası yüksek LSN bölgesi olarak tanımlanabilir. Burada dikkat edilmesi gereken hususlardan biri kümeleme analizinde tüm hasarlar her hangi bir ön sınıflamaya tabi tutulmadan değerlendirmeler yapılmıştır. Boru hasar veri setinde aslında tüm hasarların üstünde bulunduğu boru malzemesinin cinsi (asbestos çimento, dökme demir, polivinil klorür (PVC) vb.), borunun döşendiği yıl dolayısıyla yaşı, borunun çapı vb. boruya ait bilgiler bulunmaktadır.

5. SONUÇLAR

Deprem sonucu oluşan boru hasarlarının hangi koşullara bağlı olacağının veya nasıl etkileneceğinin bilinmesi alt yapı sisteminin performansı yönünden büyük önem teşkil etmektedir. Çalışmada boru hasarlarının 3 boyutlu kümelenmesinde (hasarların konumlarına sıvılaşma şiddeti parametrelerinden LSN eklenerek) k-ortalamalar kümeleme metodu kullanılarak analizler yapılmıştır. Böylece sıvılaşmanın boru hasarlarıyla ilişkisi araştırılmıştır. Bazı geçerlilik indeksleri yardımıyla elde edilen en uygun küme sayılarını (20 ve 3 küme) dikkate alarak oluşan boru hasarları kümeleri incelenmiştir. Elde edilen kümeler incelendiğinde sadece sıvılaşma şiddeti parametreleri yönünden yüksek küme sayısı (20), boru hasarlarının sıvılaşma yanında boruya (boru cinsi, çapı, yaşı vb.) ve/veya başka zemin özelliklerine (şekil değiştirme, oturma vb.) bağlı olduğunu göstermektedir. Çalışmada ayrıntılı incelenen düşük küme sayısında (3) ise kümeleme analizi çok başarılı bir şekilde düşük ve yüksek LSN bölgeleri olarak nitelendirebilecek hasar bölgeleri elde etmiştir. Gelecek çalışmalarda sıvılaşma şiddeti parametreleri yanında yukarıda adı geçen parametreler de kümeleme analizinde kullanılacaktır. Bu şekilde yapılacak kümeleme analizlerinde hem diğer parametrelerin etkisi ortaya konacak hem de parametreler birlikte kullanılarak çok daha fazla boyutlu (örneğin 4, 5, 6 boyutlu) kümeleme analizi yapılarak alt yapı sistemlerinin özellikleriyle zemin özelliklerinin birlikte değerlendirilmesi sağlanacaktır.

6. KATKI BELİRTME

Bu çalışma TÜBİTAK 114M258 ve 2019FEBE013 nolu projeler ile desteklenmiştir.

7. KAYNAKLAR

Araki, E., Momota, Y., Togo, T., Tanioka, M., Hozumi, K., Nomizu, M., Utani, A., 2009. Clustering of syndecan-4 and integrin β1 by Laminin α3 chain–derived peptide promotes keratinocyte migration. Molecular biology of the cell, 20(13), 3012-3024.

Ball, G.H., Hall, D.J., 1967. A clustering technique for summarizing multivariate data. Behavioral science, 12(2), 153-155.

Boulanger, R.W., Idriss, I.M., 2014. CPT and SPT based liquefaction triggering procedures. Report UCD/CGM14/01, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, CA, 134 pp.

Bouziou, D., 2015. Earthquake induced ground deformation effects on buried pipelines. Ph.D Thesis, Cornell University: Ithaca, New York.

Caliński, T., Harabasz, J., 1974. A dendrite method for cluster analysis. Communications in Statistics-theory and Methods, 3(1), 1-27.

Cox, D.R., 1957. Note on grouping. Journal of the American Statistical Association, 52(280), 543-547.

Davies, D.L., Bouldin, D.W., 1979. A cluster separation measure. IEEE Transactions on Pattern Analysis and Machine Intelligence, (2), 224-227.

Kramer, S.L. 1996. Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice Hall New Jersey.

MacQueen, J.B., 1967. Methods for classification and Analysis of multivariate observations. In Proc. Symp. Math. Statist. and Probability, 5th, 281-297.

Nacaroğlu, E., 2010. Deprem etkisiyle oluşan boru hasarlarının coğrafi bilgi sistemleri (CBS) ve kümeleme analizi ile değerlendirilmesi. Yüksek Lisans Tezi, Pamukkale Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Denizli.

Nacaroğlu, E., 2017. Sismik Etkiler Altında Gömülü Boru Hatlarında Hasar Analizleri. Doktora Tezi, Pamukkale Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Denizli.

O'Rourke, T.D., Jeon, S.S., Toprak, S., Cubrinovski, M., Hughes, M., Ballegooy, S., Bouziou, D., 2014. Earthquake response of underground pipeline networks in Christchurch, NZ. Earthquake Engineering Research Institute, EERI, Vol. 30, No. 1, pp. 183-204.

O'Rourke, T.D., Toprak, S., 1997. Using GIS to assess water supply damage from the Northridge earthquake. In Proceedings from the NCEER-INCEDE Workshop on Earthquake Engineering Frontiers in Transportation Facilities.

O'Rourke, T.D., Jeon, S.S., Toprak, S., Cubrinovski, M., Jung, J.K., 2012. Underground lifeline system performance during the Canterbury earthquake sequence. 15th World Conference in Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal.

Sharma, S., 1996. Applied Multivariate Techniques.

Tonkin & Taylor Ltd., 2011. Christchurch Central City Geological Interpretative Report. Version 1.1.

Tonkin & Taylor Ltd., 2013. Liquefaction vulnerability study", Report Number:52020.0200/v1.0.

Tonkin & Taylor Ltd., 2015. Canterbury Earthquake Sequence: Increased liquefaction vulnerability assessment methodology. Report Number:52010.140.v1.0.

Toprak, S., 2011. Altyapı sistemlerinin deprem güvenliği, geoteknik sorunlar ve yönetmelikler. Yedinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, 30 Mayıs-3 Haziran, İstanbul.

Toprak, S., Nacaroglu, E., Çetin, O.A., Koç, A.C., 2009b, Pipeline damage assessment using cluster analysis. In TCLEE 2009: Lifeline Earthquake Engineering in a Multihazard Environment, 1-8.

Toprak, S., Nacaroglu, E., Dundar, G., Van Ballegooy, S., O'Rourke, T. D., 2018b. Boru hatları hasar-sebep ilişkilerinin kümeleme analizi ile değerlendirilmesi. Zemin Mekaniği ve Geoteknik Deprem Mühendisliği 17. Ulusal Konferansı, İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa & İstanbul Üniversitesi.

Toprak, S., Nacaroglu, E., Koc, A. C., O'Rourke, T. D., Hamada, M., Cubrinovski, M., Van Ballegooy, S., 2018a. Comparison of horizontal ground displacements in Avonside area, Christchurch from air photo, LiDAR and satellite measurements regarding pipeline damage assessment. Bulletin of Earthquake Engineering, 16(10), 4497-4514.

Toprak, S., Nacaroglu, E., Koc, A. C., Van Ballegooy, S., Jacka, M., Torvelainen, E., O'Rourke, T.D., 2017. Pipeline damage predictions in liquefaction zones using LSN. 16th World Conference on Earthquake, Santiago Chile, January 9th to 13th.

Toprak, S., Nacaroglu, E., O'Rourke, T. D., Koç, A.C., Hamada, M., Cubrinovski, M., Jeon, S. S., 2014. Pipeline damage assesment using horizontal displacements from air photo and LiDAR measurements Avonside Area, Christchurch, NZ. In The second European conference on earthquake engineering and seismology (2ECEES), 24-29.

Toprak, S., Nacaroglu, E., Van Ballegooy, S., Koç, A.C., Jacka, M., Manav, Y., Torvelainen, E., O'Rourke, T. D., 2019. Segmented pipeline damage predictions using liquefaction vulnerability parameters. Soil Dynamics and Earthquake Engineering,

Toprak, S., Taskin, F., Koc, A.C., 2009a. Prediction of earthquake damage to urban water distribution systems: a case study for Denizli, Turkey. Bull. Eng. Geol. Env., 68: 499–510.

Wakamatsu, K., Nagata, S., Maruyama, Y., Ozawa, K., 2016. Sendai water pipeline response to the 2011 Tohoku earthquake. Journal of Civil Engineering and Architecture, 10, 461-470.

Zhang, G., Robertson, P. K., Brachman, R. W. I., 2002. Estimating liquefaction induced ground settlements from CPT for level ground. Can. Geotech. J., 39, 1168–80.

Zhang, Y., Wang, W., Zhang, X., Li, Y., 2008. A cluster validity index for fuzzy clustering. Information Sciences 178, 1205–1218.

Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü'nde Sismik Tehlike Analizi Çalışmaları ve Cibuti Ambouli Dostluk Barajı Örneği

The Study of Seismic Hazard Analysis in The General Directorate of Hydraulic Works, Turkey and a Case Study, Djibouti Ambouli Dam

Mustafa GENÇ*, Haydar ŞİMŞEK, Rabia PARLAK, Ayhan KOÇBAY

Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü, Ankara
*(*mustafagenc@dsi.gov.tr)*

ÖZ: Su kaynaklarından maksimum şekilde yararlanmak ve su miktarını doğru kontrol edebilmek amacıyla farklı mühendislik çözümlerine ihtiyaç duyulmaktadır. Dünden bugüne en çok tercih edilen yöntemlerden biri ise baraj/gölet gibi büyük mühendislik yapıları inşa ederek suyu doğru bir şekilde depolamak ve sudan maksimum şekilde yararlanmaktır. İnsanlığa büyük hizmetler veren bu yapıların yıkılmaları halinde çok büyük can ve mal kaybı oluşabilmektedir. Baraj, gölet gibi büyük su yapılarında karşılaşabilecek sorunların arasında belki de en önemlisi deprem ve sismik aktivitelerdir. Deprem etkilerinden zararsız ya da az zararla kurtulma çalışmalarında ilk adım inşaat sahasının deprem tehlikesi bakımından değerlendirilmesi, ikinci adım ise yapıların bu değerlendirmenin gerektirdiği biçimde depreme dayanıklı bir şekilde projelendirilmesi ve inşa edilmesidir. Bu nedenle böylesine büyük mühendislik yapılarının depremler karşısında yıkılmadan ayakta kalması için güncel yöntemler kullanılarak ve ekonomik olarak projelendirilmesi önem arz etmektedir. Sismik Tehlike Analizinde amaç; eskiden olmuş deprem olaylarına ait eldeki verileri, jeolojik, sismolojik, istatistiksel ve diğer bilgilerle sistematik bir şekilde birleştirerek, göz önünde tutulan inşaat sahasında ileride beklenebilecek sismik etkinlik için belirli olasılık değerlerini ve çalışma sahasındaki sismik tehlikede belirgin rol oynayan kaynağa bağlı en kritik sismik kaynak göz önüne alınarak oluşabilecek en yüksek ivme değerini saptayabilmektir. Bu çalışmada, Sismik Tehlike Analizi Çalışma yöntemleri ve Afrika Su Temini Projesi kapsamında yer alan Cibuti Ambouli Dostluk Barajı'nın Sismik Tehlike Analizinden bahsedilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Sismik tehlike analizi, deprem, Cibuti, baraj, jeofizik

ABSTRACT: *Different engineering solutions have been needed in order to get the maximum benefit from water sources and to control water amount correctly. Up to now, one of the most preferred ways is to construct huge engineering structures like dam/pond in order to store the water properly and to get the maximum benefit from water. In case of a collapse of these widely-service-providing structures, it can cause a big loss of life and property. Earthquakes and seismic activities are possibly the most important incidents that may cause problems in big water structures such as dams and ponds. The first step of escaping the effects of earthquakes with minor or no damage is assessing the construction areas with regards to the danger of earthquakes and then the second step would be conceptualizing and building projects as required by this assessment based on earthquake-resistant analyses. Therefore, it is very important to use current methods and designing the projects economically to keep such huge engineering structures without any damage against earthquakes. The purpose of Seismic Hazard Analysis is to determine the values of certain probability for seismic activity that would be expected in the future at an examined construction site by combining the available data from formerly occurred seismic events with geological, seismological, statistical and other information in a systematic way and to determine the maximum acceleration value that may be occurred considering the most critical earthquake depending on the source that plays the prominent role on the seismic danger in the study area. In this study it is mentioned about the working methods of Seismic Hazard Analysis and Seismic Hazard Analysis of Cibuti Ambouli Dam within the scope of water supply projects in Africa.*

Keywords: *Seismic hazard analysis, earthquake, Djibouti, Dam, geophysics*

1. GİRİŞ

Ülkemizin su kaynaklarının yönetiminden ve geliştirilmesinden sorumlu olan Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü (DSİ) geçmişinden günümüze kadar üstlenmiş olduğu görevleri başarı ile tamamlamış ve insanımızın hizmetine sunarak kalkınmamıza ve refah düzeyimizin artmasına büyük katkı sağlamış ve sağlamaya devam etmektedir. Aynı zamanda DSİ, Afrika kıtasında insanları sağlıklı ve temiz suyla buluşturmak adına çeşitli çalışmalar yürütmektedir. 1954 yılından bu yana su kaynaklarının geliştirilmesi adına önemli yatırımlar gerçekleştiren DSİ, tecrübesi ve bilgi birikimi ile dost ve kardeş Afrika ülkelerinde yaşanan su sıkıntısına çözüm bulmak maksadıyla kısıtlı su kaynaklarının geliştirilmesine yönelik çalışmalarına Afrika kıtasında da devam etmektedir. Cibuti'ye yönelik olarak, DSİ tarafından Ambouli deresi üzerinde silindirle sıkıştırılmış beton barajın yapımına karar verilmiştir. Barajlar çok büyük su kütlelerini arkalarında tutan, genellikle enerji, sulama, içme ve kullanma suyu elde etmek için inşa edilen mühendislik yapılarıdır. İnsanlığa büyük hizmetler veren bu yapıların yıkılmaları halinde çok büyük can ve mal kaybı oluşabilmektedir. Bu nedenle böylesine büyük mühendislik yapılarının depremler karşısında yıkılmadan ayakta kalması için güncel yöntemler kullanılarak ekonomik olarak projelendirilmesi önem arz etmektedir. Bu kapsamda, sismik dalgaların yayılımı sonucu hesaplanan yer hareketi parametrelerinin güvenilir şekilde tahmin edilmeleri, barajların ve çevre ünitelerinin sismik tasarımı ve performans tahkiklerinde önemli rol oynar (Güner ve Yıldız, 2011).

2. CİBUTİ AMBOULİ DOSTLUK BARAJI

Cibuti; doğusunda Kızıldeniz, kuzey ve güneybatısında Etiyopya, güneydoğusunda Somali ile çevrili bir Doğu Afrika ülkesidir. Aden Körfezi ile Kızıldeniz'i birbirine bağlayan Bab el-Mendeb Boğazının batı kısmında yer alır. Ambouli deresi üzerine inşa edilmekte olup tamamlanmak üzere olan Ambouli Dostluk Barajı karakteristikleri Çizelge 1'de verilmiştir.

Çizelge 1. Ambouli Dostluk Barajı Karakteristikleri.

BARAJ GÖVDESİ	
Tipi	Silindirle Sıkıştırılmış Beton Dolgu
Kret Kotu	323.00 m
Talvegden Yüksekliği	32.99 m
Temelden Yüksekliği	37.99 m
Kret Uzunluğu Ve Genişliği	236.13 m / 8.0 m
Memba Şevi	Düşey
Mansap Şevi	1.0 (Düşey) 0.8 (Yatay)
Gövde Dolgu Hacmi	137 100 m^3

3. SİSMİK TEHLİKE ANALİZİ KAVRAMI

Sismik tehlike, depremden kaynaklanan yer hareketinin belli bir yerde ve belli bir zaman periyodu içerisinde belirlenmesi olarak tanımlanır ve deprem nedeni ile hasar, mal ve can kaybı ihtimali olarak tanımlanan, deprem riski kavramının önemli bir öğesini oluşturur. Sismik tehlike analizi, belirli bir sahadaki yer sarsıntısı tehlikesinin nicel olarak hesaplanmasıdır. Sismik tehlikeler, deterministik (tanımsal) veya depremin büyüklüğü, yeri ve oluş zamanıyla ilgili belirsizliklerin açık bir şekilde göz önüne alındığı probabilistik (olasılıksal) yöntemle analiz edilebilir (Öztürk, 2013).

2.1. Deterministik Yöntem

Deterministik sismik tehlike hesabının amacı, ele alınan sahadaki sismik tehlikede belirgin rol oynayan kaynağa bağlı en kritik mümkün depremin göz önüne alınmasıdır. Bu deprem ile hesaplanan yer hareketi parametreleri (maksimum yer hareketi genliği, spektral ordinatlar) tasarım yer hareketlerini temsil eder. Deterministik sismik tehlike hesabı en kritik kaynakta (Nokta, Alan, Çizgisel kaynak) meydana gelebilecek en büyük deprem magnitüdü ve sahanın bu kaynağa göre en yakın

konumunu kaynak-saha mesafesi cinsinden ifade ederek, baraj ve ilgili yapıların tasarımda belirleyici olan olayı tanımlamaktadır. Sonuç olarak oluşabilecek en büyük depremin baraj üzerinde meydana getireceği en yüksek yatay yer ivmesi hesaplanır.

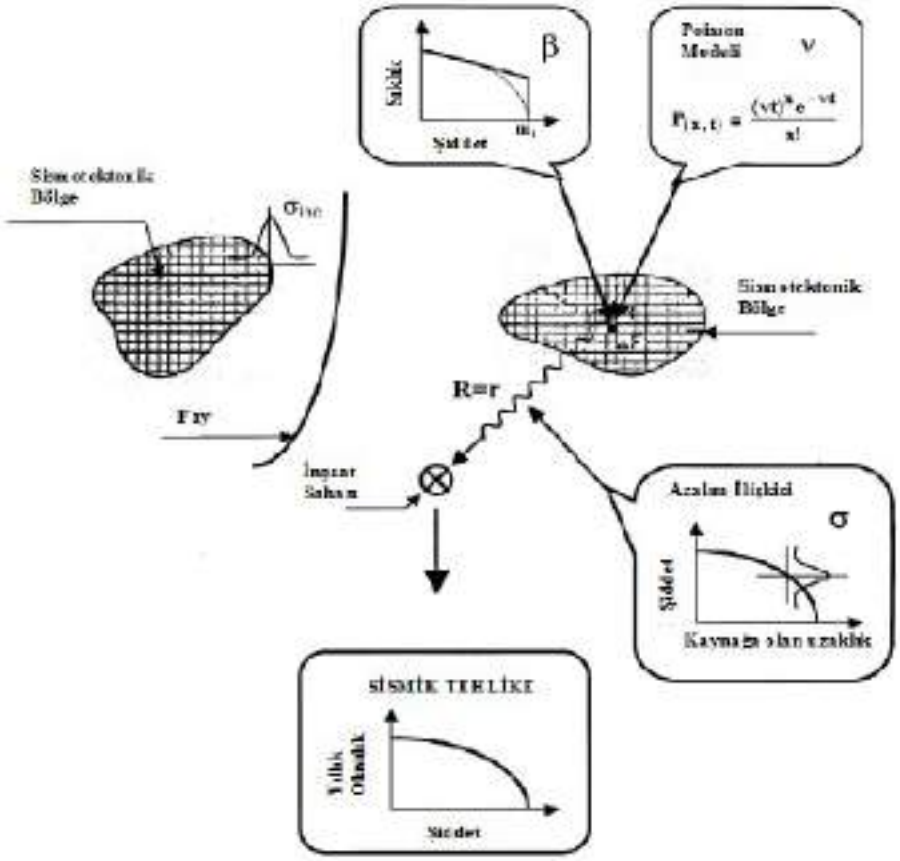
2.2. Olasılıksal (Probabilistik) Yöntem

Olasılıksal Sismik Tehlike Analizinde, belirli bir zaman diliminde, inceleme alanında yer hareketlerinin olabilirliği değerlendirilmektedir. Olasılıksal hesap; proje sahası baz alınarak yarıçapı yaklaşık 100 km olan dairesel alanda meydana gelmiş depremlerden, lokasyon ve tektonik yapı göz önünde bulundurularak oluşturulan kaynakların (çizgisel, alan, arkaplan vb) çeşitli istatiksel yöntemlerle belirli parametreleri hesaplanarak yapılır. Hesaplamalarda yarıçapı 100 km'lik alan içerisinde kalan Moment Magnitüd (Mw ≥ 4) depremleri kullanılır.

Tasarımda Kullanılacak Sismik Tehlike Seviyeleri;

i. İşletme Esaslı Deprem (Operating Basis Earthquake OBE): Gerçekleşmesi durumunda sebep olacağı hasarların barajın normal işleyişini engellemeyecek seviyede kalacağı ve bu hasarların ekonomik ve süratli şekilde giderilebileceği yer hareketine karşılık gelen deprem seviyesi.

ii. Maksimum Tasarım Depremi (Safety Evaluation Earthquake SEE): Baraj emniyetinin değerlendirileceği ve tasarımda göz önüne alınacak en yıkıcı yer hareketine karşılık gelen deprem.



Şekil 1. Olasılıksal Sismik Tehlike Analizi Algoritması.

4. SİSMİK TEHLİKE HESABI

Ambouli Dostluk Barajı Sismik Tehlike Analizi deterministik ve olasılıksal yöntemler ile güncel programlar ve yeni nesil azalım ilişkileri kulanılarak hesaplanmıştır.

Deterministik hesap: Baraja en yakın kritik kaynak seçilerek deterministik analiz yapılmıştır. Buna göre, Baraj yeri için en kritik sismik kaynakda olabilecek en büyük deprem 10 km minimum mesafede bulunan fayda meydana gelebilecek M=6.7 büyüklüğünde bir deprem olarak hesaplanmıştır (Eş. 1).

M_{maks} =5.16+ 1.22 Log(R) R=fay uzunluğu (Wells ve Coppersmith, 1994) (1)

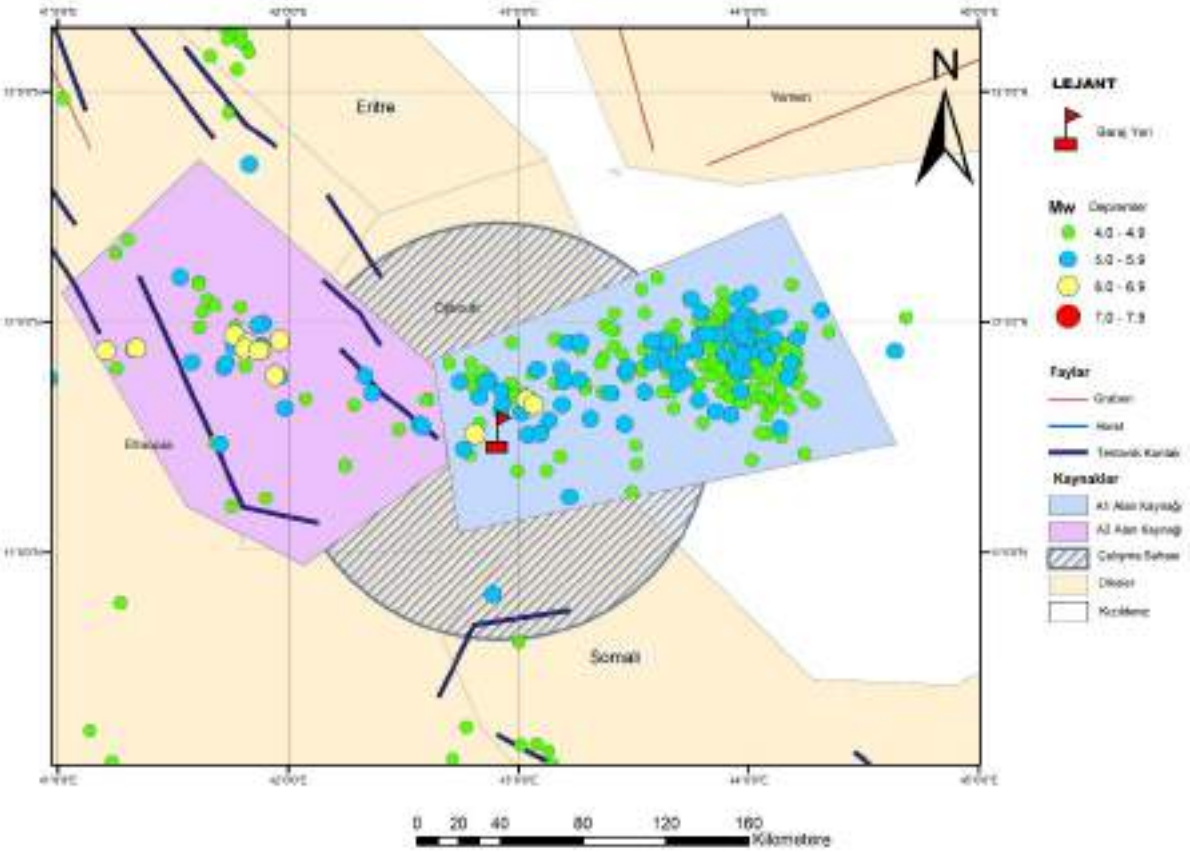
Bu deprem büyüklüğü ve baraja kuş uçuşu mesafesi dikkate alınarak kullanılan Abrahamson-Silva (2008) ve Chiou ve Youngs (2008) azalım ilişkileri ile elde edilen sonuçlar Çizelge 2'de belirtilmiştir.

Çizelge 2. Hesaplanan ivme değerleri (Deterministik hesap).

Deprem (Mw)	M_{MAX} *	R**	MAKSİMUM YATAY YER İVMESİ DEĞERLERİ (g)		
			Chiou & Youngs (2008)	Abrahamson-Silva (2008)	Ortalama
En Kritik Sismik Kaynak	6.7	10	0.24	0.22	0.23

* **M_{max}** : Beklenen Maksimum Magnitüd Değeri
** **R: Barajın** Faya Olan Uzaklığı (km)

Olasılıksal hesap: Hesaplamalarda Proje yeri çevresinde, yarıçapı yaklaşık 100 km olan dairesel alanda meydana gelmiş depremler kullanılmıştır. Proje sahası için, diri faylar ve deprem kaynaklarının bulunduğu sismotektonik harita hazırlanmıştır. (Şekil 2).



Şekil 2. Cibuti Ambouli barajı sismotektonik haritası.

Sismik Tehlike Analizlerinde değerlendirilecek deprem kaynakları, meydana gelmiş depremlerin dağılımı ve fay zonları göz önüne alınarak belirlenmiştir. Bu bağlamda, yeri ve çevresi için 2 adet alan kaynak ve 1 adet arkaplan kaynağı belirlenmiştir.

Ambouli Dostluk Barajı tasarımına esas deprem parametrelerinin belirlenmesi için yapılan Olasılıksal Sismik Tehlike Analizinde Poisson olasılık dağılımı kullanılmış ve raporda belirtilen deprem kaynakları, deprem parametreleri ve azalım ilişkileri kullanılmıştır. Buna göre, değişik yapı ömürleri ve aşılma olasılıklarına karşılık gelen maksimum yatay yer ivmesi (Peak Ground Acceleration, PGA) değerleri aşağıdaki tabloda verilmiştir (Çizelge 3).

Çizelge 3. Hesaplanan İvme Değerleri (Olasılık Hesap).

Geri Dönüş Periyodu (Yıl)	**Aşılma Olasılığı**	**Chiou-Youngs (2008) NGA**	**Abrahamson-Silva (2008) NGA**	**Ortalama (g)**
144	100 yılda %50	**0.17**	**0.17**	**0.17**
475	50 yılda %10	**0.31**	**0.29**	**0.30**
975	50 yılda %5	**0.41**	**0.38**	**0.40**
2475	50 yılda %2	**0.57**	**0.52**	**0.54**

5. SONUÇLAR

Ambouli Dostluk Barajı için yapılan sismik tehlike analizinde olasılıksal ve deterministik yöntem sonuçları değerlendirilerek SEE (Safety Evaluation Earthquake) ve OBE (Operating Basis Earthquake) değerleri;

SEE (Safety Evaluation Earthquake): Olasılıksal hesap sonucu elde edilen, 50 yıl ekonomik ömür içerisinde %10 aşılma olasılığı (475 yıllık geri dönüş periyodu) ile beklenen maksimum yatay yer ivmesi (PGA) = 0,30 g.

OBE (Operating Basis Earthquake): 100 yıllık ekonomik ömür içerisinde %50 aşılma olasılığı ile beklenen maksimum yatay yer ivmesi (144 yıllık geri dönüş periyodu) = 0,17 g olarak hesaplanmıştır.

6. KAYNAKLAR

Brian, S.-J. C., Robert R.Y., 2008. A NGA Model for the Average Horizontal Component of Peak Ground Motion and Response Spectra, Earthquake Spectra, Volume 24, No. 1, pages 173–215, February 2008; Earthquake Engineering Research Institute.

Geological overwiev of Djibouti, Modifed afer Merla at all, 1973.

Güner, R., Yıldız, E., 2011. Barajların Sismik Tehlike Analizlerinde Karşılaşılan Sorunlar ve Çözüm Önerileri. 1.Türkiye Deprem Mühendisliği ve sismoloji Konferansı. Ankara.

Abrahamson, N., Silva, W.J., 2008. Summary of the Abrahamson & Silva NGAAbrahamson Ground-Motion Relations, Earthquake Spectra, 24(1), 67-97.

Öztürk, S., 2013. Deprem Tehlike Analizi (Deprem Riski, Deprem Tehlike Çalışmaları ve Deprem Tahmini), Jeofizik Mühendisliği Eğitimi Sertifika Programı, 5-11 s.

United States Geological Survey (http://www.usgs.gov/)

Wells, D.L., Kevin, J.C., 1994. New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 84, No. 4, pp. 974-1002.

Agregalar ve Endüstriyel Hammaddeler

Aggregates and Industrial Raw Materials

Bala-Aşıkoğlu Alçıtaşı Yataklarında Karstlaşma ve Madenciliğe Etkisi

Carstification of Bala-Aşıkoğlu Gypsum Deposit and its Effect to Mining

Seyfi KULAKSIZ

Hacettepe Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Emekli Öğretim Üyesi
(seyfi@hacettepe.edu.tr)

ÖZ: Karstlaşma olgusunun şimdiye kadar madenciliğe etkisi hiç araştırılmamıştır. Evaporitik hammadde üretiminde safsızlık önemli bir sorundur. Türkiye'de evaporitik kayaçların geniş bir yayılımı bulunmaktadır. Özellikle Ankara–Aksaray-Niğde, Sivas, Erzurum, Kars yörelerinde ekonomik büyük alçıtaşı yatakları bulunmaktadır. Bu yerlerdeki alçıtaşı yatakları gerek tektonik yapı gerekse sedimantolojik ortam ve süreç koşulları farklılıklar gösterir. Bazı bölgelerimizde düzgün tabakalı az eğimli konumda bulunurken, yoğun bir tektonizma geçirmiş bölgelerde diapirik yapılar, devrik kıvrımlar, katlanmalar, faylanmalar sıkça görülür. Bu alçıtaşı yataklarının oluşum yaşları da farklıdır. İnceleme alanında yapısal jeoloji elemanlarına bağlı olarak gelişen farklı karstlaşma şekilleri oluşmuştur. Gözlemlenen bu karstik yapılar beş grupta toplanmıştır. Bunlar; a-tarak tipliler b-baca-boru tipliler c-kanal tipliler d-yüzeyde gözlemlenen lapya-karenler e-mağaralar olup, bazen bu yapılar karmaşık şekillerde de bulunmaktadır. Bu karstik şekiller yapısal jeoloji elemanları ile birlikte iklim koşulları, yağış, çözülebilirlilik, kimyasal süreçler ve benzeri faktörlerin karmaşık bir süreçler oluşumudur. Bu karstik yapılar sulu, çamurlu, dolgulu-dolgusuz olabilmektedir. Delmedeki sorunlar, delme hızını düşürmesi, delme takımında arızalara sebep olmasıdır. Patlatmada ise ton başına patlayıcı madde kullanımının artmasıdır. Dolinli sahalarda yüzey kazısı normal yollar ile yapıldığında dolin kilinin alçıtaşına karışımı fazla olmaktadır. Bunun için dar kanal kepçe ve hidrolik kırıcı kullanımı uygulanmıştır. Ülkemizde evaporitik birimler üstüne toplu yapılaşma (toplu konut Şerefli Koçhisar, Ulukışla, Bala, Konya-Ereğli) sanayi yerleşiminde detay mühendislik jeolojisi dikkate alınmaması afetlere yol açabilir. Bu bildiride dolin şekillerine göre kazı, delme-patlamada uygulamalar verilip tartışılacaktır.

Anahtar Kelimeler: Alçıtaşında karstlaşma, dolin, delme – patlatma, matkap arızaları

ABSTRACT: *The effect of karstification phenomena to mining never investigated up to date in Türkiye. Purity is main problem for production gypsum raw industrial material. Evaporitic rocks cover large areas in Türkiye. Especially large economic basins are found in Ankara-Aksaray-Niğde, Sivas, Erzurum, Kars regions. These evaporitic deposits are different each from points of sedimantological environment, depositional condition, and tectonic structure. They are found mostly stratified form locally masive. If gypsum deposits tectonically much deformed so that they have diapiric structure, recumbent and overturned folds and faults. The ages of gypsum are different each other. The different types of karstifications are seen related to geological structure elements in this area. The observed karstic structures are classified in five groups: a-suffusion doline, b-gypsum chimney, c-underground channels, sink holes in bed, d-cavities, e-lapia/karren structure on the surfaces. Sometimes these karstic structures are found in a complex form. These karstic structures are related structure geology with climate, raining, solubility, chemical reactions, and other factors. Karstic voids may contain water, mud and loose materials. Drilling problems are low drilling rate, equipment broken. In these case, high quantity explosive is used. As a result of blasting, karst bearing clay and loose materials can mix to production. If surface excavation applies classically dilution will be too much. For this reason, small scale narrow channel type bucket is applied bench scanning excavation. I aware building construction urban areas on dıssolution of evaporite bed rock, avoid before catastrophic events in Şereflikoçhisar, Ulukışla, Bala, Konya Ereğli side. In this paper, applied drilling, blasting and excavation depending on karst structure will be discussed.*

Keywords: *Karstification in gypsiums, doline, drilling-blasting, drilling equipment broken*

1. GİRİŞ

Aşıkoğlu alçıtaşı yatakları Ankara ili Bala ilçesinin kuzey ve doğusunda yer almaktadır. Ankara'ya 70 km. uzaklıkta olup, Elmadağ – Bala - Ş. Koçhisar alçıtaşı havzasında bulunmaktadır (Şekil 1). Bu havzada yer alan alçıtaşı yer yer tektonik ve paleotopografik yapıdan dolayı steril bölgeler içerir. Değişik

kaynaklara göre rezerv miktarı 150-400x10^6 ton olarak verilmektedir. Bölgede karstlaşma yoğun olup, 0,45km^2 de 50 adet dolin saptanmıştır (Şekil 2).

Şekil 1. Çalışma bölgesi işletme sahası (A – Dolin).

Şekil 2. Çalışma bölgesi yer bulduru haritası.

2. ÇALIŞMA ALANI JEOLOJİSİ

Bölgesel anlamda evaporitik birim altında en eski birim yeşil-grinin değişik tonlarında kiltaşı, silttaşı, kumtaşı ve yer yer konglomeralardan oluşan flişlerdir. Bu birim ince-orta tabakalıdır. Bu litolojik birim üstüne kumtaşı, kırmızı -şarabi renkli silttaşı, çamurtaşı ve evaporitler (jips, anhidrit) gelir. Alçıtaşları açık kırmızı sarımsı, süt beyaz orta, kalın tabakalı yer yer masiftir. Alçıtaşı yatağında anhidrite geçiş doğrudan olurken, bazı yerlerde jips/anhidrit ardalanması görülür. Anhidritler beyaz ve grimsi / açık mavimsi renkte masif yapıdadırlar. Alçıtaşı yatağı içinde yer yer lensler elipsoidal yapıda da görülmektedir. Yapılan bir sondajda 118 m anhidrit kesilmiş olup, 0,5-1 cm kalınlıda ince tabakalı görülmüştür. Çalışma alanında alçıtaşı 10-30 m kalınlıktadır. Katlanmalı alanlarda 50 m'ye ulaşmaktadır. Tabaka eğimleri değişken olup 200 – 900 derece arasında değişmektedir. Bu birim üstünde ise konglomera, kumtaşı, silttaşı, kiltaşı, marn, gölsel kireçtaşı, yer yer ikincil jipsler bulunur. Bölgesel olarak K-KB, G-GD yönlü sıkışmaya maruz kalan sahada K-G, KD-GB eksenli kıvrımlar, devrik yapılar faylanmalar sıkça gözlenmektedir. Alçıtaşında devrik kıvrımların yanında bindirmeli-sürüklenmeli

faylarda yer alır (Kulaksız vd., 2008). Yatak içinde diapirik kıvrımlı yapılarla birlikte K-G doğrultulu normal, ters faylarda mevcuttur.

3. BALA-AŞIKOĞLU ALÇITAŞLARINDA KARSTLAŞMA ŞEKİLLERİ

Karstlaşma ve karstik şekiller, yazılı kaynaklarda iki grupta tanımlanmaktadır (Kaçaroğlu vd., 1997, Klimchouk ve Andrejchuk, 2003, Warren, 2005). Bunlar a-aktif karstlar b-paleokarstlardır. Paleokarstlar şu an aktif olmayan ve hidrolojik etkinliği kaybolmuş eskiden oluşmuş şekillerdir. Bala bölgesinde yüzeyde çöküntü alanları şeklinde görülürler. Bu yapılar boyutlarına göre dolin, lapya/karenlerdir. Dolinler genelde 6-25 m kalınlıkda örtü toprağı ile kaplıdır. Dolinler eliptik, oval dairesel erime/çökme alanları olup, bir kenarı 0-30 derece eğimli iken diğer kenarları 40-70 derece arasında değişmektedir (Şekil 3).

Şekil 3. Çalışma bölgesi dolin yapıları.

Lapya/karenler küçük boyutlu, 1-5 m çaplı çanaklar şeklinde görülmektedir. Genelde kum, çakıl toprak türü gevşek malzeme ile doludurlar. Lapya/karenler kazan, leğen, hunili dayk şeklinde görülmektedir (Şekil 4).

Şekil 4. Temizlenmiş lapya – karen görüntüsü.

Alçıtaşı yatak içinde gözlemlenen karstik yapılar ise, a-tarak tipli, b-baca/boru tipliler, c-kanal tipli yapılar, d-mağara/boşluklar (dolgulu/dolgusuz), e-karmaşık karstik yapılar ancak örtü-üretim kazısı esnasında gözlemlenmişlerdir.

a-Tarak tipli karstlar alçıtaşının dike yakın çatlak sistemlerinde veya yüksek eğimli tabaka düzlemleri boyunca çözünme sonucunda oluşmuşlardır. Daha sonra yüzeyi alüvyonla kaplanmış olup yüzeye çok yakındırlar (Şekil 5).

Şekil 5. Tarak tipli karstlaşma.

b-Baca veya boru şekilli karstik yapılar: Bu tip karstlaşmalar sıkça çatlak sistemlerine göre alçıtaşının erimesi ile oluşmuş dolgulu/dolgusuz şekilde 15-20 metre derinliğe kadar ulaşmaktadır. Genelde gevşek kil, silt boyutunda malzeme ile dolguludur (Şekil 6). Mevsimsel yağışlara göre oluşmuş gevşek malzemeli tabakalı dolgulu olabilmektedir. Bu yapıların ağız kısımları huni şeklindedir.

Şekil 6. Baca – Boru tipli karstlaşma.

c-Kanal tipli karstik yapılar: Bala yöresinde bu tip yapılar alçıtaşı yatağı kenar zonları ve faylara paralel olarak geliştiği görülür (Şekil 7). Dolgu malzemesi çakıl, kum, silt ve kil olup uzunlamasına devamlılık gösterirler. Tabanda bazen yeraltı suyu olabilmektedir.

Şekil 7. Kanal Tipli Karst Yapısının (uçan kuş) hava fotoğrafı.

d-Mağaralar: Bu tip karstik yapılar yeraltı erime boşlukları olup, dolgulu/dolgusuz şekilde 1-3 m genişlikte 1-2 m yükseklikte gözlenmiştir (Şekil 8).

Şekil 8. Mağara ve baca tipli karstik yapılar.

e-Karmaşık karstik yapılar: Bu tip yapılar alçıtaşı yatağının kenar zonları ile bindirme fayları, devrik kıvrım bölgelerinde gözlemlenmiştir (Şekil 9). Ocak işletmesinde üretimde en büyük sorunlar bu alanlarda yaşanmaktadır.

Şekil 9. Karmaşık yapılı karstik alanı.

Büyük dolinli alan altında çökme karstlaşmaları gözlenmiştir (Şekil 10). Bu dolinli alanlarda üstte gevşek malzemeli dolgu örtü yer alırken altta kazı sonrası çökme karstına veya lapya/karen yapılarına rastlanılmaktadır. Bu zonlarda genelde breşik yapı gözlenmektedir.

Şekil 10. Breşik çökme yapılı dolin.

Yukarıda kısaca açıklanan alçıtaşında gözlemlenen karstik yapılar genelde yapısal jeoloji elemanlarına bağlı olarak oluşmuştur. Evaporitik ortam kayacı alçıtaşının oluşum koşulları ile birlikte geçirdiği tektonik deformasyon sonucu oluşmuş faylanmalar, kıvrımlar, diapirik yapılar, tabaka ve tabaka arası laminalı yapılar, çatlaklar boyunca karstlaşma oluşturmuştur. Bu bölgelerde oluşan Paleokarstlar iklim ve yağış

koşulları, çözünme derecesi, mineralojik bileşim, kimyasal süreçler, sedimantolojik ortam koşulları gibi karmaşık süreçlerle ilgili olup, ayrı bir araştırma konusudur.

4. AŞIKOĞLU ALÇITAŞI İŞLETMESİNDE KARSTLAŞMANIN MADENCİLİĞE ETKİSİ

Madencilik faaliyetleri esnasında karstik oluşum alanlarındaki problemler üç ana başlık toplanmıştır. a-Delik delmede, b-Patlatmada, c-Kazı ve alçıtaşı kalitesini etkileyen sorunlar.

a- Açık ocak işletmesinde basamak yükseklikleri 9 + 2 metre, delik boyutları 4 x 5 metre şeşbeş düzeneği uygulanmaktadır. Büyük boyutlu dolin alanlarında örtü kazısı için delme işlemi yapılmamaktadır. Patlatma deliklerinin delinmesi sırasında sorunlar karstik şekillere göre değişmektedir. Diğer yönden karstik yapının boyutları, dolgulu-dolgusuz, balçıklı, sulu olması da etken rol oynamaktadır (Kozacı ve Kulaksız, 2013; Yahşi ve Kulaksız, 2015; Kulaksız ve Sever, 2017). Baca, kanal ve mağara şeklindeki karstik alanlarda delik delme ekipman düzeneğinde matkapta ve uçlarda kırılmalar kopmalar, delici uç kayıpları, tij ve şank kırılması şeklinde görülmüştür (Şekil 11). Kısa mesafede boşluktan sonra ani matkap hızı değişmesi ve ani darbe veya homojen hızda ilerlerken balçıklı alanda tij ve matkap zorlaması sonucu makina arızaları oluşmaktadır. Delik delme süresi on bir metrede 8-10 dakika olup, karstik bu alanlarda 20-30 dakikayı geçmektedir. Bu hem delme verimliliği hem de maliyetlerini etkilemektedir. Bir başka sorun ise lensler şeklinde anhidrit oluşumlarıdır. Genelde sivri uçlu matkap kullanılmakta olup, bu zonlarda aşırı uç aşınması ve kırılmalar olmaktadır (Şekil 11).

Şekil 11. Delici matkap takım arızaları.

b. Patlatmada Sorunlar: Delik geometrisi (paterni) karstik alanlarda aynen uygulandığında iri tüvenan blok çıkması sonucu kırma tesisinde tıkanmalara sebep olmaktadır. Patlayıcıdan istenilen verim alınamamaktadır. Verimi artırmak için delikler arası mesafe azaltıldığında ise delik sayısı artar iken patlayıcı miktarı da artmaktadır. Dolgusuz boşluklarda patlayıcı gaz basıncı düşmesi de patlatma verimliğini etkilemektedir. Patlayıcı (ANFO) kullanımı 90 gram/tondan 130 grama çıkmaktadır. Delme/patlatmada bu sorunlar için öncelikle muhtemel karstik alanlar ile yapısal jeoloji elemanları haritalaması yapılmıştır. İkinci aşamada delici operatör eğitimi ile birlikte patlatma deliklerinin litolojik log

kayıtları tutularak delik geometrisi ve patlayıcı miktarları her atımda ayrı düzenlenmektedir. Loglama ile komşu patlatma delikleri mukayesesi de mümkün olabilmektedir. Ayrıca delik bölgesinde karstik yapı hakkında ön bilgi sahibi olunmaktadır. Tarak tipli karstik alanlarda tamburlu kazıcı başlığı, hidrolik kırıcı ile düzenlemeler den sonra delme işlemine başlanılmaktadır.

5. KARSTİK ALANLARDA YAPILAŞMA

Ülkemizde alçı taşı yatakları sağlam zemin olarak kabul edilerek üzerinde yapılaşma ve toplu konutlar yapılmaktadır. Alçıtaşında yeraltı karstik yapıları yüzeyden görülmediği için ileride zemin çökmesi riski çok fazladır. Yakın zamandaki bu toplu yapılaşmalar Niğde-Ulukışla, Ankara-Ş. Koçhisar, Sivas, Konya-Ereğli riskli yerler olup, detay mühendislik jeolojisi yapılmadan çok katlı yapılaşmaya gidilmemesi önerilir (Şekil 12).

Şekil 1. Karstik alçıtaşı alanlarında toplu konut yerleşimlerinin uydu görüntüsü.

6. SONUÇ VE ÖNERİLER

Ülkemizde endüstriyel hammadde olarak alçıtaşı madenciliği 2003 yılı ile başlamış, 2013'e kadar bir geçiş dönemi yaşamıştır. Yapısal jeoloji ve karstik yapı kavramının önemi rezerv ve kalitede öne çıkmıştır.

a-Her bölgenin alçıtaşı yatağı sedimantolojik özellikleri, tektonik yapı elemanları, karstlaşmaları farklı olup, birbirlerine benzemez. Örneğin Bala, Beypazarı,

b-Karstlaşma alanlarındaki patlatma deliklerinin loglarının yapılması komşu deliklerle mukayesesi delme-patlatmada verimi artıracaktır.

c-Delici operatörlerinin karstlaşma konusunda eğitilmesi ve uygulamaları delme makine ve ekipman hasarlarını minimuma indirecektir.

d-Karstik alçıtaşı bölgelerindeki detay mühendislik jeolojisi etüdünün yapılması bina çökme riskini azaltacaktır.

7. KATKI BELİRTME

Madinsan A.Ş. Genel Müdürü Hamdi Kozacı, Havza Müdürü İlhan Yahşi, Maden Mühendisleri Ersin Dik ve Aslıhan Çalış'a yardımları için teşekkür ederim.

8. KAYNAKLAR

Kaçaroğlu, F., Değirmenci, M., Ceri,t O., 1997. Karsification Miocene Gypsum and Example from Sivas Türkiye, Environmental Geology, 30, 88-97.

Klimchouk, A., Andrejchuk, V., 2003. Karst breakdown mechanism from obsevations in gpysum caves of western Ukraine, Speleogenesis and Evaluation of Karst Aguifers. www.speleogenesis.info.

Kulaksız, S., Bayram, F., Yaşıtlı, E., 2008. Aşıkoğlu Alçıtaşı sahasının Açık Ocak İşletilmesi Rehabilitasyon Projesi Yayınlanmamıştır, 60 s. Hacettepe Un. Yerbilimleri Uygulama ve araştırma merkezi.

Yahşi, Y.İ., Kulaksız, S., 2015. Bala Aşıkoğlu alçıtaşı yataklarında taş ocak işletmeciliğinden maden işletmeciliğine geçiş 24. Türkiye Uluslararası Madencilik Kongre Bildiri Kitabı.

Kulaksız, S., Sever, M., 2017. Türkiye Alçıtaşı ve Alçı üretimi M.M.O 26. Uluslarası Madencilik Kongresi, 343-355.

Kozacı, U., Kulaksız, S., 2013. Karstification of Bala (Ankara) gypsum area with associated landforms and Its Affect to Drilling, Proceedings of 23 rd International Mining Congress and Exhibion. Turkey, 1036-1046.

Warren, J., K., 2005. Evaporites. Springer Verlag Pub.1017.p.

Pişme sıcaklığının seramik malzemelerin fiziksel özelliklerine etkileri: Karacasu (Aydın) Killeri

Effects of firing temperature on physical properties of ceramic materials: Karacasu (Aydın) clays

Barış SEMİZ

Pamukkale Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Kınıklı, Denizli
(bsemiz@pau.edu.tr)

ÖZ: Bu çalışmada, Aydın – Karacasu bölgesinde seramik malzeme olarak kullanılabilecek ve antik dönemde de kullanıldığı bilinen kil yataklarından alınan örneklerin pişme sıcaklıklarının fiziksel özelliklerine etkilerinin belirlenmesi amaçlanmıştır. Bu kapsamda, optik mineraloji ve X-ışınları difraktometresi (XRD) kullanılarak yüksek plastisite değerine sahip killerin mineralojik özellikleri belirlenmiştir. Ayrıca, Diferansiyel Termal Analizler (DTA) ile termal özellikleri tanımlanmış ve ana element analizi (XRF) yardımıyla bölgedeki killerin jeokimyasal karakteri ortaya konmuştur. Fiziksel özelliklerini belirlemek için Atterberg limitleri ve tane boyu analizleri ile saf killerden hazırlanan silindirik örneklerin 700 ºC'den 1200ºC'ye kadar özel fırınlarda pişirilerek su emme oranları, ortalama ağırlık kaybı ve basınç testleri gerçekleştirilmiştir. Karacasu killerinin mineralojik bileşimi, illit, kaolinit ve tabakalı killer (klorit-simektit) ile kuvars ve hematit minerallerinden oluşmaktadır. Kimyasal analizlere göre ise SiO_2 (%54) ve Al_2O_3 (%22) içerikleri kuvars ve kil minerallerinin varlığından dolayı yüksek gözlenmektedir. Elde edilen fiziksel ve mekanik test sonuçları, pişme sıcaklıklarının artmasıyla örneklerde belirgin renk değişimlerinin olduğunu ve ortalama ağırlık kayıpları ile tek eksenli sıkışma dayanımlarının arttığını göstermektedir.

Anahtar Kelimeler: Kil, seramik, pişme sıcaklığı, fizikomekanik test, Karacasu-Aydın

ABSTRACT: *In this study, it is aimed to determine the effects of firing temperatures on the physical properties of the samples taken from clay deposits which can be used as ceramic material in Aydın - Karacasu region and also used in antique period. In this context, mineralogical properties of clays having high plasticity value were determined by using optical mineralogy and X-ray diffractometer (XRD). In addition, thermal properties were defined by Differential Thermal Analysis (DTA) and the geochemical characteristics of clays in the region were determined with the help of main element analysis (XRF). In order to determine the physical properties, Atterberg limits and grain size analyzes were performed. The core samples were prepared from pure clays and fired in special furnaces from 700 ºC to 1200 ºC. The fired samples and water absorption rates, average weight loss and uniaxial compressive tests were carried out. The mineralogical composition of Karacasu clays consists of illite, kaolinite and mixed-layer clays (chlorite-smectite) and quartz and hematite minerals. According to chemical analysis, the contents of* SiO_2 *(54%) and* Al_2O_3 *(22%) are observed to be high due to the presence of quartz and clay minerals. The physical and mechanical test results show that there is a significant color change in the samples with the increase of firing temperatures, in addition the average weight losses and the uniaxial compressive strength values also increase with increasing firing temperature.*

Keywords: *Clay, ceramic, firing temperature, physico-mechanical tests, Karacasu-Aydın*

1. GİRİŞ

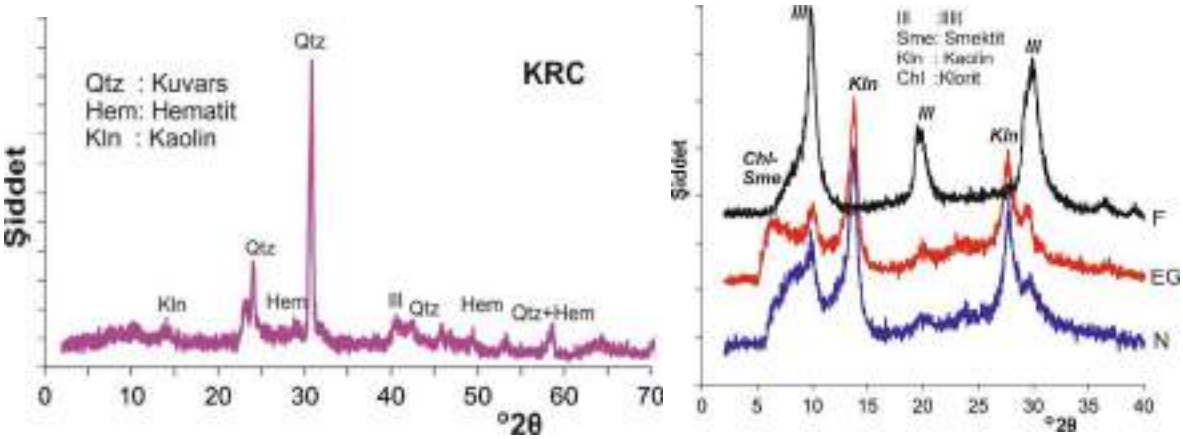
Killer genellikle 0.002 mm'den daha küçük taneli sulu alüminyum silikat mineralleri olup doğada bol bulunmaktadır ve geçmişten günümüze birçok endüstri alanında (seramik, kâğıt, boya, kozmetik, çimento vb.) yaygın olarak kullanılmaktadır (Murray, 2007). Killerin en önemli kullanım alanlarının başında ise seramik sanayi gelmektedir. Seramik malzemeler (tuğla-kiremit, fayans, karo vb.), genellikle kayaların dış etkiler altında parçalanması ile oluşan kilin, değişik şekillendirme yöntemleri ile şekillendirilip yüksek sıcaklıkta pişirilmesi ile üretilmektedir.

Bu çalışmada, Aydın – Karacasu bölgesinde seramik malzeme olarak kullanılabilecek ve antik dönemde de kullanıldığı bilinen kil yataklarından alınan örneklerin pişme sıcaklıklarının fiziksel özelliklerine olan etkilerinin belirlenmesi amaçlanmaktadır. Bu kapsamda, Karacasu killerinden alınan örnekler laboratuvarda 200 numaralı elekten geçirilerek ıslak analize tabi tutulmuşlardır. Elekten geçen (tane çapı < 0.0076 mm) kil ve silt içeriğinin yüzdesini belirlemek için hidrometre analizi yapılmış ve granülometri eğrisi çizilmiştir. Kil örneklerinin mineralojik-petrografik özellikleri, X-ışınları kırınımı (XRD) ve optik mikroskop çalışmaları ile kimyasal bileşimleri ise X-ışınları floresans spektrometresi (XRF) ile belirlenmiştir. Kil örneklerinin termal değişimleri ise Diferansiyel Termal analiz (DTA) yöntemi kullanılarak tespit edilmiştir. Analizlere hazırlık aşamaları Pamukkale üniversitesi Jeoloji Mühendisliği örnek hazırlama laboratuvarında gerçekleştirilmiştir. Örneklerin tüm kaya ana ve iz element analizleri Pamukkale Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü XRF laboratuvarında X-Işınları spektrometresi kullanılarak yapılmıştır. X-ışınları kırınımı (XRD) tüm kayaç (TK) ve kil fraksiyonu (KF) analizleri Ankara Üniversitesi Yer Bilimleri Uygulama ve Araştırma Merkezi'nde difraktometre cihazı kullanılarak yaptırılmıştır. Diferansiyel Termal Analiz (DTA) ise Pamukkale Üniversitesi Kimya bölümü laboratuvarında gerçekleştirilmiştir.

Çalışma konusu killerin fiziksel özelliklerini belirlemek için ASTM, D 4318 (2017) standardına göre kil örneklerinin likit limiti (LL) ve plastik limit (PL) değerleri Casagrande aparatı ile gerçekleştirilmiştir (Casagrande, 1947). Plastisite indeksi (PI) ise kil materyalinin LL ve PL aritmetik farkına dayanarak hesaplanmıştır. Ayrıca, saf killerden hazırlanan silindirik örnekler 700 ºC'den 1200 ºC'ye kadar özel fırınlarda pişirilmiş ve su emme oranları, ortalama ağırlık kaybı ve tek eksenli sıkışma dayanımı testleri yapılmıştır.

2. MİNERALOJİK VE KİMYASAL ÖZELLİKLER

Karacasu killerinin mineralojik olarak illit, kaolinit ve tabakalı killer (klorit-simektit) ile kuvars ve hematit minerallerinden oluşmaktadır. Analizler sonucunda yüzdesel olarak killerin, %12 illit, %22 kaolin ve %36 tabakalı killerden oluştukları belirlenmiştir. Kil mineralleri dışında yer alan mineraller ise %26 kuvars ve %4 hematit olarak hesap edilmiştir.



Şekil 1. Kil örneklerinin X-ışınları difraktogramları a. Tüm kaya b. Kil boyutu (N: Havada kurutulmuş, EG: Etilen glikol ile doyurulmuş, F: 550ºC'de fırınlanmış).

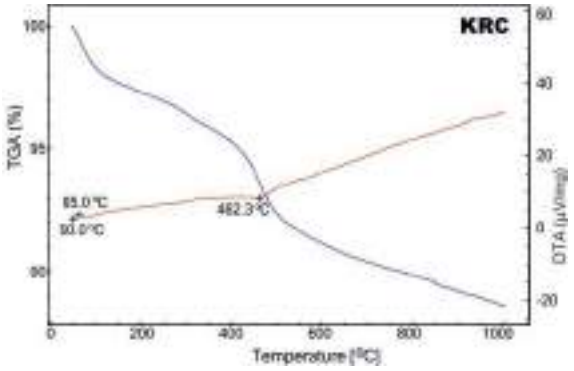
İncelenen kil örneğinin kimyasal bileşimi XRF analizi ile incelenmiş ve sonuçları Çizelge 1'de verilmiştir. Kil örneklerinin kimyasal olarak SiO_2, Al_2O_3 ve Fe_2O_3 ile daha az oranda Na_2O, K_2O, MgO, CaO ve TiO_2 den oluşmaktadır. Killerin Fe_2O_3 içerikleri genel itibariyle yüksektir. CaO içeriklerinin çok düşük olması, bu killerin karbonatsız kil olduklarını göstermektedir (Milheiro vd., 2005). Bu tür killerde pişme sırasında anortitik plajiyoklaslar oluşabilmekte ve böylece ham tuğlada büzülme önlenmektedir (Manoharan vd., 2012). Kızdırma kayıpları genel itibariyle yüksektir.

Çizelge 1. Kil örneklerinin kimyasal bileşimleri.

Element		KRC			KRC			KRC
SiO_2	%	53.67	Ba	ppm	258.3	Rb	ppm	73.4
Al_2O_3	%	22.33	Sr	ppm	118.8	Y	ppm	32.3
Fe_2O_3	%	8.55	Cl	ppm	35.1	Zr	ppm	512.0
TiO_2	%	1.25	V	ppm	155.2	Nb	ppm	29.9
CaO	%	0.43	Cr	ppm	164.2	Nd	ppm	87.7
MgO	%	0.89	Co	ppm	23.6	Hf	ppm	11.2
K_2O	%	1.54	Ni	ppm	87.3	Hg	ppm	1.3
Na_2O	%	0.78	Cu	ppm	24.8	Pb	ppm	25.9
MnO	%	0.03	Zn	ppm	91.5	Th	ppm	19.1
P_2O_5	%	0.15	Ga	ppm	22.9	U	ppm	2.1
KK	%	10.00	Ge	ppm	1.1	W	ppm	2.3
Toplam		***99.62***						

3. TERMAL ANALİZLER

Kimyasal analiz ve XRD gibi diğer tekniklerle birleştirilen termal analiz, killerin ve türevlerinin incelenmesi için sıklıkla uygulanmaktadır. Karacasu killerinin DTA (Diferansiyel Termal Analiz) ve TGA (Termogravimetrik analiz) eğrileri (0-1000 ºC sıcaklık aralığı) Şekil 2'de verilmiştir. KRC numunesinin DTA eğrisinde iki endotermik pik görülür. Sıcaklık 67°C'de endotermik zirvesi sırasıyla emilen suyun çıkması şeklinde yorumlanmaktadır. Birinci endotermik zirve kütle kaybı % 3'tür. Yaklaşık 462 °C sıcaklıkta ortaya çıkan ikinci endotermik zirve, kil yapısından hidroksil gruplarının kaybolmasından (kaolinitin dehidroksilasyonu) kaynaklanmaktadır. Bu sıcaklığın üzerinde DTA eğrilerinde önemli bir değişiklik gözlenmemiştir. KRC örneğinde toplam kütle kaybı %12 olarak bulunmuştur.



Şekil 2. Kil örneklerinin DTA-TG eğrileri.

4. FİZİKSEL ÖZELLİKLER

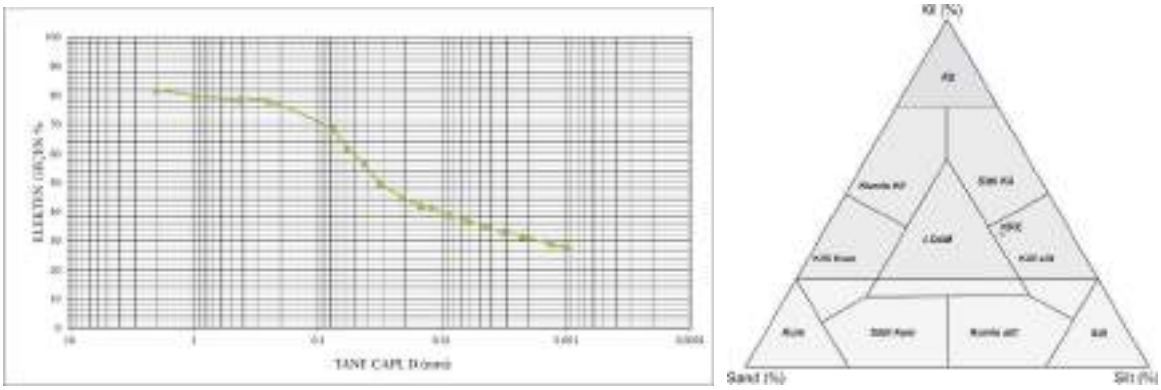
Tane boyu dağılımı ve tane şekli, killi malzemenin kalıplama özellikleri ve seramik mukavemeti için en önemli parametrelerdir.(Ekosse ve Mulaba, 2008; Murray, 2000; Diko vd., 2011). Killi malzemelerin plastisite özelliklerini etkileyen çeşitli faktörler vardır. Tane boyu dağılımı bunlardan en önemlilerinin başında gelmektedir. Kil örneklerinin plastisitesi tane boyu dağılımından neredeyse anlaşılabilmektedir. Karacasu killerin tane boyu dağılımları ve kıvam limitleri Çizelge 2'de özetlenmiştir. Kil (<2µm), silt (2-60 µm) ve kum (> 60 µm) fraksiyonları ASTM standartına göre belirtilmiştir. Granülometre analizinden, KRC örneğinin kum (%17.8) içeriğinin düşük olduğu, kil (%38) ve silt (%44.5) içeriğinin ise birbirine yakın olduğu belirlenmiştir (Şekil 3a). 200 nolu elekten geçen tane boyu %68.58 olduğu için örneğimiz zemin sınıflaması olarak ince daneli zemin ve plastisite kartına göre ise yüksek plastisiteli

inorganik killer (CH) olarak sınıflandırılmıştır. KC örneği daha önceki çalışmacılar tarafından elde edilen veri olarak karşılaştırma amacıyla kullanılmıştır (Özkan, 2014).

Çizelge 2. Killerin tane boyu dağılımları ve kıvam limitleri.

Sample	PSD (mass %)			Atterberg Limits (mass%)		
	Sand	Silt	Clay	LL	PL	PI
KRC	17.38	44.49	38.13	64.3	26.9	37.4
KC				69.8	28.9	40.9

Tane boyu dağılım sonuçları kum-silt-kil üçlü diyagram şeklinde çizilmiştir (Şekil 3b). KRC örnekleri ise killi silt olarak sınıflanmaktadır (Şekil 3b). Seramik uygulamaları için uygun olan kil açısından zengin malzemeler, bazı durumlarda siltli kil ve killi silt olarak, hatta kumlu killer, kumlu siltler ve loamlar olarak sınıflandırılmaktadır (Dondi vd., 1992; Diko vd., 2011; Semiz, 2017).



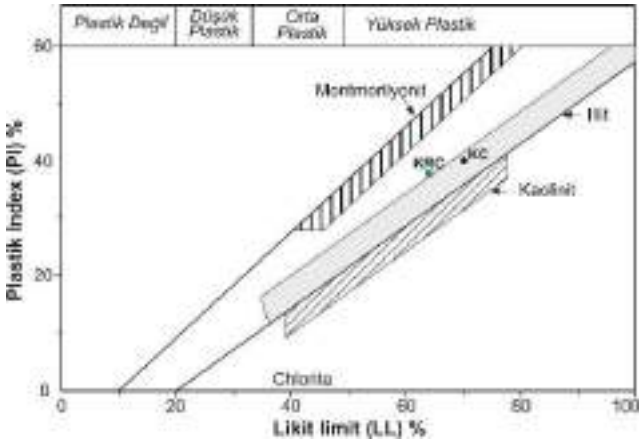
Şekil 3. Killerin a. Granülometri eğrisi ve b. tane boyu sınıflama diyagramı.

Killerin plastisitesi, killi malzeme üretiminin belirlenmesi ve üretim süreçlerini etkileyen en önemli parametrelerden biridir (Murray, 2007). Jeolojik oluşumun kaynağı, tane boyu dağılımı, kimyasal ve mineral bileşimi, safsızlıklar (killi olmayan mineraller) ve organik madde gibi plastisite özelliklerini etkileyen farklı faktörler vardır (Bergaya vd., 2006; Hajjaji vd., 2010; Ngun vd., 2011). Özellikle kil fraksiyonunun plastisite de büyük rolü vardır. Numunelerin plastisitesindeki (PL) farklılıklar genellikle tane boyu dağılımı verilerinden anlaşılabilir (Ngun vd., 2011). Çizelge 2'den anlaşıldığı üzere, KRC örneğinin plastisitesinin, yüksek miktarlarda kil fraksiyonlarına ve kil türüne bağlı olduğu açıkça görülmektedir. Killi malzemenin yüksek plastisitesi, yüksek kil fraksiyonunun varlığına bağlıdır ve düşük plastisite, kil fraksiyonunun azalması ve daha fazla miktarda silt ve kumdan kaynaklanmaktadır.

Örneklerin kıvam limitleri (likit limiti ve plastisite indeksi) Holtz ve Kovacs (1981) diyagramında çizilmiştir. İncelenen örneklerin Holtz ve Kovacs, 1981 diyagramında konumu, KRC numunelerinin yüksek plastiklik ile illitik kil bölgesine yakın alana girdiğini göstermektedir (Şekil 4).

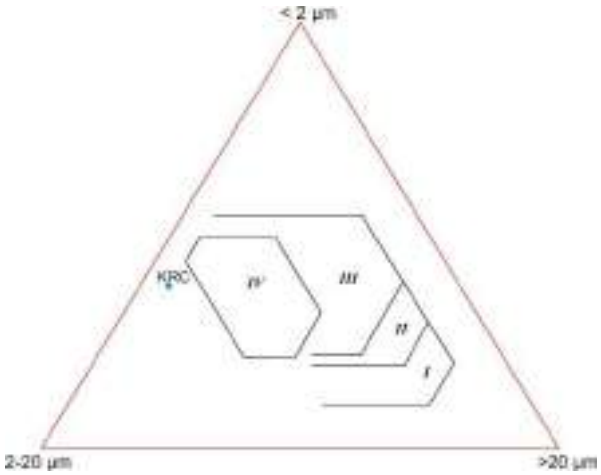
Seramik killeri, özellikle demiroksit içeriklerine bağlı olarak, pişme sonrası renkleri temel alınarak açık renkli ve koyu renkli pişen killer olarak ayrılırlar (Dondi vd., 2014). Kilce zengin malzemenin Fe_2O_3 içeriğine göre yapılan sınıflamada, (1) >%5 Fe_2O_3 içerenler kırmızı pişen killer (red firing clays), (2) %1-5 Fe_2O_3 içerenler esmer yanan killer (tan-burning clays) ve (3) <%1 Fe_2O_3 içerenler ise beyaz pişen killer (White firing clay) olarak ayrılmaktadır. Ayrıca bu sınıflamada içerdiği 63 µm'den büyük tane bileşenin olması ve içerdiği karbonat oranlarına göre alt sınıflara ayrılmaktadır. KRC örneğinin yüksek Fe_2O_3 (%8.55) içeriği ve düşük karbonat (%0.43) içeriğinden dolayı kırmızı killer (red clays) sınıfına girer olarak sınıflandırılabilirler (Dondi vd., 2014).

Yüksek demir içeriğine sahip killi malzemeler, ince seramik üretiminde kullanılamazlar (Manoharan vd., 2012). Bununla birlikte, incelenen killer yapısal seramik ürünler için hammadde olarak düşünülebilir. Ayrıca, bu killi malzemeler fırınlama sonrası renklerine göre Denizli bölgesinden antik kentteki arkeolojik seramiklere benzerlik göstermektedirler (Semiz, 2017).



Şekil 4. Killerin Holtz and Kovacs diyagramında gösterimi.

Çeşitli seramik uygulamalarında killi materyallerin uygunluğunu değerlendirmek için yaygın olarak kullanılan Winkler's diyagramı üzerinde örnekler tane boyutuna (<2 µm, 2-20 µm ve> 20 µm) göre sınıflandırılmıştır. Bu diyagramda kullanımı uygun alanlar (I) yaygın tuğlalar (II) dikey oluklu tuğla (III) çatı kiremiti / duvar tuğlası ve (IV) delikli ürünler olarak sınıflandırılmaktadır (Şekil 5). KRC örnekleri delikli ürünler alanına yakın alanda yer almakta olup biraz iri malzeme katkısı ile endüstride kullanımları uygun olarak görülmektedir.



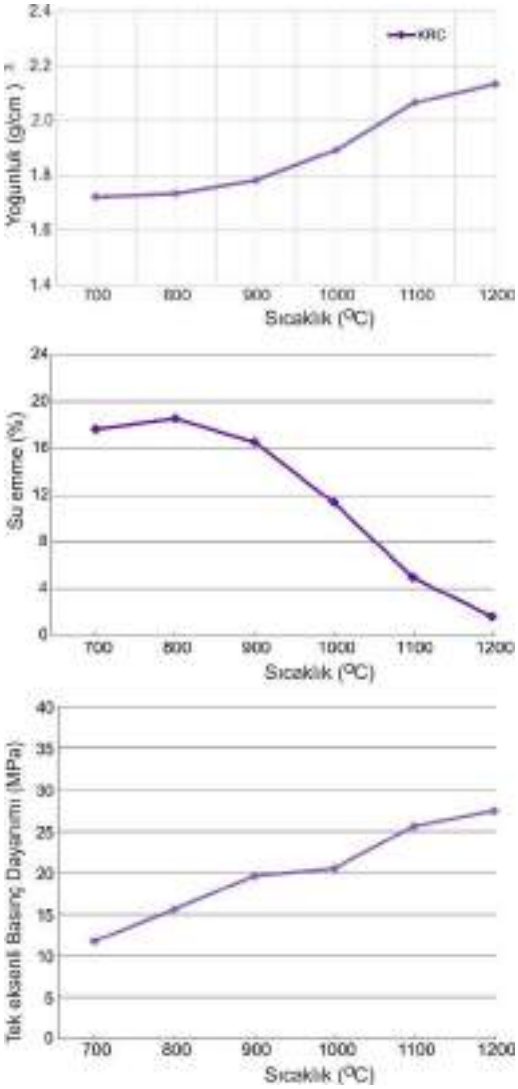
Şekil 5. Killerin Winkler's üçgen diyagramına göre tane boyu sınıflaması.

Pişme ve teknolojik özelliklerini belirlemek için 700-1200 ºC sıcaklıklarda pişirilen örnekler, yoğunluk, su emme ve tek eksenli basınç dayanımları değerleri değerlendirilmiştir (Çizelge 3).

Çizelge 3. Kil örneğinin sıcaklığa bağlı olarak yoğunluk, su emme ve tek eksenli basınç dayanımları (BD: Birim hacim ağırlığı; WA: Su emme; UCS: Tek eksenli sıkışma dayanımı).

Örnek	700 °C			800 °C			900 °C			1000 °C			1100 °C			1200 °C		
	BD gr/cm³	WA %	UCS Mpa	BD gr/cm³	WA %	UCS Mpa	BD gr/cm³	WA %	UCS Mpa	BD gr/cm³	WA %	UCS Mpa	BD gr/cm³	WA %	UCS Mpa	BD gr/cm³	WA %	UCS Mpa
KRC	1.7	17.7	11.7	1.7	18.6	15.6	1.8	16.6	19.6	1.9	11.4	20.5	2.1	4.9	25.6	2.1	1.6	27.4

Yoğunluk değerleri çok küçük değişimlerle 700 - 1200 ºC'ye kadar dereceli olarak artış göstermektedir. En önemli artış ise yaklaşık 1000 ºC'den sonra gözlenmektedir (Şekil 6a). Bu artış örneklerde gözlenen yeni mineral oluşumları ve gözenek yapısının kaybolması ile ilişkilidir. Seramik malzemelerin endüstride kullanımları için en önemli parametrelerin başında su emme değerleri gelmektedir. Su emme değerleri 700-800 ºC civarında yaklaşık % 2'lik bir artış göstermektedir. Bu durum mineral dönüşümlerinin başladığı eşik değer olarak 800 ºC derecenin olmasından kaynaklanmaktadır. Bu sıcaklıktan sonra su emme değerleri kademeli olarak düşmektedir. Bu düşüş durumu da örneklerde oluşan yeni meraller ile boşlukların azalması ile ilişkilendirilmektedir (Şekil 6b). Örneklerde yapılan tek eksenli basınç dayanımları sonucunda artan sıcaklıkla beraber tüm sıcaklık değerlerinde örneğin basınç dayanımında bir artış gözlenmiştir. Bu artış durumları da örneklerde sıcaklığa bağlı olarak artan camsı faz ve azalan porozite ile ilişkilidir.



Şekil 6. Kil örneklerinin sıcaklığa bağlı teknolojik özelliklerinin değişim diyagramları.

5. SONUÇLAR

Karacasu killerin mineralojik, kimyasal, termal ve granülometrik incelemeleri, yapısal kil ürünleri için uygunluklarını değerlendirmek için gerçekleştirilmiştir. Mineralojik çalışmalara göre, KRC örneği illit, kaolinit ve tabakalı killer (klorit-simektit) ile kuvars ve hematit minerallerinden oluşmaktadır. Kimyasal analizlere göre ise SiO_2 (%54) ve Al_2O_3 (%22) içerikleri kuvars ve kil minerallerinin varlığından dolayı yüksek gözlenmektedir. Bu killi malzemenin karakteristikleri, endüstriyel uygulamalar için bazı ön tahminlere olanak sağlamıştır. Karacasu killeri yüksek Al_2O_3 ve Fe_2O_3 içerikleri ve düşük K_2O, CaO

içerikleri ile yüksek seramik pişme özelliklerine sahiptir. Örneklerin tane boyutu ve kimyasal bileşimine göre delikli ürünler üretimine uygun oldukları belirlenmiştir. Yapılan fiziksel ve mekanik test sonuçları, pişme sıcaklıklarının artmasıyla örneklerde belirgin renk değişimlerinin olduğunu ve ortalama ağırlık kayıpları ile tek eksenli sıkışma dayanımlarının arttığını göstermektedir. Ağırlıkça su emme oranlarının ise 800ºC'ye kadar arttığı ve bu değerden sonra kademeli olarak azaldığı tespit edilmiştir. Tüm verilerin beraber değerlendirilmesi sonucunda, Karacasu killerinin pişme sıcaklıklarındaki değişimlerinde göz önüne alınarak seramik hammadde olarak kullanılmasının uygun olacağı sonucuna varılmıştır.

6. KAYNAKLAR

ASTM, D 4318, 2017. Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils.

Bergaya, F., Theng, B.K.G., Lagaly, G.,, 2006. Handbook of clay science. Developments in Clay Science, vol. 1. Elsevier Ltd.

Casagrande, A., 1947. Classification and identification of soils. ASCE Transactions Paper No. 2351, 901–991.

Diko, M.L., Ekosse, G.E., Ayonghe, S.N., Ntasin, E.B., 2011. Physical characterization of clayey materials from tertiary volcanic cones in Limbe (Cameroon) for ceramic applications. Appl. Clay Sci. 51, 380–384.

Dondi, M., Fabbri, B., Laviano, R., 1992. Characteristics of the clays utilized in the brick industry in Apulia and Basilicata (Southern Italy). Mineral Petrologica Acta, 35, 181–191.

Dondi, M., Raimondo M., Zanelli C., 2014. Clays and bodies for ceramic tiles: Reappraisal and technological classification. Applied Clay Science, 96, 91-109,

Ekosse, G.E., Mulaba, A., 2008. Granulometric evaluation of continental bentonites and kaolin for ceramic applications. J. Appl. Sci. 8 (6), 1021–1027.

Hajjaji, W., Moussi, B., Hachani, M., Medhioub, M., Lopez-Galindo, A., Rocha, F., Labrincha, J.A., Jamoussi, F., 2010. The potential use of Tithonian-Barremian detrital deposits from central Tunisia as raw materials for ceramic tiles and pigments. Applied Clay Science, 48(4), 552-560.

Holtz, R.D., Kovacs, W.D., 1981. An introduction to Geotechnical Engineering, Prentice- Hall, New Jersey, USA,

Manoharan, C., Sutharsan, P., Dhanapandian, S., Venkatachalapathy., R., 2012. Characteristics of some clay materials from Tamilnadu, India, and their possible ceramic uses. Cerâmica, 58, 412-418.

Milheiro, F.A.C., Freire, M.N., Silva, A.G.P., Holanda, J.N.F., 2005. Densification behaviour of a red firing Brazilian kaolinitic clay. Ceramics International, 31, 757-763.

Murray, H.H., 2000. Traditional and new applications for kaolin, smectite, palygorskite: a general overview. Appl. Clay Sci. 17, 207–221.

Murray, H.H., 2007. Applied clay mineralogy, Developments in Clay Science 2, Elsevier B.V. 180p

Ngun, B.K., Mohamad, H., Sulaiman, S.K., Okada, K., Ahmad, Z.A., 2011. Some ceramic properties of clays from central Cambodia. Applied Clay Science, 53(1), 33-41.

Özkan, İ., 2014. Ceramic properties of a Turkish clay in the Aydın region. J. Ceram. Process. Res. 15-1, 44-47.

Semiz, B., 2017. Characteristics of clay-rich raw materials for ceramic applications in Denizli region (Western Anatolia). Applied Clay Science, 137, 83-93.

Kocaeli Hereke Dolayındaki Karbonatlı Kayaçların Malzeme Özelliklerine Göre Kullanım Alanlarının Belirlenmesi

Usage Area Determination of Carbonate Rocks based on Material Properties around Kocaeli Hereke

Murat ÖZTÜRK[1,*], Ahmet KARAKAŞ[2], Özkan CORUK[2]

[1]*Kocaeli Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü Jeoloji Mühendisliği Anabilim Dalı, Kocaeli*
[2]*Kocaeli Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Kocaeli*
*(*murt.ozturk@gmail.com)*

ÖZ: Bu çalışmada, Kocaeli Hereke bölgesinde yaygın mostraları bulunan Alt–Orta Triyas ve Üst Kretase yaşlı karbonatlı kayaç malzemelerin jeokimyasal özellikleri incelenerek endüstriyel amaçlı kullanım alanları tanımlanmıştır. Malzeme kullanımını belirleyici ana jeokimyasal özellikler CaO, SiO_2, Mg oranı ve kireç standardı (LSF) değerleridir. Çalışma sahasından alınan numunelerin jeokimyasal analiz sonuçlarına göre CaO %39 ila %53 arasında, SiO_2 %1,5 ila %30 arasında, Mg %0,65 ila %5,5 arasında ve LSF 28 ila 709 arasında değerleri belirlenmiştir. Çalışma alanındaki malzemelerin jeokimyasal değerleri değişkenlik göstermesine rağmen, üretilen malzemelerin yakın bölge de ihtiyaç duyulan agrega, endüstriyel hammadde ve hafif yapı malzemesi olarak kullanımı için önemli bir hammadde kaynak rezervi teşkil etmektedir. Kaya malzemelerinin jeokimyasal özellikleri değerlendirilerek, ocaklardan elde edilen toplam malzeme miktarına göre marnın %100'ü çimento yapımında, kireçtaşının %85'i çimentoda, %15'i hafif yapı malzemesinde ve dolomitin %55'i çimentoda, %45'i agrega yapımında kullanıma uygun olduğu ortaya konmuştur.

Anahtar Kelimeler: Hereke, karbonatlı kayaç, kimyasal özellik, hammadde

ABSTRACT: *In this study, geochemical properties of Lower - Middle Triassic and Upper Cretaceous carbonated rock materials with widespread outcrops in the Hereke region of Kocaeli were investigated and their industrial uses were determined. The main geochemical property values that determine the material usage are CaO, SiO_2, Mg and lime standard (LSF) values. According to the geochemical analysis results of the samples taken from the study area, CaO values ranged from 39% to 53%, SiO_2 from 1.5% to 30%, Mg from 0.65% to 5.5% and LSF from 28 to 709. Although the geochemical values of the materials in the study area vary widely, it has been determined that the materials produced constitute an important raw material resource reserve for the production of aggregate, industrial raw materials and light construction materials needed in the near region. Taking into account the geochemical properties of rock materials, according to the total amount of material obtained from the quarries, 100% of marl is used in cement production, 85% of limestone is in cement, 15% is in lightweight building material and 55% of dolomite is in cement and 45% is in aggregate production.*

Keywords: *Hereke, carbonate rocks, chemical properties, raw material*

1. GİRİŞ

Hereke, Kocaeli il merkezi ile İstanbul arasında demiryolu, karayolu ve deniz ulaşımı açısından lojistik olarak önemli bir yere sahiptir. Bölgedeki hammadde endüstriyel açıdan büyük önem arz etmektedir. Uygun jeokimyasal ve mineralojik bileşime sahip hammadde bulunmaması durumunda, istenen özellikteki malzeme, değişik nitelik ve kimyasal bileşimdeki kayaçların bir oran ve esasa göre harmanlanması ile elde edilir. Kayaçların kimyasal değerleri belirli bir karakteristik özelliği olması sebebiyle çimento, agrega ve hafif yapı malzeme kullanmasında etkin rol oynamaktadır.

Literatürde benzer konuda yapılmış ulusal ve uluslararası pek çok çalışma mevcuttur. İstanbul Avrupa ve Anadolu kesimleri ile Gebze ve Hereke dolaylarındaki dolomitik kireçtaşlarında Zarif vd. (2003) tarafından yapılan jeokimyasal analiz sonucu malzemelerinin agrega ve diğer kullanım alanları için

uygunluğu araştırılmıştır. Elçi vd. (2014) İzmir Karaburun Yarımadasındaki kireçtaşların jeokimyasal yöntemlerle beton agregası olarak kullanılabilirliğini belirlemişlerdir. Slim vd. (2016) kuzeydoğu Tunus kireçtaşlarının agrega, çimento ve doğal yapı malzemesi olarak kullanılabilirliğini kireçtaşlarının petrografik, jeokimyasal ve mekanik özelliklerini belirleyerek tanımlamışlardır. Almeida vd. (2004) güney Portekiz'de bir taş ocağı işletmesinde çimento üretimi için kullanılan kireçtaşı ve marnın kalite değişimini jeokimyasal yöntemlerle belirlemişlerdir.

Bu çalışmanın amacı inceleme alanında yer alan kireçtaşı, dolomit ve marn türü kayaçların agrega, çimento ve hafif yapı malzemesi olarak kullanılmasını belirlemektir. Bu amaçla elde edilen jeokimyasal veriler değerlendirilerek söz konusu kayaç malzemelerin kullanım alanları tespit edilmiştir. Kaya malzemelerinin jeokimyasal özellikleri göz önüne alındığında, ocaklardan elde edilen toplam malzeme miktarına göre marnın %100'ü çimento yapımında, kireçtaşının %85'i çimentoda, %15'i hafif yapı malzemesinde ve dolomitin %55'i çimentoda, %45'i agrega yapımında kullanılmaktadır.

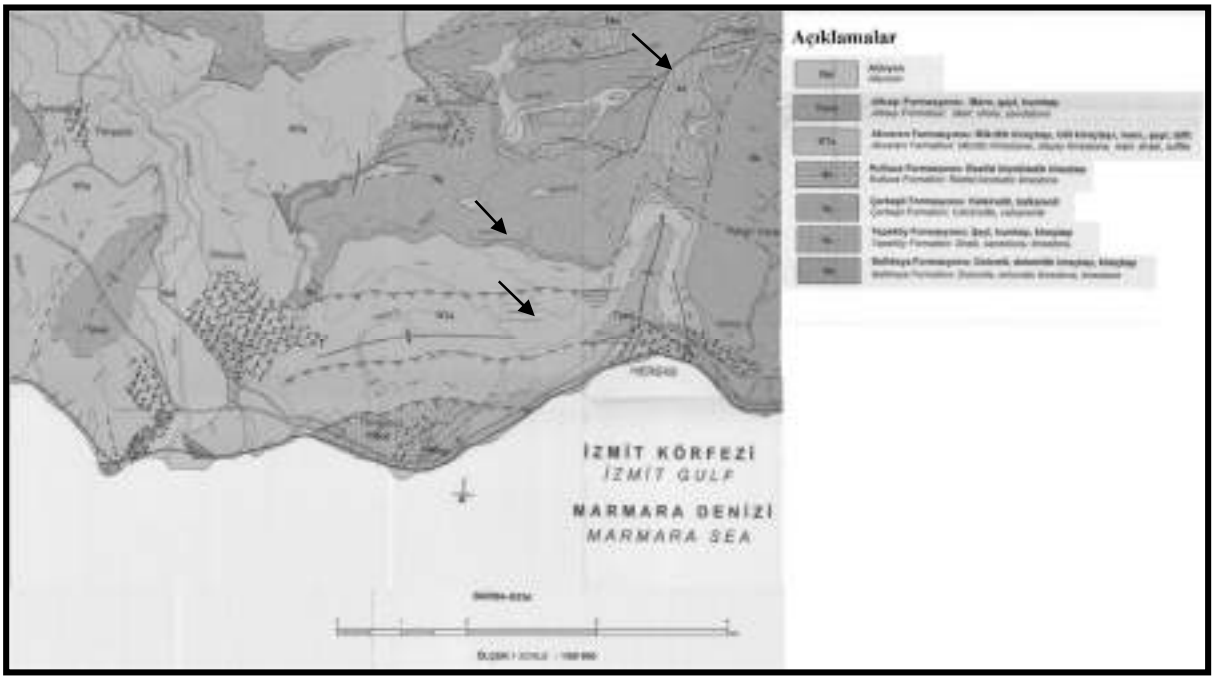
2. BÖLGESEL JEOLOJİ

Kocaeli Yarımadası'nda daha önce yapılan jeolojik araştırmalarda, bölgede Triyas serisinin eksiksiz bir istif sunduğu kabul edilmektedir. Triyas serisi, Paleozoyik temel üzerinde uyumsuz olarak izlenir. Serinin en alttaki birimi olan Kapaklı Formasyonu, Alt Skitiyen yaşlı kırmızı renkli karasal birimlerden meydana gelmiştir. Bu birimi üsteleyen Hereke grubunda, sığ denizel karakterli kireçtaşı, marnlı kireçtaşı ve marn litolojisi egemendir. Litolojik özelliklerine göre formasyon ve üyelere ayrılan Hereke grubunun tabanında yer alan ve karasaldan sığ denizel ortama geçiş gösteren Erikli Formasyonu kumtaşlarıyla marnlı kireçtaşlarından oluşur. Killi mikritik kireçtaşı, marn ve mikritik kireçtaşı ardalanmasından oluşan Demirciler Formasyonunda Vermesli seviyeler karakteristiktir. Hereke grubunun yaşı daha önceki çalışmalarda Alt Triyas olarak tanımlamıştır (Özdemir vd., 1973, Gedik vd., 2005).

Çalışma alanında Hereke grubu üzerinde en yaşlıdan en gence sırasıyla Ballıkaya Formasyonu, Tepeköy Formasyonu, Çerkeşli Formasyonu, Kutluca Formasyonu, Akveren Formasyonu, Atbaşı Formasyonu istiflenmiştir. Ballıkaya Formasyonun tipik görüldüğü yer Gebze Ballıkaya dere vadisidir. Formasyonun gözlendiği diğer alanlar Muallim köy yöresi, Tepecik köyü kuzeyi, Köseler köyü güneyi, Demirciler köyü yöresi ve Yukarı Hereke yolu civarıdır (Gedik vd. 2005, Şekil 1). Ballıkaya Formasyon'un egemen litolojisi gri renkli kireçtaşı ve dolomitik kireçtaşlarıdır. Birim kalın, çoğunlukla masif tabakalı, üst seviyelerinde bol krinoid, brakiyopod ve diğer makrofosiller içerir. Dolomitleşme egemendir, mikritik, yer yer de oolitik özellikteki kireçtaşı ardalanması seyrek ara tabakalar halinde izlenir. Birimin yaşı Orta Triyas olarak belirlenmiştir (Yurtsever vd., 1982). Tepeköy Formasyonu, tipik olarak Tepecik Köyünde izlenir, alttaki birimlerle uyumsuzdur (Altınlı vd., 1970). Çerkeşli yöresinde bu uyumsuzluk belirgin değildir (Yurtsever 1982). Tepeköy Formasyonu, sarımsı açık gri renkli, orta-ince tabakalı, kumlu çakıllı, yer yer killi mikritik kireçtaşlarından oluşmaktadır (Yurtsever, 1982). Özdemir vd. (1975) formasyonun yaşını Orta-Üst Triyas olarak tanımlamışlardır. Tepeköy Formasyonu ile dereceli geçiş sunan Çerkeşli Formasyonu, türbidit özellikli ince-orta tabakalı kırıntılı kireçtaşlarından oluşur. Alt seviyelerinde şeyl aratabakalı çakıllı kireçtaşı tabakaları vardır. Birim çakıltaşları ara tabakalı grimsi renkli, iri kristalli ve yer yer mercanlı kireçtaşlarından oluşur. Çakıltaşları koyu gri renkli, orta kalın tabakalı, kireç çimentolu, kötü boylanmalı, köşeli ve az köşeli tanelidir. Birimin stratigrafik olarak yaşının ise Üst Triyas olduğu tanımlamıştır (Yurtsever, 1982). Çerkeşli Formasyonu üzerinde transgresif aşmalı olarak açısal uyumsuzlukla Kutluca Formasyonu izlenir. Kutluca Formasyonu, genel olarak kalın tabakalı biyostromal kireçtaşlarından oluşur ve transgresif özelliği nedeniyle litolojik değişikler gösterir. Yaşının ise Ekinid ve İnoceramus fosillerine göre Üst Kretase olduğu tanımlamıştır (Altınlı, 1968). Akveren Formasyonu adlaması ilk olarak Ayancık güneyindeki killi kireçtaşları için kullanılmıştır (Ketin ve Gümüş, 1963). Litolojik olarak, killi kireçtaşı, marn, karbonatlı çamurtaşlarından ve kalsitürbiditlerden oluşmaktadır (Akyol vd., 1974). Formasyonun yaşı Üst Kretase olarak tanımlanmıştır (Ketin ve Gümüş, 1963). İstifin en üst düzeyinde izlenen Atbaşı Formasyonunun alt dokanağı Akveren Formasyonu ile dereceli geçişlidir. Litolojik olarak genelde ince taneli kumtaşı, şeyl, kiltaşı, marn ve karbonat çamurtaşlarından oluşur. İnce-orta kalın tabakalı olduğunu, tabaka sınırların keskin olmayıp dereceli geçişlidir, marnlar karbonat çamurtaşlarına nazaran daha dayanımlı tabakalar halindedir, kil

açısından zengin bu birimler su alarak şiştiklerinden yüzeysel alterasyondan fazla etkilenmiştir. Formasyonun yaşı Paleosen-Erken Eosen olarak tanımlanmıştır (Ketin ve Gümüş, 1963).

Bölgede Alt Triyas'tan Paleosen'e kadar devam eden istifteki karbonatlı kayaların litolojik ve jeolojik özellikleri genel nitelikleriyle yukarıdaki paragraflarda tanımlanmıştır. Farklı mineralojik ve jeokimyasal özelliklere sahip bu birimlerin değişik düzeyleri bölgede endüstriyel hammadde (çimento), agrega ve hafif yapı malzemesi (gaz beton) olarak değerlendirilmektedir. Kullanım alanlarını kaynak kayanın jeolojik özellikleri, litolojik nitelikleri, mineralojik ve jeokimyasal özelliklerinin denetimindedir. Ayrıca tüketim alanına yakınlığı, tüketim alanına ulaştırma kolaylığı da diğer önemli avantajlardandır. Şekil 1'de Hereke ve dolayının jeoloji haritası verilmiştir. Hereke dolayında bu endüstride değerlendirilecek nitelikte karbonatlı kayalar geniş mostralar sunmaktadır. Ayrıca bölgenin İstanbul'a yakınlığı ve ulaşım ağları bakımından da önemli bir kavşakta olması bu doğal kaynakların değerlendirilmesini cazip hale getirmektedir. Bu kaynakların verimli değerlendirilmesinde ise işletme koşulları yanında kaynak kayanın hangi alanlarda kullanılabilirliğinin de çok iyi tespit edilmesi ve bu tespitler doğrultusunda üretime yönlendirilmesi kaçınılmaz temel unsurlardandır.



Şekil 1. İnceleme alanı ve civarının jeoloji haritası (Gedik vd., 2005).

3. METODOLOJİ

Bu çalışma, bölgedeki hammaddenin yoğun olarak değerlendirildiği Hereke kuzeybatısındaki işletme sahasında gerçekleştirilmiştir. İncelemenin ilk aşamasını saha çalışmaları oluşturmuştur. Arazi çalışmaları ile delme patlatma sonucu kademelendirilmiş kaya aynalarının belirlenen noktalarından kaya delicisi ile toz numuneleri (delik numuneleri) alınmıştır. Bu amaçla inceleme alanındaki genelde karbonatlı kayaçlardan oluşan Ballıkaya Formasyonu, Çerkeşli Formasyonu ve Akveren Formasyonlarında yer alan açık işletme ocaklarındaki kademelerinin farklı noktalarından numuneler alınmıştır. İkinci aşamada araziden alınan numuneler laboratuvar ortamında standartlara uygun jeokimyasal deneylere tabi tutulmuştur. Laboratuvar deney sonuçlarına göre elde edilen jeokimyasal değerler yorumlanarak malzemenin nihai kullanım alanı belirlenmiştir. Çizelge 1 araziden 16 noktadan alınmış numunelerin alınış tarihlerini, koordinatlarını, jeokimyasal analiz sonuçlarını ve hesaplanmış LSF değerlerini göstermektedir.

Çizelge 1. Çalışma sahasından alınan numunelerin analiz sonuçları. K.K: Kızdırma Kaybı, LSF: Kireç Doygunluk Faktörü.

Numune Adı	Tarih	KORDİNATLAR			KİMYASAL ANALİZ SONUÇLARI (%)										
		X	Y	Z	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	Na_2O	K_2O	T.Alkali	K.K	LSF
1.Numune	25.01.2019	4519966	718571	225	2.22	1.42	0.61	53.03	0.77	0.65	0.04	0.36	0.27	41.47	639.83
2.Numune	21.02.2019	4519913	718672	236	4.76	2.15	1.21	50.21	0.81	0.64	0.07	0.49	0.49	39.94	301.53
3.Numune	9.02.2019	4519954	718703	255	6.34	2.98	1.12	48.48	0.85	0.68	0.06	0.69	0.51	39.30	220.49
4.Numune	27.02.2019	4519872	718702	255	9.88	3.94	1.57	45.37	0.82	0.64	0.03	0.57	0.41	37.49	136.11
5.Numune	2.03.2019	4522115	719993	298	0.98	0.79	0.35	53.97	1.15	0.02	0.21	0.19	0.33	42.38	1382.53
6.Numune	7.03.2019	4522067	719963	298	2.71	1.71	0.71	52.60	1.02	0.02	0.04	0.35	0.27	40.77	522.48
7.Numune	13.03.2019	4522066	719892	304	14.01	5.09	2.04	43.01	0.94	0.06	0.10	1.19	0.88	33.30	92.38
8.Numune	15.03.2019	4522070	719805	304	11.04	4.12	1.63	44.99	0.83	0.03	0.07	0.53	0.68	36.19	122.15
9.Numune	2.04.2019	4521996	719956	297	2.49	1.58	0.52	54.00	0.93	0.03	0.04	0.31	0.24	40.03	588.59
10.Numune	2.04.2019	4522010	719952	297	2.65	1.41	0.55	53.13	0.99	0.03	0.04	0.33	0.26	40.87	562.74
11.Numune	10.03.2019	4522204	720057	310	1.47	0.78	0.32	52.59	2.15	0.07	0.03	0.22	0.17	42.47	1821.17
12.Numune	11.03.2019	4522221	720388	261	0.88	0.25	0.16	52.22	4.39	0.02	0.03	0.04	0.06	42.88	8382.02
13.Numune	25.01.2019	4519857	718487	225	2.72	1.44	0.51	51.66	0.93	0.24	0.45	0.39	0.71	41.26	535.52
14.Numune	21.02.2019	4518707	719453	280	10.27	1.55	0.68	48.15	0.53	0.05	0.06	0.29	0.25	37.99	155.32
15.Numune	2.04.2019	4518637	719390	272	17.58	1.14	0.58	44.48	0.54	0.04	0.06	0.28	0.19	35.29	87.40
16.Numune	1.03.2019	4518718	719129	301	30.84	2.99	1.62	34.93	0.42	0.05	0.08	0.42	0.35	28.84	37.75

4. TARTIŞMA

Bu çalışmada yapılan jeokimyasal analizler sonucu malzemelerin jeokimyasal bileşim değerlerinin mekânsal olarak değiştiği belirlenmiştir. Ballıkaya Formasyonunun z kotunun yüksek olduğu yerlerde silis değerlerinin yüksek, CaO değerlerinin ise %50'den düşük olduğu, güneyden kuzeye doğru ilerledikçe Mg değerlerinin yükseldiği, z kotların düşmesiyle birlikte silis değerlerinin düştüğü CaO değerlerin arttığı gözlenmiştir. Şeki1'deki 5-6-9-10 numaralı numunelerin CaO değerleri 1,785 katsayı değeri ile çarpıldığında $CaCO_3$ değerine geçtiğini ve bu değerlerin ise 93 ila 96 değerler arasında olduğu bu değerlerin kireç kalsinasyonuna uygun olduğu belirlenmiştir. Şekil 2'deki 7-8-11 numaralı numuneler ise klinker üretimine uygun değerler sunduğu tespit edilmiştir. Çizelge 2, malzemelerin $CaCO_3$, MgO, SiO_2 % jeokimyasal değerlerine göre kullanım alanlarını göstermektedir.

Çizelge 2 Malzemelerin jeokimyasal % değerlerine göre kullanım alanları.

Kullanım Alanları	$CaCO_3$ (%)	MgO (%)	SiO_2 (%)
Çimento	80-92	0-2	0-35
Hafif Yapı	93-96	0-2	0-2
Agreg	96-100	-	0-1,5

Şekil 2. Ballıkaya Formasyonu içinde kalan açık işletme ocağı GB kesimi.

Ballıkaya Formasyonun içerisinde kuzeye doğru gidildikçe kireçtaşlarının CaO değerinin %52,22, Mg değerinin ise %1,5, silis değerinin ise %0,08 olduğu gözlenmiştir. Bu durumda silis değerinin %1,5'tan düşük olması malzemenin agrega amaçlı kullanılmasını uygun kılmaktadır. Çizelge 1'deki 12 numaralı numune Şekil 3'teki gösterilen noktadan alınmıştır.

Şekil 3. Ballıkaya Formasyonu içinde kalan açık işletme ocağı KB kesimi.

Marn; %35-%65 oranında $CaCO_3$ içeren killerdir. İçinde kalsiyum karbonattan başka mika pulcukları, kuvars ve demir parçacıkları da bulunabilir. Genelde renkleri gri, sarımsı, yeşilimsi, siyahımsı olur. Üzerine asit dökülünce kabarcıklar çıkararak köpürür, kil görüntüsü verir. Oluşum bakımından tamamen sedimanter olup, diyajenez geçirmiş ve doğada genellikle düzenli tabakalı olarak bulunur. Marn oluşumu için, daha çok tektonik ve orojenik hareketlerin durulduğu, sakin ortamlar daha uygundur. Sekizinci Beş Yıllık Kalkınma Planı Madencilik Özel İhtisas Komisyonu Raporunda belirtildiği gibi çimento klinkeri ortalama %70 kalker ve %30 kil içeren hammadde karışımının öğütüldükten sonra yüksek sıcaklıklarda pişirilmesi ile elde edilmektedir. Marn litolojisi ise doğal olarak bu bileşimi taşıdığından veya bu bileşime çok yakın özellikte bulunduğundan ideal çimento hammaddesi olmaktadır (DPT Madencilik Özel İhtisas Komisyonu, 2001).

Şekil 4. Akveren Formasyonu içinde kalan açık işletme ocağı Güney kesimi.

Çalışma alanında yer alan Akveren Formasyonunda doğudan batıya doğru ilerledikçe marn litolojisinin silis değerlerinin yükseldiği, CaO değerlerinin düştüğü yapının killi kalkere döndüğü, Mg değerlerinin ise %0,40 ila %0,60 değerlerinde olduğu tespit edilmiştir. Bu değerlere sahip hammadde hazırlandığı takdirde klinker yapımı için uygun malzeme olduğu söylenebilir. Çizelge 1'deki 14-15-16 numaralı numuneler Şekil 4'te gösterilen noktalardan alınmıştır.

Çalışma alanında bulunan Çerkeşli Formasyonundaki 1-2-3-4-13 numaralı numunelerin Mg değerlerinin ise %0,70 ila %0,95 arasında, silis değerlerinin ise %2 ila %4 arasında değişkenlik göstermiştir. CaO değerleri 1,785 katsayı değeri ile çarpıldığında $CaCO_3$ değerine geçtiğini ve bu değerlerin ise %80 ila %94 değerler arasında olduğunu bu değerlere göre klinker yapımından uygun olduğu belirlenmiştir. Çizelge 1'deki 1-2-3-4-13 numaralı numuneler Şekil 5'te gösterilen noktalardan alınmıştır.

Şekil 5. Çerkeşli Formasyonu içinde kalan açık işletme ocağının güney kesimi.

5. SONUÇLAR

Kocaeli ili Hereke ilçe merkezinin kuzeyi ve batısında yer alan karbonatlı kayaçların malzeme özelliklerine göre kullanım alanlarının belirlendiği bu çalışma malzemelerin jeokimyasal değerlerini temel almıştır. Bu çalışma kapsamında bölgedeki farklı jeolojik birimlerin oluşturduğu karbonatlı kayaçların (kireçtaşı, dolomitik kireçtaşı ve marn) malzeme kullanımını belirleyici ana parametreleri olan CaO, SiO_2, MgO, kireç doygunluk faktörü (LSF) kimyasal değerleri tespit edilmiştir. CaO değerleri %39 ila %53 arasında, SiO_2 değerleri %1,5 ila %30 arasında MgO değerleri %0,65 ila %5,5 arasında ve LSF değerleri 28 ila 709 arasında olduğu belirlenmiştir. Malzemenin jeokimyasal açıdan karakterize edilebilmesi için örneklemenin sistematik bir şekilde yapılması gerekmektedir. İnceleme alanında bulunan kayaçların çökelmesi ve diyajenezi sırasında dışardan gelen minerallerin ortamı zenginleştirmesi ve birimlerin alterasyona uğramasından dolayı saha üzerinden alınan numunelerin jeokimyasal analiz sonuçları değişkenlik göstermektedir. Bu durumlarda agrega, endüstriyel hammadde ve hafif yapı hammadde malzemesi hazırlanabilmesi için de mühendislik jeolojisi açısından kademelerdeki jeolojik birimlerin geçişlerini iyi takip edilmesi gerekir.

6. KATKI BELİRTME

Yazarlar, Nuh Çimento A.Ş.'ye bu çalışmanın gerçekleştirilmesi için göstermiş oldukları destekten dolayı teşekkür ederler.

7. KAYNAKLAR

Akyol, Z., Arpat, E., Erdoğan, B., Göğer, E., Güner, Y., Şaroğlu, F., Şentürk, L., Tütüncü, K., ve Uysal, Ş., 1974. 1/50000 ölçekli Türkiye Jeoloji Haritası Serisi, Zonguldak E29 a, E29 b, E29 c, E29 d, Kastamonu E30 a, E30 d. Maden Tetkik ve Arama Enstitüsü Yayınları, Ankara.

Almedia, J., Rocha, M., Teixeira, A., 2004. Spatial Characterization of Limestone and Marl Quality in a Quarry for Cement Manufacturing, Geostatistics Banff, 7th International Geostatistics Congress, 399-408.

Altınlı, İ.E., 1968. İzmit-Hereke-Kurucadağ Alanın Jeoloji İncelemesi. MTA Dergisi No: 71, s:1-26.

Altınlı, İ.E., Soytürk, N., Saka, K., 1970. Hereke-Tavşancıl-Tepecik Alanın Jeolojisi. İstanbul Üniversitesi Fen Fakültesi Mecmuası, Seri B., Cilt XXXV, Sayı 1-2.

Çerikcioğlu, B, 2001. Kocaeli Triyası Dolomitlerinin Kökenine Petrografik ve İzotopik Bir Yaklaşım. Türkiye Jeoloji Bülteni, Cilt 44, Sayı 1,38.

DPT Madencilik Özel İhtisas Komisyonu Raporu, 2001. Endüstriyel Hammaddeler Alt Komisyonu Toprak Sanayii Hammaddeleri IV (Çimento Hammaddeleri) Çalışma Grubu Raporu DPT: 2614-ÖİK: 625, Ankara.

Elçi, H., Türk, N., İşintek, İ., 2014. İzmir Karaburun Yarımadasındaki Farklı Kireçtaşlarının Beton Agregası Olarak Değerlendirilmesi. Jeoloji Mühendisliği Dergisi 38(2).

Gedik, İ., Pehlivan, Ş., Timur, E., Duru, M., 2005. 1:50000 ölçekli Türkiye Jeoloji Haritaları, Bursa-G23a Paftası No: 16, MTA.

Ketin, İ., Gümüş, A., 1963. Sinop-Ayancık Güneyinde Üçüncü Bölgeye Dahil Sahaların Jeolojisi Hakkında Rapor (2. Kısım: Jura ve Kretase Formasyonların Etüdü). TPAO Rap. No.288.

MTA, 2004. Batı Karadeniz Bölgesi Litostratigrafi Birimleri Stratigrafi Komitesi Litostratigrafi Birimleri Serisi-1, Ankara.

Özdemir, Ü., Yurtsever, G., Talay, G., 1975. Kocaeli Triyası Projesi 'Kocaeli Triyası'nın Biyostratigrafik Etüdü'. Cumhuriyetin 50.Yılı Yer Bilimleri Kongresi, Tebliğler, Maden Tetkik ve Arama Enstitüsü, Ankara, 112-127.

Yurtsever, A., 1982. Kocaeli Triyası Biyostratigrafi Projesi, Gebze-Hereke-Tepecik alanında Mesozoyik-Senozoyik kayalarının jeolojisi. MTA rapor No: 7195, Ankara (yayınlanmamış).

Slim, B., Fredj, C., Mohamed, J., 2016. Characterization and Evaluation of the Potential of Limestone Jebels Bent Saidane, Bou Garnine Raous and Bridge of Fash (North East Tunisia). Ing Eng Manage 5;192. doi: 10.4172/2169-0316.1000192.

Zarif, İ., Tuğrul, A., Dursun, G., 2003, İstanbul'daki Kireçtaşlarının Agrega Kalitesi Yönünden Değerlendirilmesi. İstanbul Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Yerbilimleri Dergisi, C. 16, S. 2, ss. 61-70.

Sarıçay Barajı Gövdesinde Gnaysların Silindirle Sıkıştırılmış Beton Agrega Malzemesi Olarak Kullanılabilirliğinin Araştırılması

Investigation of the Usability of Gneisses as Roller Compacted Concrete Aggregate Material in Sarıçay Dam Body

Mehmet Önder ATAY*, Ayşe AYDIN, Veysi GÜMÜŞ, Orhan ERBİZ

DSİ Genel Müdürlüğü, Ankara
*(*monderatay@dsi.gov.tr)*

ÖZ: Silindirle Sıkıştırılmış Beton (SSB) tipi barajlarda kullanılan beton malzemesinin kalitesi, kullanılacak agreganın dayanım, tane boyu dağılımı, tane şekli gibi birçok karakteristik özelliklerinden etkilenmektedir. Bu çalışmada Aydın yöresinde bulunan gnaysların SSB tip olarak tasarlanan ve kesin proje çalışmaları devam etmekte olan Sarıçay Barajında gövde kütle beton imalatlarında beton agrega olarak kullanıma uygun olup olmadığı araştırılmıştır. Baraj için belirlenen Kaya malzeme alanından kırıcı iş makineleri ile büyük boyutlu kaya örnekleri alınarak yakındaki özel sektöre ait tesislerde kırmataş agrega haline getirilmiş ve hazırlanan örnekler üzerinde agreganın fiziksel ve mekanik özelliklerini belirlemek amacıyla, DSİ laboratuvarlarında gerekli deneyler yapılmıştır. Ayrıca beton karışımları hazırlanarak, taze beton özellikleri sertleşmiş betonda 7, 28, 90, 180 ve 270 günlük basınç dayanımı ile yarmada çekme dayanımı deneyleri yapılarak, gnaysların SSB barajlarda beton agregası olarak kullanılabilirliği araştırılmıştır. Deney sonuçlarına göre, Los Angeles aşınma kaybı değerlerinin limit değerlerin üzerinde olmasına karşın, diğer deney sonuçlarının limit değerlerin içinde olduğu belirlenmiştir. Gnays türü kayaçların doğada geniş ve değişken özelliklere sahip olan malzemeler olduğu bilindiğinden agrega olarak kullanılması durumunda sık sık kalite kontrol deneyleri ile uygunluğu doğrulanmalıdır.

Anahtar Kelimeler: Gnays, agrega, SSB baraj

ABSTRACT: : *The quality of the concrete material used in Roller Compacted Concrete (RCC) type dams are affected by many characteristics such as strength of the aggregate, grain size distribution and grain shape. In this study, the suitability of gneiss rocks in Aydın region are researched for the use as concrete aggregates in the body mass concrete productions for Sarıçay Dam which is designed as RCC type and still has ongoing final project studies. Large-scale rock samples taken from the rock material area of the dam by stone crusher machines, are aggregated as crushed stones in a private facility nearby, and required tests are carried out in DSI laboratories in order to determine the physical and mechanical properties of the aggregate samples. In addition, concrete mixtures were prepared to conduct tensile splitting strength tests on the fresh-concrete-properties hardened concrete with a daily compressive strength of 7, 28, 90, 180 and 270, and the usability of gneisses as concrete aggregates in RCC dams are investigated. Although the result of the test shows that Los Angeles abrasion-test values are higher than the limit values, the other test results are within the limit values. Due to gneiss type rocks are well-known materials that have wide and variable properties in nature, the usability of gneiss as aggregates should be verified with quality control experiments frequently*

Keywords: *Gneiss, aggregate, RCC dam*

1. GİRİŞ

M.Ö. 4000'den günümüze kadar geçen zamanda insanoğlunun ihtiyaçlarına cevap verecek şekilde çeşitli kullanım alanları için yapılan su tutma yapıları, bu süreç içerisinde bilimsel ve teknolojik gelişmeler ışığında gelişerek çeşitlenmiştir. Bu gelişmeler sonucunda maliyeti düşük, dayanıklılık ve birçok özellik bakımından beton barajlara benzer barajlar olarak silindirle sıkıştırılmış beton (SSB) baraj tipi geliştirilmiştir.

Silindirle Sıkıştırılmış Beton (SSB) çeşitli sınıflarda gruplandırılmış ince ve kaba agrega, uçucu kül, çimento ve bazı katkıların uygun miktarda su ile karıştırılıp iş makineleri vasıtasıyla serilmesi ve titreşimli silindirle uygun oranda sıkıştırılmasıyla oluşan beton cinsidir. (DSİ, SSB Teknik Şartnamesi). SSB'nin baraj inşasındaki ilk uygulaması 1960-1961 yılları arasında Taiwan'daki Shihmen Barajı batardosunda olmuştur. Tamamen SSB kullanılarak yapılan ilk baraj 1982'de başlanan A.B.D.'nin Oregon eyaletindeki Willow Creek Barajıdır. (Hansenand Reinhardt, 1991). Ülkemizde ise ilk olarak Karakaya Barajı memba batardosunda kullanılmıştır.

SSB'nin taze halde iken çökmesi yoktur ve çimento içeriği konvansiyonel betondakinden az olmakla birlikte, karışım içeriği benzer malzemelerden meydana gelir. SSB'nin agrega kalitesi, klasik betona göre daha geniş bir aralıkta değişir. Eğer uygun sıkıştırma yapılıp uygun malzeme de kullanılırsa klasik betona göre daha sağlam ve kaliteli bir SSB elde edilebilir (Sürmeli, 2002).

Geleneksel beton yerine SSB kullanımının sağladığı avantajlar; büyük hacimde üretime olanak tanıması, hızlı inşa edilebilmesi, yapı boyutlarının küçültülmesi dolayısıyla malzeme ve işçiliğin azaltılması, maliyetinin düşük olması, daha basit ve ekonomik çözümler sağlaması, üretilen betonda daha az su ve çimento kullanıldığından daha az rötre oluşması, çelik donatı, kalıp, perdahlama gibi malzeme ve ekipmanları gerektirmemesi, klasik dolgu ekipmanlarıyla yapılabilmesi, aşınma ve erozyon direncinin daha yüksek olması, bakım masraflarının daha düşük olması, yapımında doğal veya yapay puzolanik malzemeler kullanıldığından dayanıklılığının yüksek olmasıdır (Yazıcı, 2008). Bununla birlikte üretiminin kesintisiz yapılmasının gerekli olması, uygun temel yeri seçimi, daha ciddi planlama gerektirmesi ve sürekli malzeme temininde sıkıntılar yaşanabilmesi ise SSB'nin dezavantajlarıdır (Engineering Manual, 2000).

Agrega kalitesi ve gradasyonu SSB'nin kalitesini etkileyen en önemli faktörlerdir. Düşük çimento dozajı ve kullanılan mineral tamamlayıcı maddesine bağlı olarak SSB özellikleri klasik betona göre daha geniş bir aralıkta değişir. Çoğu SSB karışımları geleneksel betona göre daha fazla ince bileşen içerir. İnce bileşen "non plastik" özellliğinde ise, agreganın boşluklarını doldurur ve su ihtiyacını azaltıp sıkışabilirliği artırır (Hansenand Reinhardt, 1991). Deneyimler, kırma sırasında ince agrega içinde oluşan %15-22 oranındaki kaya ununun SSB karışımının işlenebilirliğini artırdığını daha iyi kompaksiyon ve dayanım sağlandığını göstermiştir (Andriolo, 1998). İhtiyaç duyulan agrega kalitesi, dayanım başta olmak üzere SSB'de istenilen özelliklere göre değişir. Agrega seçiminde, kalite kadar dikkate alınan bir kriter de agrega sahasının proje alanına yakınlığıdır. Yani ekonomik olması tercih edilir. MiddleFork Barajı'nda 32 km'deki dere yatağı malzemesi yerine baraj yerindeki bitümlü şeyler (oilshale-marlstone) başarılı bir şekilde kullanılmıştır. Bitümlü şeyl kullanılarak yapılan SSB'da yüksek basınç dayanımları ve yüksek gerilim/basınç dayanımı oranı elde edilmiştir. Güney Karolina'daki Saluda Barajı'nda SSB agregası üretiminde barajın membasında yer alan gnayslardan oluşan kaya malzeme alanı kullanılmıştır (Paul vd., 2009).

Bu çalışmaya konu olan Sarıçay Barajı; Aydın İli Söke, Kuşadası, Davutlar ve Güzelçamlı İlçeleri için içme suyu temin etmek amacıyla inşa edilecektir. Sarıçay Barajı SSB baraj tipinde, talvegden 101 m yükseklikte, gövde dolgu hacmi 1 014 615 m^3 olarak projelendirilmiştir. Sarıçay Barajı'nın gövde betonu inşasında kullanılacak olan agrega malzemesinin, baraj sahası ve çevresinde bulunan gnayslardan karşılanması planlanmaktadır. Bu çalışmada Sarıçay Barajı kesin proje çalışmaları kapsamında belirlenen kaya malzeme alanının jeolojik ve mühendislik özellikleri belirlenerek SSB tipindeki baraj gövdesi kütle beton imalatlarında beton agrega malzemesi olarak kullanılabilme olanakları araştırılmıştır. Kaya ocaklarından alınan örnekler üzerinde agreganın fiziksel ve mekanik özelliklerini belirlemek amacıyla, tane boyu dağılımı, yoğunluk, bağıl yoğunluk ve su emme oranlarının tayini, birim hacim kütle ve boşluk oranı tayini, Los Angeles aşınma kaybı, Sodyum Sülfat don kaybı, kil topakları ve eriyebilir parçacıklar, ince madde oranı tayini ve metilen mavisi deneyleri yapılmıştır. Ayrıca beton karışımları hazırlanarak, taze beton özellikleri, sertleşmiş betonda 7, 28, 90 ve hesaplamalar ile tahmini 180, 270 günlük basınç dayanımı ile yarmada çekme dayanımı tayini yapılmıştır.

2. GENEL JEOLOJİ

Proje alanını da kapsayan Aydın ili civarında, Batı Anadolu'da geniş bir yayılım gösteren Menderes Masifi'ne ilişkin kaya türleri ile masifin çevresinde yer alan kaya birimleri yüzeylenmektedir. Menderes masifi tabandan tavana doğru; Gnays Serisi, Şist Serisi, Mermer ve Kristalin Kalker türleri olarak dizilmektedir. Bölgede gözlenen Neojen yaşlı tortul çökeller bir göl oluşuğudur. Menderes Grabeninin Güney ve Kuzey kenarlarında doğrudan doğruya kristalen serilerin üzerine gelmeleri nedeniyle yaşları Paleozoyik olarak kabul edilen Menderes Masifi ile Neojen çökelleri arasında büyük bir stratigrafik boşluk vardır. Neojen birimler; konglomera, kumtaşı, kiltaşı, marn ve kalker ardalanmasından oluşmaktadır. Bölgede marnlar, Söke İlçesi civarında sert marnokalkerlerden oluşmaktadır (Şekil.1).

Çalışma konusu olan Gnayslar; Menderes Masifi'ne ait çekirdek serilerini oluşturan kaya grubu içinde yer alan gnayslar gözlü ve bantlı gnays olarak tanımlanmaktadır. Meta granit olarak da adlandırılan kayaç çok kaba, belirsiz foliasyon ve iyi gelişmiş lineasyon göstermektedir. Gözlü ve bantlı yapıda olup, gri, alacalı renk tonlarında sert ve dayanımlıdır. Yapraklanma az çok belirgindir. Genellikle yataya yakın ve verev konumda gelişen eklemler kimi yerde açık ve bazı lokasyonlarda da değişik kalınlıkta beyaz renkli kuvars dolguludur. Gözlü yapılarda kuvars yumruları 5-10 cm arasında değişmektedir. Kenar zonları genellikle ince dokuludur ve koyu minerallerce çok fakirdir.

Şekil 1. Çalışma alanı jeoloji haritası.

3. FİZİKSEL VE MEKANİK ÖZELLİKLER

Kaya malzeme alanından alınan (Şekil 2) numuneler üzerinde yapılan deney sonuçlarına göre; ağırlıkça su emme oranları % 0,19 - 0,59, hacimce su emme % 0,49 - 1,56, özgül ağırlık deneyi sonuçları ise 2,652 - 2,687 aralığındadır. Los Angeles aşınma kaybı değerleri 100 devir için % 6,6 - 8,2, 500 devir için %39,5 - 41,7 değerlerini, sodyum sülfat don kaybı değerleri %10,25 -11,42 değerlerini ve serbest basınç dayanımı değerleri 328,7 – 374,9 kgf/cm^2 değerlerini vermiştir (Çizelge 1). Laboratuvar deney sonuçları genel olarak DSİ şartnamelerinde belirtilen tavsiye değerleri içinde kalmıştır.

Şekil 2. Numune alınan kaya malzeme alanını gösteren harita.

Çizelge 1. Gnayslardan alınan kaya blok örneklere ait fiziksel ve mekanik deney sonuçları.

Numune No:	Su İçeriği (Wn)%	Porozite %	Birim Ağırlık g/cm3		Su Emme			Los Angeles Aşınma Kaybı (%)		Sodyum Sülfat Don Kaybı (%)	Serbest Basınç deneyi kgf/cm^2
			Kuru	Doygun	Ağırlıkça %	Hacimce %	Özgül Ağırlık (Gc)	100 Devir	500 Devir		
T-1	0.5	1.4	2.644	2,658	0.53	1.39	2.681	7	39,5	10,25	357,6
T-2	0.4	1.2	2.656	2,667	0.45	1.18	2.687	7,6	40,3	11,07	328,7
T-3	0.2	0.5	2.639	2,644	0.19	0.49	2.652	6,6	39,0	10,51	353,1
T-4	0.4	1	2.628	2,638	0.39	1.02	2.655	8,2	41,7	11,42	363,8
T-5	0.6	1.6	2.643	2,659	0.59	1.56	2.685	6,8	39,7	12,01	374,9

4. AGREGA DENEYLERİ VE DEĞERLENDİRMELER

Gnays kayacından kırılarak hazırlanan agregalar ile yapılan deney sonuçları Çizelge 2'de verilmiştir. Elde edilen agrega fiziksel ve mekanik deney sonuçları limitler içerisinde çıkmıştır. Ancak, Los Angeles aşınma kaybı değerlerinin limitler üzerinde olduğu görülmektedir. Bu durum kayacın laminasyonlu yapı ve mineralojik doku özelliğinden kaynaklanmaktadır. Mineral dizilim hatları arasındaki zayıf zonlardan tanelerin kuvvetli darbe altında birbirinden nispeten daha kolay ayrılması böyle bir deney sonucunu ortaya çıkarmaktadır. Ancak ayrılan tanelerin mineral yapı ve dokusundaki sağlamlık nedeniyle beton dayanım değerleri uygun sonuçlar vermektedir. Agreganın Los Angeles aşınma kaybında görülen bu özelliğin, agrega kırılma değerinin de uygunluğu dikkate alındığında, makul ölçüler içinde kaldığı düşünülmektedir. Benzer deney sonuçları mermerlerin iri kristalli yapılarından dolayı Los Angeles aşınma kaybı deneylerinde de görülmektedir. Ancak bu özellik mermerlerin agrega olarak kullanılmasına engel olmamıştır.

T-3 ve Gnays Kırma 0-5 mm olarak adlandırılan agreganın kırılma yöntemi veya kayaç özellikleri nedeniyle 4 mm elek altında kalan ince agrega içinde 200 # (75 µm) elekten geçen ince malzeme içeriği %10 ve üzerinde tespit edilmiştir. İnce malzeme kırmaya bağlı kaya unu olup, kohezyonsuz özelliğe

sahip olduğu için bu miktar ince malzemenin betonun dayanım değerleri üzerine olumlu katkısı olduğu bilinmektedir. Bu değerin uygun kırıcı seçimi ile istenilirse kontrol edilebileceği ve bir miktar daha azaltılabileceği düşünülmektedir.

SSB türü betonlarda silindirle sıkıştırılma sırasında beton karışımı içindeki agregaların parçalanması istenmediğinden, agrega tanelerinin kuvvet altındaki mukavemet oranını görebilmek için agrega kırılma değeri tayini deneyi yapılmış olup maksimum %30 olan sınırın altında sonuç elde edilmiştir.

Çizelge 2. Agrega fiziksel deney sonuçları.

Numune No	Taneler Arası Boşluklu Birim hacim Kütle ve Boşluk Oranı				Bağıl Yoğunluk ve Su Emme Oranı				200 No'lu Elekten Geçen Miktar		Metilen Mavisi Miktarı	Dona Dayanıklılığın Kimyasal Yöntemle Tayini		Los Angeles Aşınma Kaybı		Agrega Kırılma Değeri Tayini
	İri Agrega		İnce Agrega		İri Agrega		İnce Agrega		İri Agrega	İnce Agrega	İnce Agrega	İri Agrega	İnce Agrega	100 Devir	500 Devir	İri Agrega
	kg/m³	%	kg/m³	%	-	%	-	%	%			%		%		%
T-3	1570	40	1810	31	2,7	0	2,6	1	-	10,7	1,3	4,1	3,9	17,4	58,2	-
Gnays Kırma 0-5 mm	-	-	1780	31	-	-	2,6	1	-	12,4	3,3	-	9	-	-	-
Gnays Kırma 5-15 mm	1580	40			2,7	1			-	-	-	6	-	-	-	-
Gnays Kırma 15-25mm	1540	42			2,7	1			-	-	-	6	-	-	-	29,4
Gnays Kırma 25-50 mm	1660	37			2,7	1			-	-	0,5	6	-	17	54	-

5. TAZE VE SERTLEŞMİŞ BETON DENEYLERİ VE SONUÇLARI

Agregaların performansını beton içinde test etmek üzere hazırlanan beton karışımları gerek taze (Su ihtiyacı, işlenebilirlik, kohezyon ve sıkıştırılabilirlik) ve gerekse sertleşmiş beton özellikleri (basınç dayanımı ve yarmada çekme dayanımı) yönünden araştırılmak üzere incelenmiştir. Bu amaçla farklı agrega oranlarında ve bağlayıcı dozajlarında taze beton deneyleri sonucunda tüm beton karışımlarında ASTM C1170 standardına göre SSB için ideal Ve-Be (modifiye Ve-Be) süresi olan 15 ila 25 s arası değer ancak 150 kg/m^3 karışım suyu ile elde edilmiştir. Birçok uygulamada yaygın olarak SSB tasarımlarında 100 – 150 kg/m^3 karışım suyu miktarları en yaygın olarak kullanılan değerlerdir. Sonuç olarak karışım suyunun normalden daha fazla olması istenilen dayanımın elde edilmesi amacıyla daha fazla bağlayıcı kullanılmasına yol açmaktadır. Agreganın göreceli olarak zayıf olduğu durumlarda beton karışımlarında hangi tip çimento ile puzolanik malzemenin kullanılacağı da önemlidir.

Laboratuvarda yapılan karışımlar için agrega karışım oranları ve en uygun tane dağılımı, SSB betonları için önerilen agrega en büyük boyutuna göre seçilen tüvenan agrega tane dağılım eğrisine (alt ve üst limitler dâhilinde) ve uluslararası bilinen standartlar ve şartnamelerde önerilen ince agrega tane dağılım eğrisine uyacak şekilde belirlenmiştir.
Diğer taraftan 0-5 mm ince agrega için oluşturulan tane dağılım eğrisi ise SSB'de kullanılması önerilen tane dağılımına uyacak şekilde ayarlanmıştır. Agrega karışım oranları, gerek tüvenan ve gerekse ince agrega tane dağılım eğrisine aynı zamanda mümkün olabildiğince uyacak şekilde ve taze beton özelliklerini sağlayacak şekilde ayarlanmışlardır. SSB karışım tasarımlarının tespit edilmesine yönelik olarak yapılan laboratuvar çalışmalarının özeti Çizelge 3'te verilmiştir.

Çizelge 3. Baraj Gövdesi SSB tasarımı için yapılan karışımlar ve elde edilen 7, 28, 90 tahmini 180 ve 270 günlük beton basınç dayanımı, yarmada çekme dayanımı deney sonuçları.

Malzemeler: Agrega, 1 tip ucucu kül, 1 tip priz geciktirici akışkanlaştırıcı katkı: Batıçim Çimento CEM I 42,5r, F sınıfı uçucu kül, orta düzey akışkanlaştırıcı								**Farklı Boyuttaki Numuneler için Basınç Dayanım Sonuçları Mpa**		**Yarmada Çekme Dayanımı MPa**
Numune No	**Toplam Bağlayıcı (Çimento) kg/m³**	**CEM I 42,5R Portland Çimentosu**	**Sugözü Uçucu Külü %30**	**Karışım Suyu Miktarı (%30)**	**Kimyasal Katkı, kg/cm3**	**Etkili Su/ Çimento Oranı**	**Günler**	**(25x50) cm Silindir Numuneler**	**(15x30) cm Silindir Numuneler**	**(15x30) cm Silindir Numuneler**
Sarıçay-1	160	112	48	150	1,6	0,94	7	-	7,8	1
							28	9,7	10,3	1
							90	13,1	14	1,3
Sarıçay-2	160	112	48	150	1,6	0,94	7	-	6,8	0,8
							28	8,3	8,9	1,1
							90	11,2	12	1,5
Sarıçay-3	180	117	63	150	1,8	0,83	7	-	-	-
							28	10,2	10,9	1,2
							90	13,8	14,7	1,6
SB-KG-40-1	150	90	60	130	1,8	0,87	7	-	5	0,6
							28	6,4	6,8	0,9
							90	11,1	11,8	1,5
							180	13,9	14,8	-
							270	16,7	17,8	-
SB-KG-40-2	175	105	70	130	2,1	0,74	7	-	5,1	0,7
							28	6,9	7,4	1
							90	12,4	13,2	1,7
							180	15,5	16,5	-
							270	18,6	19,7	-
SB-KG-40-3	200	120	80	130	2,4	0,65	7	-	7,5	0,9
							28	10,2	10,8	1,1
							90	14,2	15,1	1,9
							180	17,8	18,9	-
							270	21,3	22,7	-
SB-KG-40-6	150	97,5	52,5	130	1,8	0,87	7	-	5,4	0,7
							28	7,6	8,1	1,1
							90	10,2	10,8	1,4
							180	12,7	13,5	-
							270	15,3	16,2	-
SB-KG-40-4	175	113,75	61,25	130	2,1	0,74	7	-	6,3	0,8
							28	8,7	9,3	1,2
							90	13,7	14,6	1,6
							180	17,2	18,3	-
							270	20,6	21,9	-
SB-KG-40-5	200	140	60	130	2,4	0,65	7	-	8	1
							28	11,5	12,2	1,3
							90	15,1	16	1,8
							180	18,8	20	-
							270	22,6	24,1	-

6. SSB İÇİN PERMEABİLİTE DENEY SONUÇLARI

DSİ TAKK Dairesi Başkanlığı Beton Laboratuvarında tasarımları yapılan SSB'lardan alınan numuneler üzerinde 90 günlük permeabilite katsayısı tayinine yönelik deneyler gerçekleştirilmiştir. Elde edilen geçirgenlik katsayıları normal SSB betonlarında beklenilen ve literatürde belirtilen geçirgenlik katsayıları ile benzerlik göstermektedir (Çizelge 4).

Çizelge 4. Baraj Gövdesi SSB tasarımı için yapılan 90 günlük permeabilite katsayısı deney sonuçları.

Numune No	İmal Tarihi	Deney Tarihi	Deney Esnasında Numune Yaşı (Gün)	Geçirgenlik Katsayısı cm/s
Kaya OcağıKırma Gnays 175 Doz-1	20.03.2019	10.05.2019	51	$1,61x10^{-8}$
Kaya OcağıKırma Gnays 200 Doz-1	20.03.2019	10.05.2019	51	$6,56x10^{-9}$
Kaya OcağıKırma Gnays 175 Doz-2	20.03.2019	10.05.2019	51	$9,98x10^{-9}$
Kaya OcağıKırma Gnays 200 Doz-1	25.03.2019	10.05.2019	46	$1,48x10^{-8}$

7. SONUÇLAR

DSİ 21. Bölge Müdürlüğü (Aydın) sınırları içerisinde yapımı planlanan Sarıçay Barajı kesin proje çalışmaları devam etmektedir. SSB baraj tipinde projelendirilen barajın gövde kütle beton imalatında kullanılması düşünülen ve proje sahasında bulunan gnays türü kayaçların beton agregası olarak kullanılabilirliğini araştırmaya yönelik çalışmalar yapılmıştır.

Yapılan agrega fiziksel ve mekanik deneyler sonucunda gnays türü agregaların Los Angeles aşınma kaybı değerlerinin yüksek olduğu ancak diğer deney sonuçlarının limit değerler dahilinde kaldığı tespit edilmiştir. Los Angeles aşınma kaybı deneyi, dalga etkisine maruz kalan riprap malzemelerin, suyun aşındırma etkisine maruz kalan betonlardaki agreganın ve sıkıştırılmış filtre dolgusunun dayanımında önemli bir özelliktir. Malzemenin bu özelliğinden dolayı gövde betonunda bir bozulma beklenmemektedir.

Tane dağılımlarına uygun olarak en optimum karışım oranlarında Sarıçay Barajı için 3 karışım hazırlanmış ve basınç dayanımı ile yarmada çekme dayanımı için (150 x 300 mm) silindir numuneler alınmıştır. Karışımlarda ince malzemenin fazla olması ve özgül yüzey alanının büyük olması nedeniyle ideal Ve-Be süresi olan 15 – 25 s aralığı 150 kg/m^3 karışım suyu miktarında elde edilmiştir. Kırıcı seçimi kayacın bu özellikleri dikkate alınarak yapılmalıdır. Eğer bu durum kırıcılarla sağlanamaz ise, incesi az olan doğal kum-çakıl malzeme ile kırmataş malzemenin 1/2 veya 1/1 oranında karıştırılması, ince malzemenin %10'un altında kalmasını sağlayabilecektir. Bu şekilde karışımdaki su miktarının ve çimento dozajının azaltılması mümkün olabilecektir. Agrega malzemeler ile belirtilen karışımlar yapılabilmiştir. Yapılan karışımlara ait basınç dayanımı ve yarmada çekme dayanımı, birçok düşük-orta dayanımlı SSB'de olduğu gibi elde edilmiştir.

Gnays türü kayaçların doğada geniş ve değişken mühendislik özelliklerine sahip olan malzemeler olduğu bilinmektedir. Bu çalışma içinde verilen deney sonuçları sadece Sarıçay barajı çevresindeki gnayslardan alınan örnekleri temsil etmektedir. Malzeme kalitesinin inşaat aşamasındaki ocak işletmeciliği sırasında her kaya ocağında olduğu gibi malzemenin yatay veya düşey yönlerdeki özelliklerine göre değişebileceği hususu göz önünde bulundurulmalıdır. Gnays türü kayacın agrega olarak kullanılması durumunda malzemenin genel kabul görmüş özellikleri ocak işletmeciliği sırasında arazide, beton kalitesi ise sık sık kalite kontrol deneyleri ile laboratuvarda takip edilmelidir. Uluslararası kabuller SSB barajların yakındaki ekonomik malzeme ile inşa edilmesini ancak bunun için malzeme özelliklerinin ve uygun karışımların tespit edilmesini ve baraj tasarımlarının buna göre yapılmasını önermektedir.

Sarıçay Barajının gövde dolgusunun SSB olarak imal edilmesi ve beton imalatında gnaysların agrega olarak kullanılması yönünde yapılan araştırma sonuçları göz önünde bulundurulduğunda ise çok yüksek dayanım değerleri istenilmedikçe gnaysların kırmataş agrega olarak kullanılmalarında sakınca olmadığı düşünülmektedir.

8. KAYNAKLAR

Andriolo, R.F., 1998. The use of roller compacted concrete. Past - Press, ISSMFE, Sao Paulo, Brazil, 554 p.

Constuction Spesifications for Hydraulic Roller Compacted Concrete, 2000. Industry Standart for P.R. China, DL/T5112-2000. Beijing China Power Electric Press.

DSİ, 2006. SSB Teknik Şartnamesi, DSİ Genel Müdürlüğü, Ankara, 72s.

Engineering Manual, 2000. Roller Compacted Concrete. Manual No. 1110, 2, 2006, US Army Corps of Engineers, Washington, DC,50 p.

Hansen, D.H., Reinhardt, W. G., 1991. Roller Compacted Concrete Dams, McGraw-Hill, 299s.

Paul, C.R., Osterle, J.P., Schrader, E.K., Gaekel, L.R., 2009. Saluda Dam mix design program.

Sürmeli, A.S., 2002. Silindirle Sıkıştırılmış Ağırlık Beton Barajlar ve Bunların Ağırlık Beton Barajlarla Karşılaştırılması, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.

Wang, B., Zhou, J., Chen, G., (20??). Special design requirements for high RCC garvity dams.

Yazıcı, Ş., 2008. İMO İzmir Şubesi Bülteni, Ocak 2008, Sayı:138.

Doğal Afetler
Natural Hazards

Yerel Zemin ve Kaya Koşullarının Derin Kazılardaki İksa Sistemlerine Etkileri

Effects of Local Soil and Rock Conditions on Shoring Systems in Deep Excavations

Süleyman DALGIÇ*, İbrahim KUŞKU

İstanbul Üniversitesi – Cerrahpaşa, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Avcılar, İstanbul
*(*dalgic@istanbul.edu.tr)*

ÖZ: Derin kazılar için yapılan iksa sistemlerindeki aşırı deformasyonlar ve yenilme olayları başlıca yerel zemin ve kaya koşulları ile açıklanabilmektedir. Bu çalışmada, İstanbul da yaygın olarak görülen iksa sistemlerinde görülen aşırı deformasyonların veya göçmelerin nedenleri zemin ve kaya özellikleri bakımından incelenmiştir. İstanbul'da iksa sistemlerinde aşırı deformasyonlar ve zaman zaman göçmeler, çok zayıf kaya kütlesi seviyelerinde, aşırı konsolide kil seviyeleri olan heyelan ve fay zonlarına yakın alanlarda, karstik boşluk içeren kireçtaşlarında, kumlu düzeyler ile dolgu alanlarındaki kohezyonsuz malzemelerde karşılaşılmaktadır.

Anahtar Kelimeler: *Zemin, kaya, derin kazı, iksa, ankraj, göçme*

ABSTRACT: *Excessive deformation and failure in shoring systems to ensure the stability of deep excavations can be mainly explained by effects of local soil and rock conditions. In this study, causes of excessive deformations or failure on shoring systems commonly seen in Istanbul are investigated in terms of soil and rock properties. In Istanbul, excessive deformations and sometimes failures in shoring systems are encountered at very weak rock mass levels, areas near to landslides and fault zones, overconsolidated clay levels, limestone with karstic cavities, sandy levels and cohesionless materials in embankment areas.*

Keywords: *Soil, rock, deep excavation, shoring, anchors, failure*

1. GİRİŞ

İstanbul'un düşey yönde gelişmesi sonucu çok bodrum katlı yapıların inşasına ve dolayısıyla derin temel kazılarına ihtiyaç duyulmaktadır. Derin temel kazılarının yapılabilmesi için ise yaygın olarak fore kazıklı ve öngermeli ankrajlı iksa sistemleri yapılmaktadır. Bu sistemlerde ise derin kazıların dengesini bozan ve stabilite problemlerini ortaya çıkaran en önemli faktör yerel zemin ve kaya özellikleridir. Derin kazılar ve destekleme sistemlerinde başlıca, zemin ve kayanın kohezyonu, içsel sürtünme açısı, elastisite modülü ve yeraltısuyu koşullarının doğru belirlenmesi etkili olmaktadır. Bu hususların belirlenmesi için saha çalışmaları, laboratuvar ve arazi deneylerinin sağlıklı yapılması ile mümkün olmaktadır. Sonraki aşamada dizayn süreci, imalat aşaması ve kontrol sistemin başarılı olması gerekmektedir.

İstanbul da yönetmeliklerde belirtilen Ankraj kök boyları 45+Ø/2 kriterine göre belirlenen aktif zondan en az 3.0 m veya kazı derinliğinin %20 si kadar mesafe (hangisi daha büyükse) geriden başlayacaktır ifadesine uymayan özel zemin ve kaya koşulları bulunmaktadır. Bu alanlar, ana kaya içerisinde çok zayıf kaya koşulların, karstik boşluklu veya dolgulu kireçtaşlarının, aşırı konsolide kil birimlerin, heyelanların, alüvyon içerisindeki fasiyes değişikliklerinden kaynaklanan normal konsolide kil birimlerin, kohezyonsuz özellikteki yapay dolgu birimlerin bulunduğu alanlar ile fay zonlarındaki aşırı gerilme ile ilişkili alanlardır. İksa sisteminin, proje ve kontrol aşamasında yatay deformasyon stabilite kriteri ise, konsol sistemler için nihai kazı derinliğinin en çok % 1'i mertebesinde, yatay destekli sistemler için ise nihai kazı derinliğinin en çok % 0.25 ile % 0.5'i arasında olması istenmektedir (ÇSB, 2018). Çalışmada, bu yerel zemin ve kaya koşullarında, iksa sistemlerinde gerçekleşen deformasyon örnekleri sunulmuştur.

2. DERİN KAZILARDA İKSA DEFORMASYONLARI

Ankrajların taşıma kapasitesine etki eden en büyük unsurlardan biri, ankraj kök bölgesinin etkileşimde olduğu zemin veya kayanın kayma mukavemeti özellikleridir. Değişken yerel zemin ve kaya koşullarına bağlı kök boyu üzerinde etkin olan kaya ve zemin kalitesinde yaşanabilen değişimler ve/veya ankrajların enjeksiyonundan kaynaklanan imalat hataları, beklenen ankraj taşıma kapasitelerinde ciddi düşüşlere yol açabilmekte ve iksa deformasyonları veya yenilmeleri ile karşılaşılmaktadır. Bu çalışmada ise aşağıda daha çok ankraj kök bölgesinde değişken zemin ve kaya koşullarından dolayı karşılaşılan iksalardaki deformasyonlar veya yenilme durumları açıklanmaya çalışılmıştır.

2.1. Çok Zayıf Kaya Kütlesi Koşullarında İksa Deformasyonları

İstanbul'un Paleozoik istifi içerisindeki Trakya formasyonu kaya kütlesi özelliklerine bağlı olarak genellikle 3.0 – 15.0 metreye kadar çok zayıf ve zayıf kaya kütlesi özelliğindedir. Bu formasyondaki çok zayıf-zayıf kayanın kalınlığı, topografik eğimin azaldığı yerlerde artmakta, arttığı yerlerde ise azalmaktadır. Bu istif içerisinde diyabaz ve andezit dayakları ile kesilmiş kiltaşı, silttaşı, kumtaşı (grovak), kireçtaşı ve grafitik şistli tabakalar gibi farklı kaya özellikleri bulunmaktadır.

Trakya formasyonunun bu heterojen yapısı iksa işlerini önemli ölçüde etkilediği görülmüştür (Şekil 1). Özellikle, kayadan çok zemin özelliği gösteren, atmosfer etkisi ile kolaylıkla ayrışan, sağlam kaya tabaklarının arasında yer alarak makaslama zonları oluşturulan, çok zayıf kaya kütlesi özelliğindeki grafitik şistli tabakların, iksa sisteminin güvenliğini önemli ölçüde etkilediği ve kazı ilerleyişini aksattığı görülmüştür.

Trakya formasyonu içerisinde Harbiye dolayında yapılan derin bir iksa çalışmasında, tasarımda ön görüldüğü şekliyle, grafitik şiste rastlanmayan bölgelerde hesaplanan yatay deplasmanların, yerinde ölçülen yatay deplasmanlarla aynı olduğu ve yaklaşık 18 mm mertebesinde ulaştığı görülmüştür. Bunun aksine, grafitik şistli tabakalara rastlanan bölgelerde ise yanal zemin basınçları artarak, 170 mm mertebesinde yatay deplasman oluştuğu görülmüştür (Dayıoğlu, 2010).

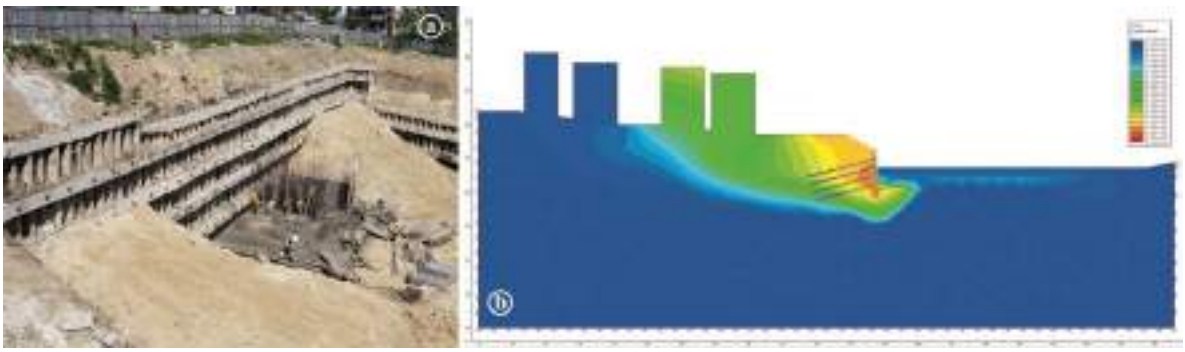
İncelenen başka bir örnekte ise yine hâkim zemin yapısını kumtaşı-sittaşı ve kiltaşı tabakaları oluşturmaktadır. Bu iksa da geçici kazı destek sisteminin ankrajlarla desteklenmiş fore kazıklı sistemden oluştuğu, kazıklı iksa sisteminin bir bölümünün tamamen göçtüğü ve arkasındaki zeminin temel çukuruna kaydığı görülmüştür. Çökme olayında başlıca kiltaşından kaynaklanan çok zayıf kaya koşulları etkili olmuştur (Şekil 1.a). Trakya formasyonundaki ayrışma ile birlikte tabakalanma özellikleri de derin kazı iksa yenilmelerinde etkili olmaktadır. Özellikle kazı çukuruna doğru eğimli yönlerde yanal zemin basınçları artarak iksa yenilmeleri ortaya çıkmaktadır (Şekil 1.b).

Şekil 1. a) Ayrışma ve süreksizlik özelliklerine bağlı, b) kazı alanı yönünde eğimli tabakalanmaya bağlı, iksa yenilmesi.

2.2. Aşırı Konsolide Killerde İksa Deformasyonları

İstanbul da yaygın olarak bulunan Gürpınar ve Güngören formasyonlarındaki aşırı konsolide kil düzeylerinde iksa sistemlerinde yenilmeler görülmektedir. Aşırı konsolide killerde, konsolidasyon oranına bağlı olarak, sükunetteki toprak basıncı normal konsolide killere göre daha yüksek seviyeye ulaşabilmektedir. Bu durum, kimi zaman yanal toprak basınçlarının, düşey basınçlara göre daha yüksek seviyelere ulaşmasıyla sonuçlanmaktadır. Aşırı konsolidasyon oranının göz ardı edildiği ve/veya kayma mukavemeti parametrelerinin gerekli hassasiyette belirlenmediği iksa hesaplarında, yerinde ölçülen deplasmanların, hesaplamalarla belirlenenden çok daha yüksek gerçekleşmesi durumu ortaya çıkmaktadır.

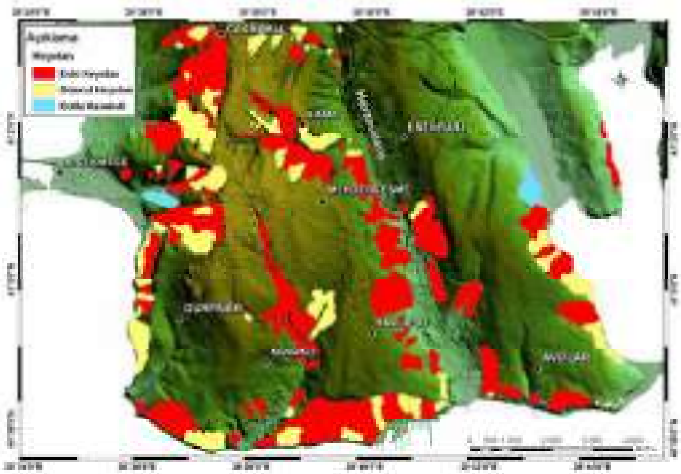
Aşırı konsolide kil içerisinde yapılan iksa çalışması örneğinde, 12 m derinliğinde temel kazısı için 15.95 m ve 14.45 m uzunluklarında fore kazıklı, öngermeli ankraj sistemi uygulanmıştır. Projede, kazık çapları 65 cm, ankraj boyları üstten alta doğru 21 m, 20 m, 19 m ve 18 m. uzunluktadır. Yapılan iksa sisteminde, standartlarda verilen değerlerin üzerinde deformasyonlar ölçüldüğü belirtilmekle birlikte, bir göçme olayı ile karşılaşılmamıştır. Yollarda oluşan çatlaklardan dolayı kazı çukurunun orta kısmına istinat duvarı imalatı ve kazı çukurunun ilk sıra ankraj kotuna kadar doldurulması ile önlem alınmıştır (Şekil 2.a). Geri dolgu ile ortamın statik durum için güvenlik sayısının ise Gs=1.34 seviyesine ulaştığı belirlenmiştir (Şekil 2.b). Bu olayda, aşırı deformasyonların gelişmesinde, ortamdaki aşırı konsolide kil seviyeleri ve bu seviyeler içerisinde su taşıyan kumlu düzeylerin kazı çukuruna doğru hareketi etkili olmuştur.



Şekil 2. a) İksa yapısı önünde perde duvar ve geri dolgu ile önlem ve b) güvenlik durumunun analizi.

2.3. Heyelanlı Alanlarda İksa Yenilmeleri

İstanbul'da iksa sistemlerinde yanal kayma hareketleri genellikle, Gürpınar ve Güngören formasyonuna ait heyelanlı alanlarında yaygın olarak görülmektedir (Şekil 3 ve 4). Burada, heyelanlı zemini karakterize etmeyen parametrelerin kullanılması ve kayma düzleminin belirlenmemesi sonucu, belirlenen kazık çapları, ankraj boyları ve ankrajlar arası mesafeler yetersiz kalmaktadır (Şekil 4.b). İstanbul'da özellikle Küçükçekmece ile Büyükçekmece Gölleri arasındaki aşırı konsolide killerdeki heyelanlı alanlarda yapılan derin kazılarda, iksa sistemlerinde kullanılan ankrajların bir kısmının, kayma kaması içerisinde kalması sonucu, stabilite problemleri ortaya çıkmaktadır (Şekil 4.b). Şev stabilitesi analizleri sonucu hesaplanan güvenliğin (Fs), 1.2 ile 1.3 arası bir değerde olması durumunda, güvenlik değerinin genellikle yeterli olmasına rağmen; kazı çukuru çevresindeki tesisler ile deplasman kontrolünün önemi, kayma mukavemeti parametreleri ve diğer proje şartları sebebiyle güvenlik katsayısında artırıma gidilebilmektedir (FHWA, 1999). Bu nedenle heyelanlı alanlarda projelerde uygulanan güvenlik katsayısının artırılması gerekmektedir. Duman vd. (2004) tarafından hazırlanan heyelan haritasında eski ve güncel olarak belirtilen alanlarda yapılacak iksa çalışmalarında güvenlik katsayının artırılması gerekmektedir. Özellikle bir heyelanlı alanının en kritik kesimi, heyelanlı alanların topuk kısmında yapılan derin kazılardır. Bu alanlarda gerilme yoğunlaşması nedeniyle, derin kazı çukurları aşırı gerilmelere maruz kalmakta ve iksa sistemini etkilemektedir (Şekil 4.b).



Şekil 3. Heyelan yoğunluk haritası (Duman vd., 2004).

İncelenen örnekte, iksa yapılanan alan heyelan alanında kalmaktadır. Bu heyelan düzlemi, zemin etüt raporu, fore kazık ve ankraj uygulama hesabı raporunda gözden kaçmıştır. İlgili projesinde, 15 m. uzunluğunda, akstan aksa 70 cm. aralıklı, 65 cm çaplı iksa sisteminde 5 sıra ön germeli ankrajlar planlanmıştır. Ankrajlar yatayda 210 cm, düşeyde 300 cm aralıklar ile projelendirilmiştir. İksa sistemi projesinde nihai kazı derinliği 15 m olarak verilmiştir. Projedeki en uzun ankrajların uzunluğu 16 metredir. Kazıkların etkilendiği alan yaklaşık 40 m olarak belirlenmiştir. Projede yapılan incelemeler sonunda iksa hesaplarının eksik yapıldığı anlaşılmıştır. Özellikle kazık soketinin olmaması ve ankraj boylarının projeye göre kısa olması kayma kamasının içinde kalması sorun teşkil etmiştir (Şekil 4.c). Ayrıca, iksanın göçen kısmındaki kazıkların arkasındaki zeminin suya doymuş olmasından dolayı (olay mart ayında olmuştur) göçme meydana gelmiştir (Şekil 4.b).

Şekil 4. Heyelanlı alanda yapılan iksa çalışmasındaki göçme.

2.4. Şevli Kazılarda İksa Yenilmeleri

İksa yenilmelerinin bir diğer nedeni ise kazık ve ankraj boyutlarını azaltmak amaçlı, topografik yüzeyde şevli bir kısım bırakılması ve kazık başlığının bu şevin topuk kısmında oluşturulmasıdır. Ancak, bazı durumlarda kazık başlığının üst kısmındaki desteksiz duran şevin hareket etmesi ile kazık başlığında, kazı çukuru yönünde deplasmanlar oluşmakta ve ankraj kuşak kirişleri yenilmektedir. Açıklanan yöntemle, ekonomik bir iksa sistemi planlanmasına karşın, kazık arkasındaki şevin yerel zemin koşullarından kaynaklanan stabilte sorunları yaşanması durumunda, İstanbul'da genellikle Gürpınar ve Güngören formasyonun aşırı konsolide kil birimlerinin bulunduğu alanlarda, bu türden yenilmeler ortaya çıkmaktadır.

İncelenen örnekte sondajlarda kalınlığı 6.0 – 8.5 m olan yer yer kil ara tabakalı kireçtaşı/marn tespit edilmiştir. Bu tabakanın altında kalınlığı 4.5 m–8.0m arasında olan üst kesimleri kireçtaşı tabakalı çok katı siltli kil kesilmiştir. Tüm bu birimlerin altında 4.0 – 6.0 m kalınlığında sıkı-çok sıkı killi, siltli kum tabakası tespit edilmiştir. Kum tabakasının altında ise çok sıkı killi siltli kum/çakıl tabakası tespit edilmiştir. İksa hesaplarında ise 0.0 ile 8.0 m arası kil, 8.0 – 40.0 m arası ise karbonatlı kumlu kil olarak değerlendirilmiştir. İncelenen örnekte, yıkılan iksa sistemi, 87 m uzunluğunda bir hattı

oluşturmaktadır (Şekil 5.a). Kazıklar 0.65 m çapında, 35 cm aralıklı oluşturulmuş, ankraj sistemi ise üsten alta 18.0 m, 16.0 m ve 14.0 m uzunlukları ile üç sıra olacak şekilde seçilmiştir. Yatayla 15^0 açı yapacak şekilde, 2.0 m yatay aralıkta imal edilen ankrajda kök boyları 8.0 m imal edilmiş ve 437.5 kN yük ile test edilerek 350 kN ön germe yükü ile kilitlenmiştir. Ayrıca, iksa sistemi arkası yol kotu 138 m iken, başlık kirişi üst kotu 129.5 m seçilmiş ve 8.5 m lik kot farkı bulunan yol ile iksa arası alanda, 1/1 eğimli şev oluşturularak kazı yapılmıştır. Bu örnekteki çökmenin nedeni, seçilen zemin profili ve zemin değerlerinin, etüt raporu ile iksa hesaplarında birbirinden farklı olması, buna bağlı olarak kazık soketlerinin çok katı kil düzeyinde kalması, ankraj boylarının yetersiz olması ve iksa üst kotunda bulunan yol ile kazıkların yapıldığı üst kota kadar 8.5 metrelik bir kütlenin kayarak kazık başlığına, hesaplanandan farklı bir şekilde, ek yük oluşturması etkili olmuştur.

Şekil 5. a) Kazık üst kotunda şev yenilmesi ile iksa yenilmesi, b) üst kottan görünüşü ve c) kazının yenilen dizayn ile imalatı.

2.5. Karstik Boşluklu Alanlarda İksa Deformasyonları

İstanbul'un batısında, Kırklareli ve Bakırköy formasyonuna ait kireçtaşı, marn ve kiltaşı ardalanmalarının bulunduğu alanlarda zaman zaman karstik boşluklar ve karstik dolgular ile karşılaşılmaktadır. Bu kesimlere denk gelen ankraj kök bölgelerinde yeteri kadar enjeksiyon işlemleri yapılamadığı durumlarda, ankrajların taşıma gücü ile ilgili sorunlar olabilmektedir.

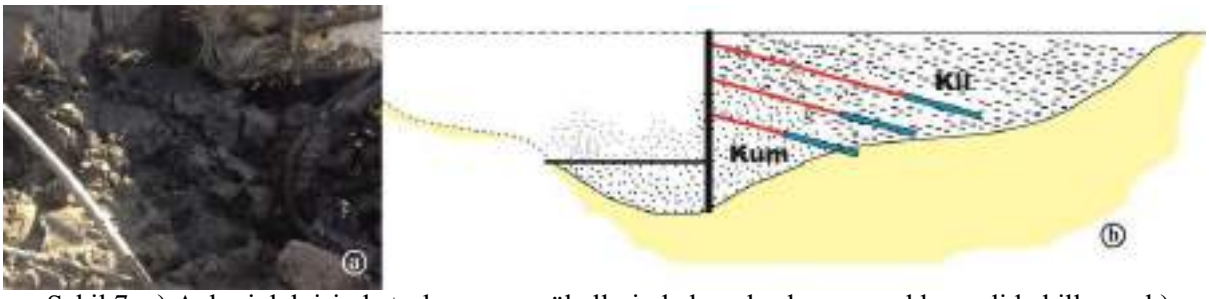
Şekil 6. Kireçtaşlarındaki karstik boşluklar ve dolgular.

2.6. Normal Konsolide Killerde İksa Deformasyonları

İstanbul'da vadi ağızlarında ve koylarda sıkça rastlanan alüvyonlar genellikle normal konsolide, yumuşak killer ile gevşek kum ve çakıllardan oluşmuştur. Açılan ankraj cidarları kendini tutamadığı için hemen hemen her seviyesi muhafaza borusuyla techiz edilmektedir. Sedimanları temizlemek için devir daim suyuna bentonit karıştırılmakta veya muhafaza borusu uygulaması yapılmaktadır. Bu ankraj maliyetleri üzerinde en büyük etki muhafaza borusu yerleştirilmesidir. Ankraj imalatının herhangi bir aşamasında, kök bölgesinde oluşmuş olan herhangi bir yıkıntı ise ankrajların taşıma kapasitesini olumsuz şekilde etkilemektedir. Proje yükünü taşıyamayan ankrajlar, sistem güvenliğini tehlikeye atmamak amacıyla iptal edilerek yeniden imal edilmektedirler. Bu durum, hem iş programı hem de maliyet açısından olumsuz bir sonuç doğurmaktadır. Son yıllarda ise alüvyon gibi düşük

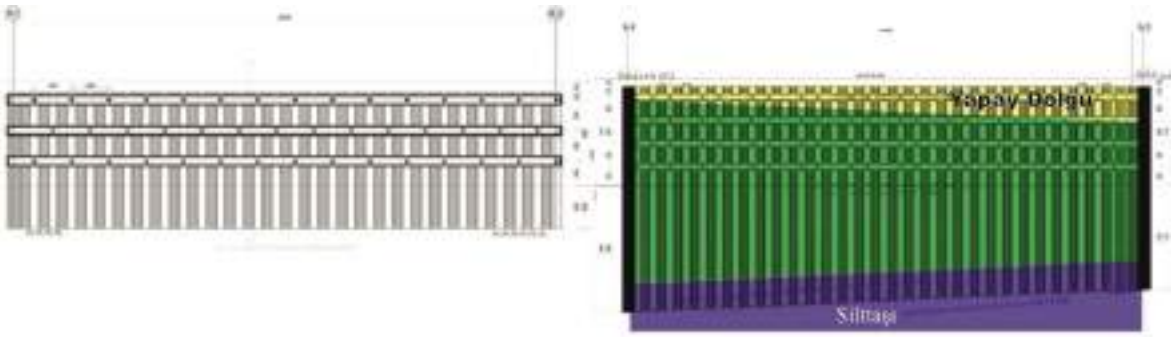
mukavemet parametrelerine sahip zeminlerde, geleneksel öngermeli ankrajlar kullanılması yerine tek delgili çok köklü ankrajların kullanılmasının daha uygun bir çözüm olduğu görülmektedir (Eyüboğlu, 2018).

Derin kazılarda karşılaşılan diğer bir sorunda, ankrajların incelenen parselin dışına doğru yapılması nedeniyle ortaya çıkmaktadır. Çoğu projede, parsel dışında araştırma durumu bulunmamakta veya bu durum göz ardı edilmektedir. Özellikle alüvyal zemin ortamlarında yanal olarak farklı zemin türü ortaya çıkabilmektedir. Nitekim, Şekil 7'de görüleceği gibi fasiyes değişikliği ile normal konsolide kil düzeyleri ile karşılaşılmış ve bu durumda ankraj kökleri oluşturmakta zorluklar yaşanmıştır.



Şekil 7. a) Ankraj delgisinde taşkın ovası çökellerinde karşılaşılan normal konsolide killer ve b) temsili jeoloji kesiti.

Genel olarak, derin iksa kazılarda alüvyonun durum yeteri kadar dikkate alınmadan iksa projeleri hazırlanmakta, bu durum ise kazı sonrasında iksa sisteminin güvenirliğini azalmaktadır. Bu konuda bir başka örnek alanında ise sondaj verilerine göre 22.0 m kalınlığa ulaşan normal konsolide kil ve altında devam eden Trakya formasyonuna ait birimler bulunmaktadır. Temel kaya dikkate alınmadan hazırlan iksa kesiti ile temel kaya dikkate alınarak hazırlanan iksa kesiti Şekil 8'de sunulmuştur. Bu alanda, Trakya formasyonu üst kotları kullanılarak hazırlanan jeolojik kesit ile revize edilen iksa projesi başarılı şekilde uygulanmış ve kazı çalışmaları gerçekleştirilmiştir.



Şekil 8. a) Jeolojik yapı dikkate alınmadan ve b) dikkate alınarak hazırlanan iksa sistemi kesiti.

2.7. Kohezyonsuz Zeminlerde İksa Deformasyonları

İstanbul'daki zemin etüt sondajlarının birçoğunda kohezyonsuz özellikte dolgu malzemeleri kesilmektedir. Özellikle, Haliç civarında yapılan sondajlarda 30 metreye yakın dolgu malzemesi bulunmaktadır. Dolgu zeminlerin bulunduğu alanlarda, iksa arkasında yer alan bu birimin eğimi arttıkça yanal toprak basınçları da artmaktadır (Tchebotarioff, 1951). Eğimli İstanbul Paleozoyik istifinin çukurluklarında dolgu zeminlerde eğimli olarak yoğun olarak izlenir. Yanal toprak basıncı artışlarının iksa sistemi üzerindeki olumsuz etkisinin yanı sıra bazı durumlarda ankrajların dolgu içerisinde kalması gibi durumlar sorunlara neden olmaktadır (Şekil 10.b).

İncelenen örnekte, 18 m dolguya sahip sahada yaklaşık 300 m boyunda bir iksa sistemi teşkil edilmiştir (Şekil 9.a). Bu iksa sisteminin imalatı tam anlamı ile tamamlanmamış olsa da, son aşamalarına ulaştığı bir noktada yaklaşık 200 m boyunda bir kısmında göçük yaşanmıştır (Şekil 9.b, Şekil 9.c). Göçük yaşanan sahada, kazı içine akmış gözle görülen malzemenin hemen tamamının dolgu

ve kısmen çok ayrışmış kaya birimlerinin bulunduğu belirlenmiştir. Bu örnekte; iksa sistemi en üst kotta 5 m yüksekliğinde istinat duvarı ve temelinde 120 cm çaplı 28 m boyunda fore kazıklar, ikinci kademede ise 120 cm ve 100 cm çaplı sırasıyla 19 m ve 23 m boyunda fore kazıklardan oluşmaktadır. İksa sistemi pasif ankrajlar ile oluşturulmuş ve üst kotta inşa edilen perde duvar arkası, perde üst kotuna kadar doldurulmuştur. Bu dolgu tüm iksa sistemi üzerine ilave bir yük getirmiştir. Göçük olayı yağışlı mevsimde meydana gelmiş olup, yağışlar dolayısı ile hem güncel, hem de daha eski dolgular içine süzülen suların yarattığı ilave basınçlar ve buna bağlı dayanım kayıplarının göçük olayında etken olduğu düşünülmüştür. İksa projelerinde drenaj önlemlerine yönelik bir önleme rastlanmamıştır. Göçük sonrası açığa çıkan bazı pasif ankrajlarda, enjeksiyon işlemlerinin tam anlamı ile yapılmadığı görülmüştür.

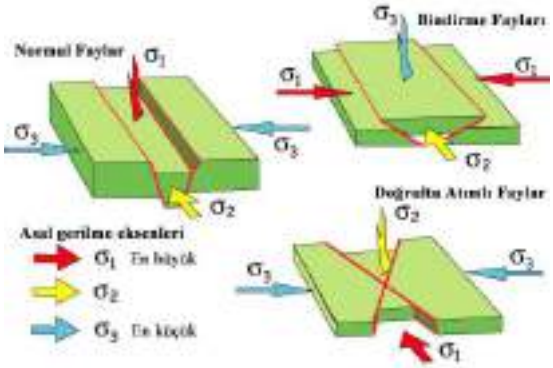
Şekil 9. Dolgu zeminin eğimi arttıkça yanal toprak basınçlarının artması sonucu iksa yenilmesi örneği.

Kohezyonsuz zeminlerde iksa deformasyonlarına yönelik diğer bir örnek ise iksa hesaplarında yapay dolgu 0.50 m olarak ve içsel sürtünme açısı $Ø=30^0$ alınarak iksa hesaplamaları yapılmış olan Haramidere bölgesinde yapılan bir derin kazı örneğidir. İksa sisteminde 65 cm çaplı 19.50 m uzunluğundaki fore kazıklar, ara uzaklıkları akstan aksa 85 cm olacak şekilde inşa edilmiştir. İksa sisteminde 5 sıra ankraj oluşturulmuştur. Hafriyat kazısı nihai kazı kotlarına yakın bir seviyedeyken göçen iksa sistemi yaklaşık 75 m uzunluğunda olup çevresinde tekrar araştırma sondajı yapılmış ve sondaja göre yüzeyden ilk 9.0 metreye kadar dolgu malzemesi saptanmıştır. Sondajda 9.0 m ile 16.50 m arası az çakıllı, yer yer kum arabantlı bej-kahverengi gevşek-orta kat siltli kil kesilmiştir (Şekil 10). Göçme öncesi ve sonrasında ölçülen deformasyonlar, 1. günde 5 cm, 2. günde 15 cm, 3. günde 1.5 m.dir (Şekil 10.a). Bu alanda, yapay dolgu kalınlığının yanlış belirlenmesi, iksa gerisinde bulunan yoldan dolayı hareketli yüklerin, yeraltı suyunun olması, ankraj kuşak sayısının ve ankraj boyunun yetersiz olması göçme olayında etkin olmuştur (Alkaya ve Yeşil, 2011).

Şekil 10. Üst sıra ankrajların dolgu içerisinde kalması sonucu gelişen iksa sistemi yenilmesi (a: Alkaya ve Yeşil, 2011).

2.8. Fay Zonlarında İksa Deformasyonları

Fay zonlarında oluşan asal gerilme yönleri Şekil 11'de gösterilmiştir (Butler, vd., 2009). Bu tür fay zonlarına yakın alanlarda yapılacak derin kazı projelerinde, asal gerilme yönlerinin ve gerekli gerilme yoğunlaşmalarının dikkate alınması gerekmektedir. Özellikle ters ve bindirme türü faylar iksa kazıları için daha tehlikeli olmaktadır.



Şekil 11. Faylar ve asal gerilme eksenleri (Butler, vd., 2009).

Fay yakınlarında bulunan bir derin kazı alanında 2 m – 3 m kalınlıkta güncel dolgu ile orta katı kıvamlı killi seviyeleri yeralmaktadır. Bu alandaki kil zeminler, aşırı konsolide, yüksek plastisitelidir. Tabaka eğim yönleri ise fayın etkisi ile kazı yönü doğru konumlanmıştır. Sondajlarda yeraltı suyu yüzeyden 2.0 m aşağıdadır. Alanda, yaklaşık 11 m derinliğinde kazı yapılmıştır (Şekil 12.a). Kazıyı desteklemek için hazırlanan iksa projesi 4 sıra ankrajdan oluşmaktadır. Ancak arazide uygulamada ilk iki sıradaki ankraj yapılmış, kazının alt yaklaşık 6.5 m.lik kesiminde projede belirtilen ankrajlar imal edilmemiştir. Oluşan yanal yükler kazı tabanı altında 2.5 m soketi bulunan 65 cm çapındaki fore kazıklarla desteklenmeye çalışılmıştır. Destek yapısında göçme gerçekleşmemesine karşın, yapının çevresindeki 15 cm'ye varan oturmalar, yeraltı suyunun uzaklaşması sonucu, çoğunlukla güncel dolguda gerçekleşen oturmalardan kaynaklanmaktadır (Şekil 12.b). İksa sistemi hesaplarında, faya yakın konumunda dolayı değişen asal gerilme yönlerinin göz ardı edildiği belirlenmiştir.

Şekil 12. a) Fayının etkisi altında kalan bir iksa çalışması ve b) yapı çevresinde deformasyonlar.

2.9. Yüzey ve Yeraltı Suyuna Bağlı İksa Deformasyonları

İksa yenilmelerinin genellikle yağışlı dönemde olduğu görülmektedir. Bu durumda, birincil etken olarak zeminin birim hacim ağırlığının artması ve kayma mukavemeti parametrelerinin azalmasıdır. Bir diğer etken ise özellikle az tutturulmuş kum düzeyler ile dolgu zemin koşullarının bulunduğu alanlarda, kazı çukuruna yeraltı suyunun hareketiyle, beraberinde malzeme taşınımıdır (Şekil 13). Bu malzeme taşınımı ile iksa arkasında bulunan zeminde artan boşluk oranı sonucu, kazı çevresindeki komşu bina temellerinde, kaldırımlarda ve yollarda deformasyonlar meydana gelebilmektedir (Şekil 13). Ayrıca, su hareketinin yoğun olarak gerçekleştiği alanlarda, ankraj enjeksiyon çalışmaları yeteri kadar başarılı olamamaktadır.

Şekil 13. a) Yeraltı suyunun gelişi ile kazı içine malzeme taşınımı, b) malzeme taşınımı ile artan deformasyonlar sonucu önlem amaçlı geri dolgu uygulaması.

3. SONUÇ ve ÖNERİLER

İstanbul'un yerel zemin ve kaya koşullarına bağlı ankraj kök boyu üzerinde etkin olan değişimler ya da bazı durumlarda imalat sebebi ile yaşanabilen hatalar, beklenen ankraj taşıma kapasitelerinde ciddi düşüşlere yol açabilmekte ve iksa sistemlerinde aşırı deformasyonlar veya yenilme olayları ile karşılaşılmaktadır. Trakya formasyonunda, çok zayıf kaya kütlesi ile kiltaşı düzeylerinde, dayk kontak zonlarında, grafitik şist düzeylerinde ve fay zonlarında, genel formasyon yapısından farklı olarak düşük kayma mukavemeti parametresi değerleriyle karşılaşılmaktadır. Kireçtaşlarında ise karstik boşluklar, ankraj kök bölgelerinin enjeksiyonlarında, bu boşluklardaki dolgu ise taşıma kapasitesinde olumsuz yönde etkili olmaktadır. Zemin özelliğindeki Gürpınar ve Güngören formasyonlarındaki aşırı konsolide killerde karşılaşılan eski ve güncel heyelan sahalarındaki düşük kayma dayanımı ise iksa hesaplarında yeteri kadar dikkate alınmamaktadır. Alüvyal alanlardaki normal konsolide kil düzeyleri ve bu alanlardaki fasiyes değişiklikleri sonucu ortaya çıkan düşük seviyede farklı kayma dayanımı değerleri, iksa sistemlerinde karşılaşılan aşırı deformasyonlarda etkili olmaktadır. İstanbul'da yaygın olarak bulunan dolgu zeminin heterojen yapısı ve buna bağlı kayma dayanımı değerlerindeki değişimler ile eğimli yapısından kaynaklı yanal toprak basıncındaki beklenenden fazla artışlar da iksa sistemlerinde olumsuz etkileriyle sorunlar yaşanmasına neden olmaktadır. Ayrıca, fay zonlarına yakın kesimlerde, gerilme yoğunlaşması ve asal gerilme yönü değişimlerinin dikkate alınmaması durumunda, iksa sistemlerinde sorunlarla karşılaşılmaktadır. Yeraltı suyunun olumsuz etkisi, özellikle, Gürpınar, Çukurçeşme ile Güngören formasyonun kumlu düzeylerinde, kazı içine malzeme taşınımıyla sonuçlanmakta, iksa gerisinde boşluk oranını arttırmakta ve çevre yapılarda deformasyonlara, kimi zamanda iksa sistemi elemanlarında yenilmelere neden olmaktadır. Bu olayın aksine, iksa sistemi gerisinde mevsimsel olarak gelişen ve drene olamayan tünek su düzeyleri oluşumu göz önüne alınmadığında ise bu dayanma yapılarında, yanal toprak basınçlarını beklenenden fazla düzeye taşımakta ve aşırı deformasyonlara neden olmaktadır.

Derin kazılarda iksa sistemi projelendirmesinde, yerel zemin ve kaya koşullarının, hem kazı alanı hem de destek sistemi gerisinde ayrıntılı bir şekilde ortaya konulması, jeoteknik düzeylerin üç boyutta yayılımının yüksek hassasiyette tespiti ve drenaj koşullarının doğru tanımlanması gerekmektedir. Bununla birlikte, Trakya formasyonun yayılım gösterdiği alanlarda tabakalanma ve eğim yönü göz ardı edilmemeli, Gürpınar, Çukurçeşme ve Güngören formasyonları kumlu, yapay dolgu alanlarında ise gevşek düzeylerin, suyla taşınımının önlenmesi amacıyla fore kazık ara mesafeleri mümkün olan en kısa mesafede seçilmelidir.

Çalışmada, iksa sistemi üst kotunun şevli kazı ile planlanarak, uygulama maliyetinin düşürülmesi amaçlanan projelerde, şev kütlesinin oluşturduğu ilave basınçların yeteri kadar dikkate alınmadığı belirlenmiştir. Aşırı konsolide kil birimlerin bulunduğu alanlarda ise aşırı konsolidasyon oranının çoğu zaman göz ardı edildiği ve bu alanlarda yanal toprak basıncının, düşey toprak basıncından büyük değerlere ulaşabilmesi durumunun hesaplarda değerlendirilmemesi sonucu, sorunlarla karşılaşıldığı yaygın olarak görülmüştür. İstanbul'da özellikle Gürpınar, Çukurçeşme ve Güngören formasyonun yayılım gösterdiği alanlarda yapılan iksa çalışmalarındaki aşırı konsolidasyon oranı ve şev etkisine yönelik araştırmalarda gerekli hassasiyet ön planda tutulmalıdır.

Derin kazılarda iksa sistemlerinin hemen hemen tümünde, fore kazık hattı parsel sınırında konumlandırılmakta ve böylelikle ankraj elemanları parsel dışında konumlanacak şekilde planlanmaktadır. Ancak, bu çalışmada, hemen hemen tüm projelerde, araştırmanın yalnızca parsel içinde yapıldığı görülmüş olup, yerel zemin ve kaya koşullarının kısa mesafelerde değişebildiği alanlarda, iksa sistemi stabilitesinde birinci derecede etkin ankraj kök bölgelerinin bulunduğu birimlerin özelliklerinin gerekli hassasiyette ortaya konulmadığı saptanmıştır. Bu durumun olumsuz etkileriyle, sıklıkla, eski çukur alanların üzerinde oluşturulan dolgu alanlarda ve yanal fasiyes değişiklinin bulunduğu bölgelerde karşılaşılmaktadır.

4. KAYNAKLAR

Alkaya, D., Yeşil, B., 2011. Evaluation of a collapsed anchored bored pile retaining system by using finite elements method. International Journal of the Physical Sciences Vol. 6(25), pp. 6009–6024. DOI: 10.5897/IJPS11.532.

Butler, R., Casey, M., Lloyd, G., McCaig, A., 2009. Teaching Resources in Structural Geology: Faults, Earth Sciences University of Leeds. http://www.see.leeds.ac.uk/structure/faults/stress/stress.htm

Dayıoğlu, M., 2010. Derin Kazıların İncelenmesi ve Derin Kazı Uygulaması Üzerine Bir Örnek: Harbiye Kongre Merkezi Derin Temel Kazısı. İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Duman, T.Y., Keccer, M., Ateş, S., Emre, O., Gedik, İ., Karakaya, F., Durmaz, S., Olgun, S., Şahin, H., Gökmenoğlu, O., 2004. İstanbul Metropolü Batısındaki (Küçükçekmece-Silivri-Çatalca Yöresi) Kentsel Gelişme Alanlarının Yerbilim Verileri, MTA, Özel yayın serisi 3, 249.

Eyüboğlu, F., 2018. Geoteknik Mühendisliğinde Özel Ankrajlar. İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

FHWA., 1999. Geotechnical Engineering Circular No.4: Ground Anchors and Anchored Systems, U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration, Publication No: FHWA-IF-99-015, Washington DC, USA.

ÇŞB, 2018. Kazı Güvenliği ve Alınacak Önlemler, T.C. Çevre ve Şehircilik Bakanlığı Genelge: 2018/10.

Tchebotarioff, G.P., 1951. Foundations, Retaining and Earth Structures, McGraw-Hill, New York.

Büyük Menderes Havzasının Mantıksal Regresyon Yöntemi ile Heyelan Duyarlılık Değerlendirmesi

Landslide Susceptibility Assessment of the Büyük Menderes Watershed Using Logistic Regression Method

Senem TEKİN*, Tolga ÇAN

Çukurova Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Balcalı, Adana
*(*senemtekin01@gmail.com)*

ÖZ: Büyük Menderes nehri havzası, yaklaşık 26000 km^2 ile Batı Anadolu'nun en büyük havzasını oluşturmaktadır. Havzada toplam alanı 210 km^2 ve ortalama heyelan alanı 0.25 km^2 olan, 700'e yakın heyelan bulunmaktadır. Bu çalışmada, veri güdümlü yöntemlerden Mantıksal regresyon yöntemi kullanılarak heyelan duyarlılık değerlendirmesi gerçekleştirilmiştir. Heyelanları hazırlayıcı faktörler olarak jeoloji, sayısal yükseklik modeli, yamaç eğimi, topoğrafik nemlilik indeksi, pürüzlülük indeksi, teğet, kesit ve düzlemsel yamaç eğrisellikleri, drenaj ağı ve aktif faylara olan uzaklık haritaları göz önünde bulundurulmuştur. Duyarlılık analizlerinde, heyelanlar % 80 analiz, % 20 doğrulama veri seti olarak rastgele seçim yöntemi ile ayrılmıştır. Heyelan duyarlılık haritasının performansı başarı-tahmin eğrisi ve alıcı işletim karakteristik eğrisi altında kalan alan ile değerlendirilmiştir. Alıcı işletim karakteristik eğrisi altında kalan alan 0,904 olarak bulunmuştur. Heyelan duyarlılık haritasının % 29'unun, havza içerisindeki heyelanların ise % 82'sinin yüksek ve çok yüksek duyarlı alanlarda yer aldığı, haritanın yüksek kestirim kapasitesine sahip olduğunu göstermektedir.

Anahtar Kelimeler: Büyük Menderes havzası, heyelan duyarlılık, mantıksal regresyon.

ABSTRACT: *Büyük Menderes river basin is the largest drainage basin in the Western Anatolia with approximately 26000 km^2. The study area has been involved almost 700 landslides, extending over 210 km^2 with mean landslide area of 0.25 km^2. In this study, landslide susceptibility assessment was carried out by using logistic regression method that is one of the data driven methods. Geology, digital elevation model, slope, topographic wetness index, roughness index, plan, profile and tangent curvatures, proximity to the active faults and rivers were used as landslide conditioning factors. In susceptibility assessments, landslides were separated by 80 % analysis and 20 % validation data set by random selection method. The performance of the landslide susceptibility map was assessed by the prediction-success and the area under the receiver operating characteristic curves. The area under the receiver operating characteristic curve was found 0.904. The susceptibility map has high perediction rate inwhich high and very high susceptible zones correspond to 29 % of the study area including 82 % of the recorded landslides.*

Keywords: *Büyük Menderes watershed, landslide susceptibility, logistic regression.*

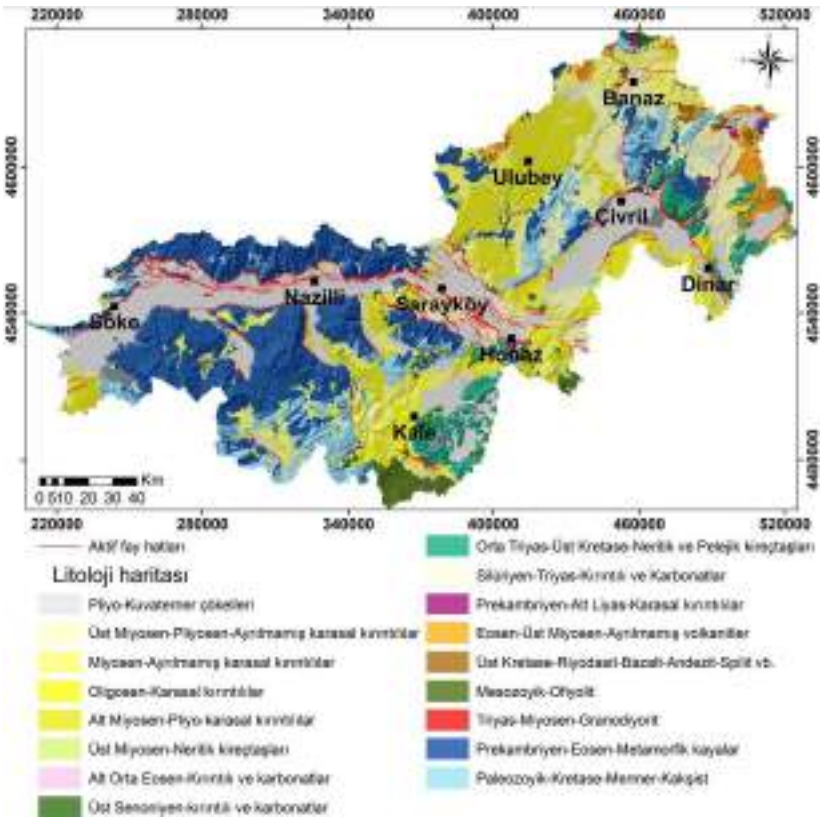
1. GİRİŞ

Heyelan, deprem ve taşkın gibi doğa olayları, yerleşim alanlarını ve insan yaşamını olumsuz etkileyerek afete dönüşmektedir. Ülkemizde çeşitli iklim özellikleri, jeomorfolojik ve jeolojik yapı nedeniyle büyük can ve mal kaybına yol açan heyelanlar sıklıkla meydana gelmektedir. Bölgesel ölçekte heyelan süreçlerinin doğru anlaşılmasına ve arazi kullanım planlama çalışmalarında, heyelan duyarlılık haritaları önemli katkı sağlamaktadır. Büyük Menderes havzası, Ege Bölgesi'nde 37° 12"- 38° 40" kuzey enlemleri ile 27° 15"- 30° 15" batı boylamları arasında yer almaktadır. Büyük Menderes nehri, batı Anadolu'da Dinar İlçesi (Afyon) yakınlarında başlayıp, Söke Dipburun bölgesinden Ege Denizi'ne akmaktadır. Havza, kuzeyden Samsun Dağı, Cevizli Dağı, Elma Dağı ve Murat Dağı, doğudan Sandıklı Dağları, güneyden Madran Dağı, Babadağ ve Bozdağları ile sınırlandırılmaktadır. Havza alanı yaklaşık olarak 26.000 km^2 olup, Türkiye yüzölçümünün % 3.2'sini oluşturmaktadır. Havzada Uşak, Denizli ve Aydın il merkezleri ve bunlara ait toplam 39 ilçe merkezi bulunmaktadır (Şekil 1). Bu çalışmada, Büyük Menderes havzasında, mantıksal regresyon yöntemi kullanılarak heyelan duyarlılık çalışması gerçekleştirilmiştir.

Şekil 1. Çalışma alanına ait yer bulduru haritası.

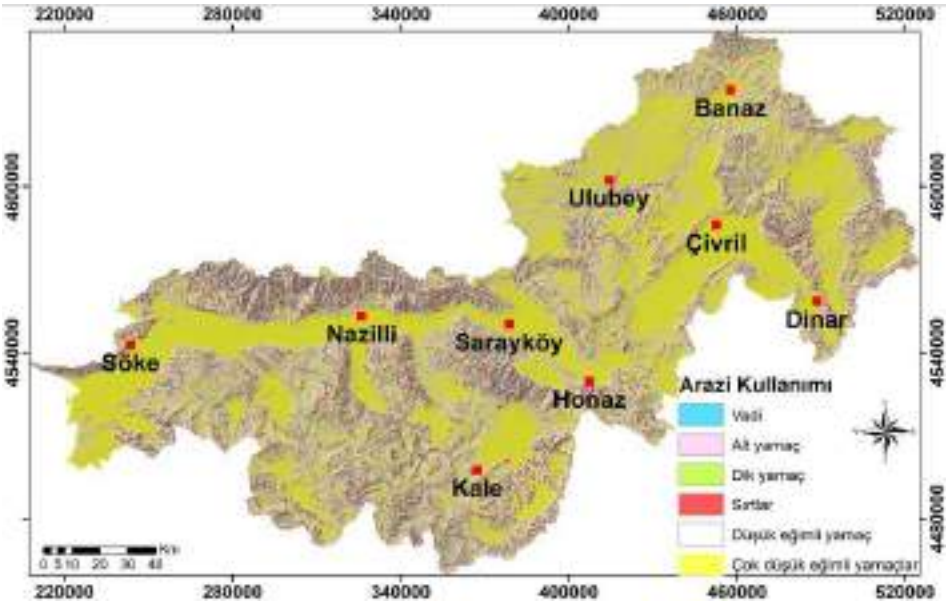
2. ÇALIŞMA ALANI

Çalışma alanı jeolojik olarak Konak (2002) ile Konak ve Şenel (2002) tarafından, MTA Genel Müdürlüğü 1:500,000 ölçekli Denizli ve İzmir paftaları içerisinde yer almaktadır. Heyelanların bölgesel jeoloji içerisinde değerlendirilmesine olanak sağlamak amacıyla, Duman vd., (2009a, b) tarafından benzer köken, yaş ve ortam gibi temel özelliklerin göz önünde bulundurulduğu litoloji grupları kullanılmıştır (Şekil 2). Batı Anadolu genişlemeli tektonik rejimi etkisi altında bulunan havzada yer alan çok sayıda aktif fay zonu nedeniyle ülkemizde sismik aktivitenin en yüksek olduğu bölgeler arasında yer almaktadır (Şekil 2).

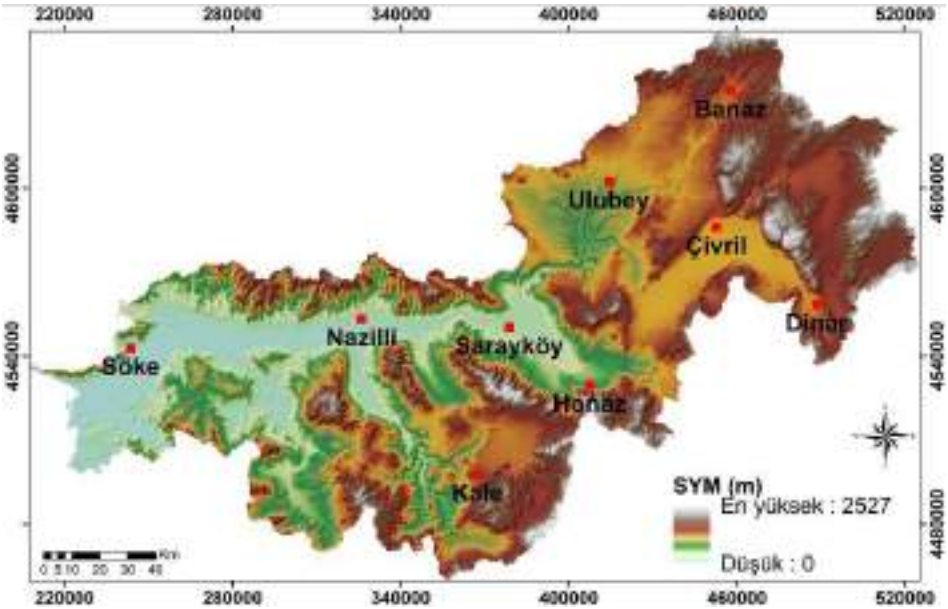


Şekil 2. Aktif fay hatları (Emre vd., 2018'den) ve Litoloji Haritası (Konak 2002, Konak ve Şenel, 2002).

Arazi yapı haritası, topoğrafik durum indeksi kullanılarak Jenness (2006)'ya göre hazırlanmıştır (Şekil 3). Buna göre havzanın, % 3.99'u küçük drenaj sistemlerinin oluşturduğu vadi, % 20.50'si alt yamaç, % 13.22'si dik yamaç, %9.85'i sırtlar, %15.51'i düşük eğimli yamaç ve % 36.93'ü Menderes nehri ana ve yan kollarının oluşturduğu çok düşük eğimli ova sınıflarında yer almaktadır. Çalışma alanına ait Sayısal Yükseklik Modeli olarak AsterGDEM, 100m mekansal çözünürlüğe çevrilerek kullanılmıştır (Şekil 4).

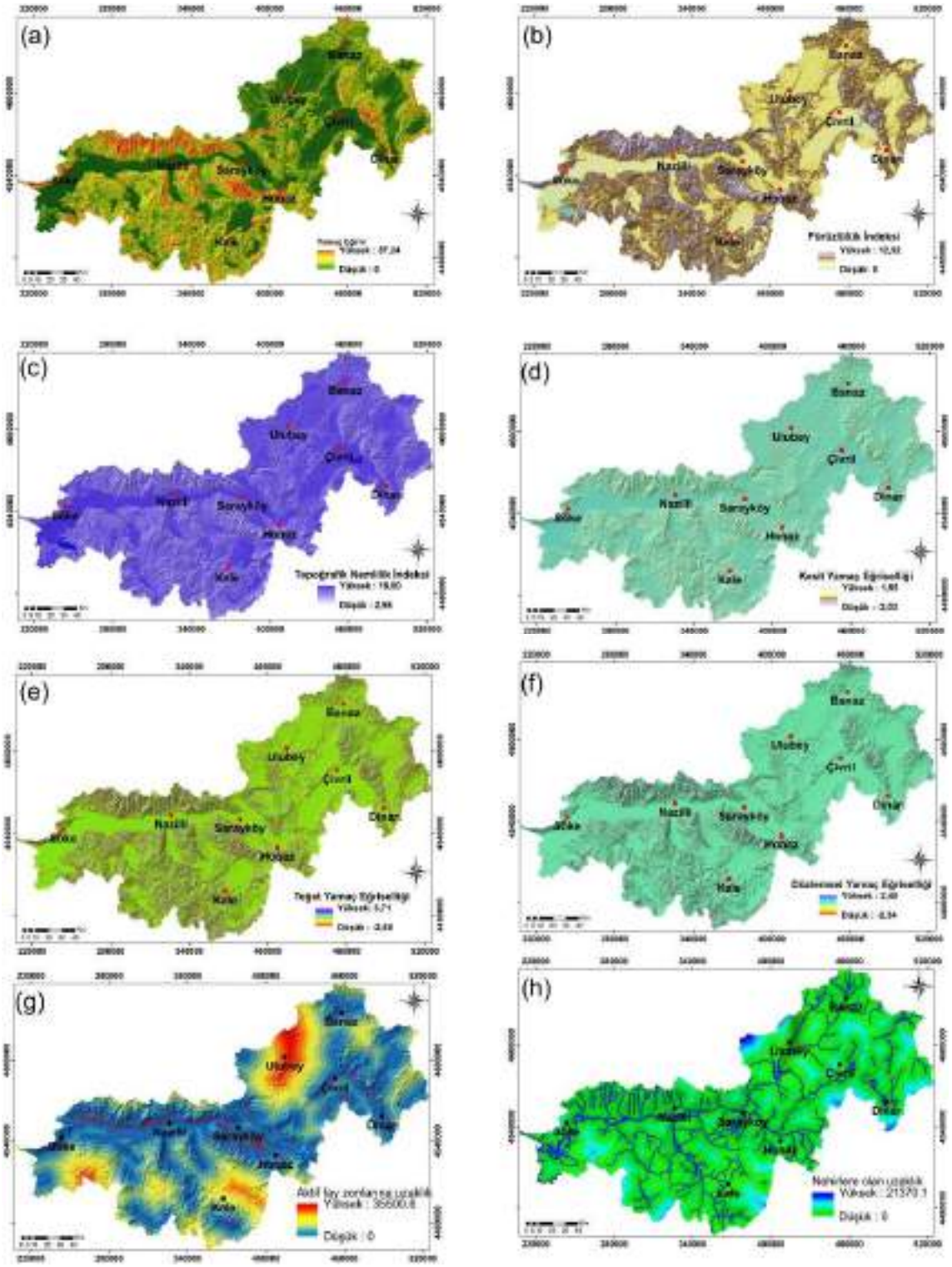


Şekil 3. Büyük Menderes Havzası Arazi Kullanımı haritası.



Şekil 4. Sayısal Yükseklik Modeli.

Sayısal yükseklik modeline göre ortalama yükseklik değeri 800 m olup, Honaz ve Kale arasında kalan bölge ile havzanın kuzeydoğu bölümünü oluşturan Banaz-Dinar arasında kalan bölgelerde yükseklikler 2500 m'nin üzerine ulaşmaktadır. Diğer çevresel değişkenler olarak yamaç eğimi, pürüzlülük indeksi, topoğrafik nemlilik indeksi, yamaç eğrisellik parametreleri olan kesit, teğet ve düzlemsel yamaç eğrisellikleri ile aktif faylara ve nehirlere olan uzaklık parametreleri heyelan duyarlılık değerlendirmelerinde kullanılmıştır (Şekil 5).

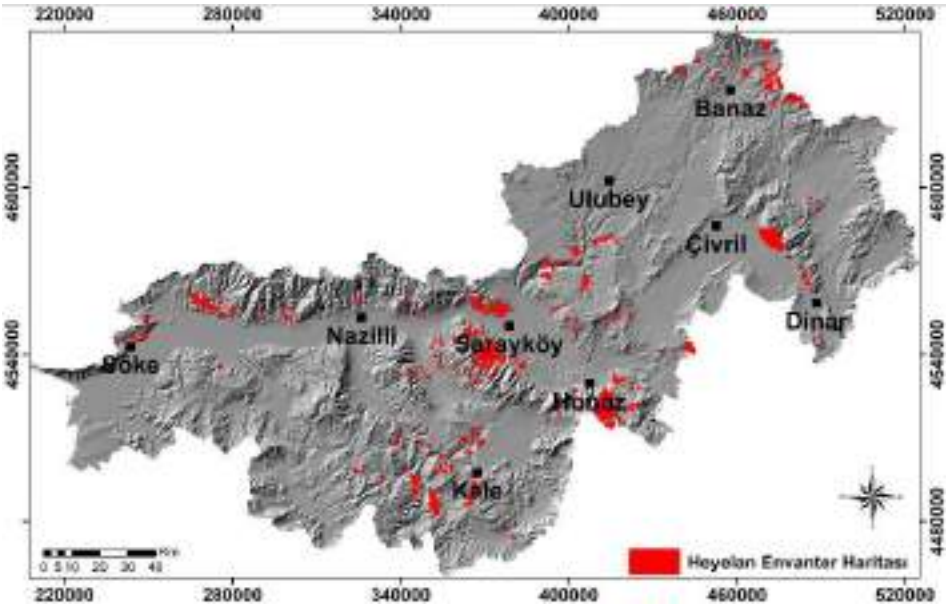


Şekil 5. Yamaç eğimi (a), pürüzlülük indeksi (b), topoğrafik nemlilik indeksi (c), kesit(d), teğet (e), düzlemsel (f), yamaç eğrisellikleri, aktif fay hatlarına (g), ve nehirlere olan uzaklık (h).

3. HEYELAN ENVANTER HARİTASI

Büyük Menderes havzasında, toplam alanı 210 km^2 olan 700'e yakın kayma türü heyelan bulunmaktadır (Şekil 6). Bu heyelanların % 40'ı mekansal olarak, aktif faylara 1000 m mesafelik bir zon içerisinde yer almaktadır. Heyelanlar genel olarak, Oligosen-Miyosen yaşlı kırıntılı ve Triyas-Kretase yaşlı karbonatlı birimler içerisinde gözlenmektedir (Şekil 7a). Havzada, ortalama heyelan alanı

0.25 km^2 olup, en büyük heyelan Çivril dolaylarında Dinar fay zonu içerisinde, Akdağ batı yamacında yaklaşık 30 km^2'lik bir alana sahiptir (Şekil 7b). Bölgedeki heyelanların bazılarının aşırı yağış yanı sıra bazı büyük depremler nedeniyle de tetiklenmiş olabileceği düşünülmektedir.



Şekil 6. Heyelan envanter haritası (Duman vd., 2009 a, b).

(a) (b)

Şekil 7. Babadağ çevresinde Miyosen kırıntılılar (a) ve Akdağ batı yamacında Triyas karbonatlı birimler içerisinde (b) gözlenen heyelanlar.

4. HEYELAN DUYARLILIK DEĞERLENDİRMELERİ

Heyelan duyarlılık haritaları, envanter haritaları ile heyelanları hazırlayıcı çevresel faktörlerin birlikte değerlendirilmesi ile, heyelan olma potansiyeline sahip alanların belirlenmesi amacıyla yapılmaktadır. Heyelan duyarlılık çalışmaları genel olarak niceliksel ve niteliksel olmak üzere ikiye ayrılmaktadır. Niteliksel yaklaşımlar daha çok uzman görüşüne bağlı yöntemlerden oluşmaktadır (Corominas vd., 2014). Niceliksel yöntemler ise kantitatif yaklaşımlar olup genel olarak istatstiksel değerlendirmelere dayanmaktadır. Bu çalışmada niceliksel yöntemlerin bir alt sınıfı olarak değerlendirilen, veri güdümlü yöntemlerden mantıksal regresyon yöntemi ile heyelan duyarlılık çalışması gerçekleştirilmiştir. Mantıksal regresyon, bağımlı değişkenin ikili gözlendiği durumlarda bağımsız değişkenler ile olan ilişkisini istatistiksel olarak değerlendiren analizler bütününden oluşmaktadır. X değerleri bağımsız değişkenleri, β'lar ise bağımsız değişkenlere ait regresyon katsayılarını vermektedir. Eşitlik 1'de Z değeri -∞ ile +∞ arasında değişim gösterdiğinden doğrusal hale çevirmek için lojit dönüşüm uygulanmaktadır (Eşitlik 2). Bu dönüşüme göre P olasılık değerlerinin 0'a yaklaşması -∞, 1'e yaklaşması ise +∞'a yaklaşktığını ifade etmektedir (Hosmer vd., 2013).

$$Z=\beta_0+\beta_1X_1+\beta_2X_2+.....+\beta_nX_n \quad (1)$$

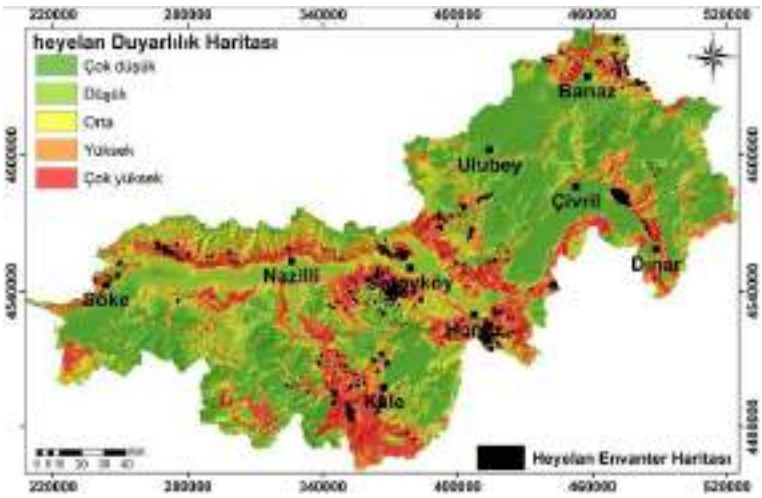
$$P=1/1+e^{z} \quad (2)$$

Heyelanlar, Tekin ve Çan (2018)'in önerdiği şekilde tam poligon sınırları göz önünde bulundurularak, rastgele seçim yöntemine göre % 80'i analiz, % 20 doğrulama seti olarak ikiye ayrılmıştır. Analiz veri setine eşit sayıda, heyelansız alanlardan yine rastgele seçim yöntemine göre seçim yapılarak analizler geçekleştirilmiştir. Aşamalı mantıksal regresyon sonucu anlamlı bulunan değişkenler ve istatistiksel parametreleri Çizelge 1'de verilmiştir.

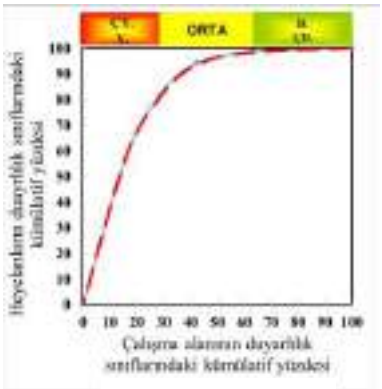
Çizelge 1. Mantıksal regresyon denklemine giren parametreler.

Değişken	B	S.E.	Wald	Exp(B)
Aktif fay zonlarına uzaklık	+0.002	0.000	2013.266	1.000
Nehirlere olan uzaklık	-0.231	0.111	4.376	0.794
Pürüzlülük indeksi	+1.463	0.028	2663.814	4.320
Kesit yamaç eğriselliği	-1.477	0.203	53.088	0.228
Teğet yamaç eğriselliği	+0.787	0.124	40.053	2.197
Yamaç eğimi	-0.155	0.006	726.368	0.857
Sayısal Yükseklik Modeli	-0.002	0.000	1378.683	0.998
Pliyosen-Kuvaterner çökelleri	-0.653	0.106	37.885	0.521
Üst Miyosen-Pliyosen-Ayrılmamış karasal kırıntılılar	-0.923	0.101	84.148	0.397
Miyosen-Ayrılmamış karasal kırıntılılar	+0.481	0.096	25.299	1.618
Oligosen-Karasal kırıntılılar	-1.480	0.425	12.131	0.228
Alt Miyosen-Pliyo-karasal kırıntılılar	+2.071	0.371	31.218	7.929
Üst Miyosen-Neritik kireçtaşları	-0.389	0.103	14.180	0.678
Alt Orta Eosen-Kırıntılı ve karbonatlar	-1.186	0.520	5.213	0.305
Üst Senoniyen-kırıntılı ve karbonatlar	-4.786	1.031	21.528	0.008
Orta Triyas-Üst Kretase-Neritik ve Pelejik kireçtaşları	-1.780	0.130	188.478	0.169
Silüriyen-Triyas-Kırıntılı ve Karbonatlar	+1.436	0.132	118.519	4.203
Mesozoyik-Ofiyolit	-2.918	0.102	811.760	0.054
Triyas-Miyosen-Granodiyorit	-3.294	0.140	549.896	0.037
Prekambriyen-Eosen-Metamorfik kayalar	+0.876	0.091	91.844	2.401
Paleozoyik-Kretase-Mermer-Kakşist	+1.307	0.105	156.281	3.694
Sabit	-2.345	0.147	255.925	0.096

Büyük Menderes havzası heyelan duyarlılık değerlendirmesi sonucu elde edilen harita çok düşük, düşük, orta, yüksek ve çok yüksek olmak üzere 5 sınıfta değerlendirilmiştir (Şekil 8a). Buna göre çalışma alanının % 29.26'sı, heyelanların ise %81.56'sı yüksek çok yüksek duyarlı alanlarda yer almaktadır. Elde edilen modelin doğruluğu başarı-tahmin eğrisi ve alıcı işletim karakteristik eğrisine göre değerlendirilmiş olup alıcı işletim karakteristik eğri altında kalan alan 0.904 olarak hesaplatılmıştır (Şekil 8b).



(a)



AUC=0.904

(b)

Şekil 8. Heyelan duyarlılık haritası (a) ve başarı-tahmin eğrisi(b).

5. SONUÇLAR

Büyük Menderes nehri havzası ülkemizde bulunan 25 ana havzadan birisidir. Akarsu havzaları genel olarak iklim, jeoloji ve hidrolojik süreçlerin kontrolünde yeryüzünü şekillendiren önemli dinamik doğal süreçlere sahiptir. 2014 tarihinde yürürlüğe giren, Mekansal planlar yapım yönetmeliği'nde bölgesel mekansal strateji planlamalarının, bölge, havza veya il düzeyinde ele alınarak afet risklerini azaltıcı önerilerin dikkate alınması önerilmektedir. Bu çalışmada elde edilen heyelan duyarlılık haritasının Büyük Menderes havzasında yapılacak planlama çalışmalarında heyelan risk azaltma ve yönetim konularına katkı sağlayacağı düşünülmektedir.

6. KAYNAKLAR

Duman, T.Y., Olgun, Ş. Çan, T, Nefeslioğlu, H.A., Hamzaçebi, S., Durmaz, S., Çörekçioğlu, Ş., 2009a. Türkiye Heyelan Envanteri Haritası-1/500000 ölçekli Denizli Paftası, MTA Özel Yayınlar Serisi-21, 22 s. Ankara.

Duman, T.Y., Olgun, Ş. Çan, T, Nefeslioğlu, H.A., Hamzaçebi, S., Durmaz, S., Çörekçioğlu, Ş., 2009b. Türkiye Heyelan Envanteri Haritası-1/500000 ölçekli İzmir Paftası, MTA Özel Yayınlar Serisi-20, 18 s. Ankara.

Emre, Ö., Duman, T.Y., Özalp, S., Şaroğlu, F. Olgun, Ş, Elmacı, H, Çan, T. 2018. Active fault database of Turkey. Bulletin of Earthquake Engineering. 16, 3229-3275, 10.1007/s10518-016-0041-2.

Jenness, J. 2006. Topographic Position Index (tpi_jen.avx) extension for ArcView 3.x, v. 1.3a. Jenness Enterprises. http://www. jennessent.com/arcview/tpi.htm.

Konak, N., 2002. 1/500000 Ölçekli Türkiye Jeoloji Haritası İzmir Paftası, Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü. Ankara.

Konak, N., Şenel, M., 2002. 1/500000 Ölçekli Türkiye Jeoloji Haritası Denizli Paftası, Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü. Ankara.

Tekin, S., Çan, T., 2018. Effects of Landslide Sampling Strategies on the Prediction Skill of Landslide Susceptibility Modellings. Journal of the Indian Remote Sensing, Doi 10.1007/s12524-018-0800-4.

20 Mart 2019 M_w 5.5 Acıpayam (Denizli) Depreminin Jeolojik ve Jeoteknik Açıdan İncelenmesi

Geological and Geotechnical Investigation of 20 March 2019 M_w 5.5 Acıpayam (Denizli) Earthquake

Halil KUMSAR*, Mehmet ÖZKUL, Barış SEMİZ

Pamukkale Üniversitesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 20160 Kınıklı, Denizli
*(*kumsarh@gmail.com)*

ÖZ: 20 Mart 2019 tarihinde merkez üssü Denizli ili Acıpayam ilçesinin Yeniköy Mahallesi sınırları içerisinde 5.5 (Mw) büyüklüğünde meydana gelen deprem sonucunda, Acıpayam ovası içindeki yerleşim yerlerinde yığma yapılarda ağır hasarlar meydana gelmiştir. Ova içinde yeraltısuyu derinliği zemin yüzeyinden 1 m-4.5 m arasında değişmektedir ve zemin yapısı genellikle siltli çakıllı ve kumlu kil biriminden oluşmaktadır. 5.5 büyüklüğündeki deprem sonrası ova içerisinde zemin sıvılaşması gözlenmemiştir. Yapılardaki ağır hasarların ana nedeni, zemin büyütmesinin yüksek olduğu yerleşim yerlerinde kerpiç, biriket ve delikli tuğla ile yapılmış yığma yapıların olması ve betonarme yapılarda da kaçak ve dayanımsız yığma çatı katlarının inşa edilmesinden kaynaklanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Acıpayam (Denizli), deprem, jeoloji, jeoteknik

ABSTRACT: *An earthquake with a magnitude of (Mw) 5.5 occurred in Yeniköy village of Acıpayam district (Denizli) on 20 Mart 2019 caused heavy damages on masonry structures in Acıpayam basin. Groundwater level from ground surface in the basin varies between 1 m and 4.5 m, and soil structure of the basin is made up of silty, gravely and sandy clay. Soil liquefaction was not observed in the basin after the earthquake. The main reasons of the heavy damage on the structures are mainly, high value of soil amplification, use of clayey adobe bricks and hollow bricks for building masonry houses, unpermitted construction of roof floors by using hollow bricks.*

Keywords: *Acıpayam (Denizli), earthquake, geology, geotechnics*

1. GİRİŞ

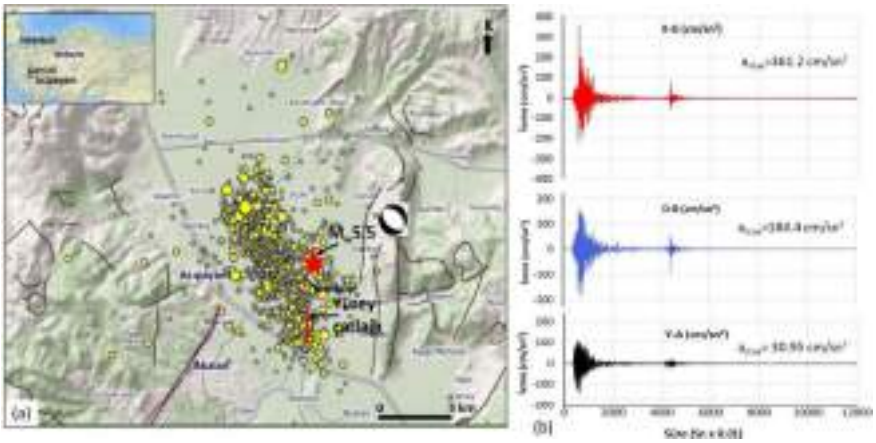
20 Mart 2019 tarihinde Türkiye saati ile 09:34'te merkez üssü Denizli ili Acıpayam ilçesinin 7 km doğusunda Yeniköy mahallesi sınırları içerisinde aletsel büyüklüğü (Mw) AFAD Deprem Daire Başkanlığı (DDB, 2019) tarafından 5.5, derinliği 10.76 km, KOERI (2019) tarafından büyüklüğü (Mw) 5.7 ve derinliği 5 km olarak hesaplanan deprem meydana gelmiştir. Burdur-Fethiye fay zonunun Acıpayam genişleme alanı içinde meydana gelen depremin DDB (2019) tarafından yapılan odak merkezi çözümünde 5.5 büyüklüğündeki ana şoku oluşturan depremin KB-GD gidişli, KD'ya eğimli normal fayın hareketi sonucu meydana geldiği belirtilmiştir (Şekil 1).

DDB (2019) tarafından yapılan öndeğerlendirme sonuçlarına göre en büyük ivme, depremin merkez üssüne 7 km uzaklıktaki AFAD 'a ait 2017 kodlu ivme ölçer istasyonunun K-G bileşeninde 361.24 gal, D-B bileşeninde 184.4 gal, Y-A bileşeninde 30.95 gal olarak ölçülmüştür. 1936 yılında 5.3 büyüklüğünde meydana gelen depremin merkez üssü 20 Mart 2019 5.5 depremine yaklaşık 3 km mesafededir ve 83 yıl sonra tekrarlanmıştır.

2. BÖLGESEL JEOLOJİ VE JEOTEKNİK

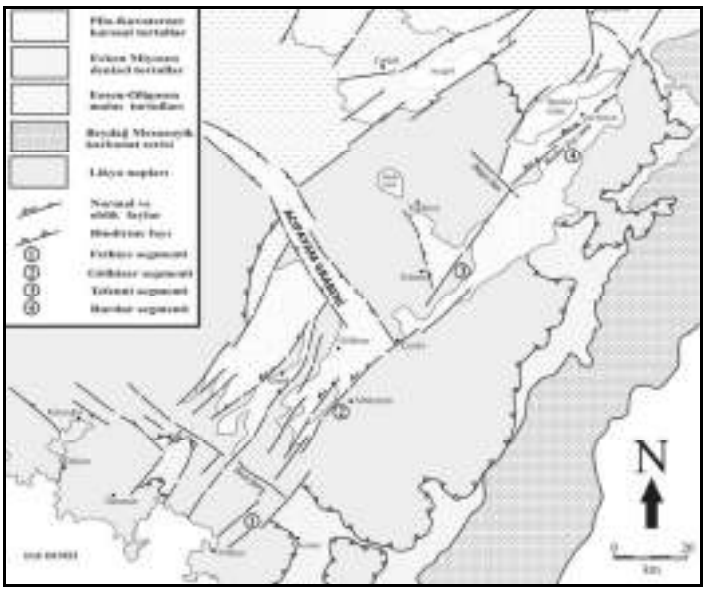
Fethiye-Burdur fay zonu ülkemizin önemli neotektonik yapılarından birisidir. Farklı araştırmacılar tarafından bu zonun paleosismolojisine yönelik çalışmalar yapılmıştır (McKenzie, 1978; Koçyiğit, 1983; Karaman, 1990; Taymaz ve Price, 1992; Barka ve diğ., 1995; Yağmurlu, 2000; Şentürk, 2003; Bozcu ve diğ., 2007). Fethiye ile Burdur Gölü arasındaki fay sistemlerini KD-GB, KB-GD ve K-G uzanımlı olmak üzere başlıca 3 grup içerisinde toplamak mümkündür (Şekil 2). Özellikle Burdur

Gölü'nü kuzeyden ve güneyden sınırlayan KD gidişli faylar sol verev atımlı normal fay karakterine sahiptirler.



Şekil 1. a) 20 Mart 2019 tarihinde meydana gelen Mw 5.5 Acıpayam depremi ve artçı depremlerin merkezüssü dağılımları (DDB, 2019; KOERİ, 2019; Emre vd., 2013), b) M_w = 5.5 depreminin Acıpayam istasyonundaki ivme ölçüm değerleri (DDB, 2019).

Bu faylar çoğu yerde Kuvaterner oluşuklarını keserek, bunlara yüksek eğimler kazandırmışlar ve alüvyonlar içerisinde gözlenebilen basamaklı yapılar oluşturmuşlardır (Şekil 2). KB uzanımlı faylar ise büyük bölümüyle normal fay karekterinde olup; KD gidişli fayları değişik mevkilerde keserek bu faylar üzerinde farklı segmentlerin oluşumuna sebep olmuşlardır (Bozcu ve diğ., 2007).



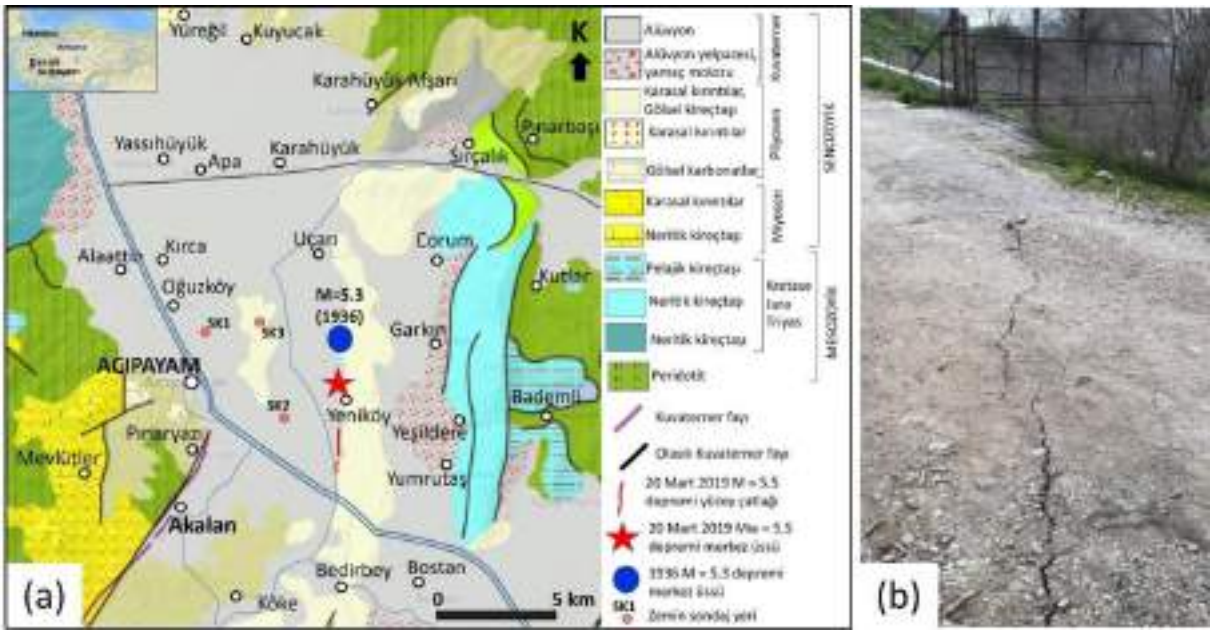
Şekil 2. Fethiye Körfezi ile Burdur Gölü arasındaki bölgede yeralan Burdur-Fethiye fay zonunundaki tektonik yapıların birbirleriyle olan ilişkileri (Bozcu ve diğ., 2007).

3. ACIPAYAM ve YAKIN ÇEVRESİNİN JEOLOJİSİ VE TEKTONİĞİ

Acıpayam Havzası Burdur-Fethiye Fay zonu içinde yer alan, K-G uzanımlı genişlemeli bir Neojen havzadır. Deniz seviyesinden 850-950 metreler arasında konumlanmış olan havza GB'ya doğru Dalaman Çayı tarafından drene edilmektedir. Havzayı çevreleyen yüksek dağlık alanlarda Mesozoyik-Senozoyik yaşlı kayaçlar yüzeyler. Mesozoyik (Triyas-Jura-Kretase) birimleri çoğunlukla Likya Napları'nın karbonat ve ofiyolit kayaç toplulukları ile temsil edilir. Acıpayam ilçe merkezinin güneybatısında Mevlütler yöresi, ofiyolitik kayaçların iyi gözlendiği yerlerden birisidir (Balcı vd.,

1976). Senozoyik birimleri ise Erken Miyosen çakıltaşları ve sığ denizel kireçtaşları (Büyükmeriç, 2017) ile Geç Miyosen- Pliyosen dönemi alüvyon, akarsu ve göl çökellerinden kuruludur (Kara, 1976; Erten, 2002; Alçiçek vd., 2004, 2005). Havza'yı doğudan sınırlayan, Malı Dağı'nın batı kenarı boyunca K-G uzanımlı fay morfolojisi oldukça belirgindir (Şekil 3a). Havza ortasında, üzerinde Bedirbey-Yeniköy-Ucarı gibi yerleşim merkezlerinin yer aldığı (Şekil 3a), K-G doğrultulu ve batıya eğimli bir normal fay hattı gelişmiştir. 20 Mart 2019 günü sabah 9.34'de meydana gelen 5.5 büyüklüğündeki depremin merkez üssü bu fay hattı üzerine düşmektedir. Kuvaterner döneminin genç birimleri ise göl-akarsu çökelleri, alüvyonlar ve doğudaki Mallıdağı'nın (1745 m) batı yamaçları boyunca (Yumrutaş-Yeşildere-Corum mahallelerinde) gelişmiş yamaç molozlarından (kolüvyon) oluşmaktadır.

20 Mart 2019 tarihinde yapılan arazi çalışmalarında Yeniköy mahallesinin güneyinde K5°D doğrultulu ve uzunluğu yaklaşık 1500 m, genişliği 1-4 cm arasında değişen yüzey çatlağı gözlenmiştir (Şekil 3b). Yüzey çatlağı Pliyosen yaşlı gölsel kireçtaşı birimi ile alüvyon biriminin dokanağında olasılı bir fay yüzeyi üzerinde gelişmiştir.



Şekil 3. a) Acıpayam ve civarının jeolojik ve tektonik yapısı, 1900 sonrası meydana gelen M>5 depremlerin ve jeoteknik sondajların dağılımı (Emre vd, 2013; MTA, 2019; Akbaş vd, 2002; KOERI, 2019; DDB 2019; Kondakçı, 2017), b) Yeniköy mahallesinin güneyinde gözlenen yüzey çatlaklarının görünümü.

4. BÖLGENİN DEPREMSELLİĞİ

Burdur-Fathiye Fay zonu aktif bir fay zonu olup, büyüklüğü 7.1'e kadar yükselen depremler üretmektedir. Uzunluğu yaklaşık 150 km olan bu fay zonunun KD ucundaki Burdur ilinde 03.10.1914 tarihinde 7.1 büyüklüğünde, GB ucundaki Fethiye'de (Muğla) 25.04.1957 tarihinde 7.1 büyüklüğünde depremler meydana gelmiştir (Çizelge 1).

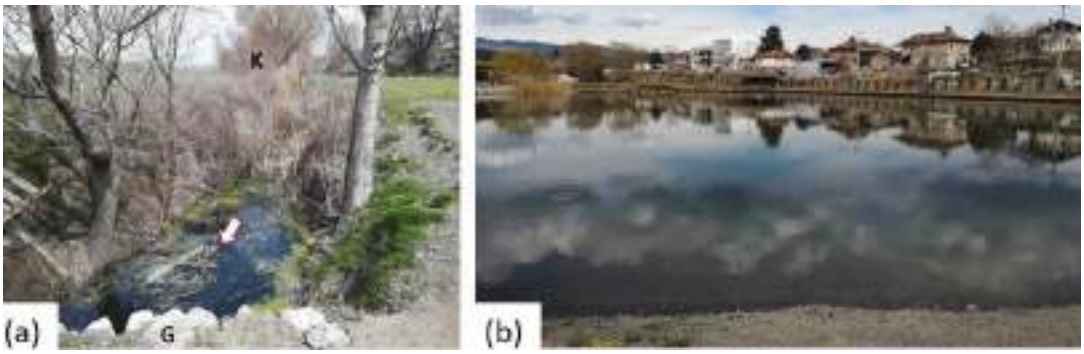
Bu fay zonunun iç ve orta kesimlerinde meydana gelen 1900 sonrası depremlerin büyüklükleri 6.2'yi geçmemiştir. Acıpayam ovasında ise, 1936 yılında Uçarı mahallesi merkezli 5.3 büyüklüğünde deprem meydana gelmiştir. Bu depremin Merkez üssü 20 Mart 2019 depremine çok yakın olup, 83 yıl içinde depremin tekrarlanması söz konusudur.

Çizelge 1. 1900-20.03.2019 tarihleri aradında Burfur-Fethiye (Muğla) fay zonu içinde meydana gelen depremler (DDB, 2019; Koeri, 2019).

Tarih	Yer	Büyüklük
03. 10. 1914	Burdur	7.1
03.01.1926	Gölhisar - Burdur	6.1
08.12.1936	Uçarı Acıpayam - Denizli	5.3
25.04.1957	Fethiye - Muğla	7.1
30.01.1967	Karamanlı - Burdur	5.7
14.01.1969	Fethiye - Muğla	6.2
12.01.1971	Burdur	6.2
15.01.1990	Gölhisar - Burdur	5.3
06.10.2012	Fethiye - Muğla	6.0
29.10.2007	Çameli-Denizli	5.1
20. 03. 2019	Yeniköy Acıpayam-Denizli	5.5
31. 03. 2019	Karahüyük Acıpayam-Denizli	5.1

5. HİDROJEOLOJİ

Depremin merkez üssüne yakın olan Yeniköy, Uçarı ve Bedirbey mahalleleri düşük dayanımlı, karstik boşluklu ve yeraltısuyu içeren bozunmuş gölsel kireçtaşları üzerinde yapılaşmıştır. Karahüyük, Apa, Yassıhüyük, Kırca, Alaattin ve Oğuzköy mahalleleri killi, siltli, kumlu ve az çakıllı alüvyon birimi üzerinde, Acıpayam ilçe merkezi Neojen yaşlı kiltaşı-marn-kumtaşı ile yamaç molozu ve alüvyon birimleri üzerinde yeralır. K-G yönlü Acıpayam ovası içinde yeralan alüvyon biriminde yeraltısuyu seviyesi zemin yüzeyinden 0.5 m ile 3 m arası derinlikte olup, kış mevsiminde biriken sular drenaj kanalları ile ova dışına boşaltılmaktadır (Şekil 4a). Ucarı mahallesinin kuzey çıkışında Pliyosen yaşlı gölsel kireçtaşlarından çıkan kaynak suları tabandaki killi zemin üzerinde birikerek bataklık ortamı oluşturmuş ve Acıpayam Belediyesi tarafından yapılan çevre düzenlemesi çalışması sonucunda bir gölet oluşturulmuştur (Şekil 4b).



Şekil 4. a) Yeniköy'ün 20 m doğusunda güneye akan drenaj kanal suyu, b) Ucarı göletinden görünüm.

6. ACIPAYAM OVASI ZEMİNLERİNİN JEOTEKNİK ÖZELLİKLERİ

Acıpayam Ovası çoğunlukla alüvyonal bir zemin yapısına sahip olup, genellikle siltli ve kumlu kil biriminden oluşmaktadır. Ovanın iç ve doğu kesimlerinde Pliyosen yaşlı gölsel kireçtaşlarının ayrışması sonucunda ova zemininde karbonat içeriğinin yüksek olmasından dolayı killi, siltli ve kumlu alüvyon birimi yer yer sarımsı bej renklerdedir. Kondakçı (2017) tarafından yapılan çalışma kapsamında Acıpayam ilçe merkezi, Oğuzköy, Yeniköy ve Pınaryazı arasında kalan alanda zemin sondajları açılmıştır.

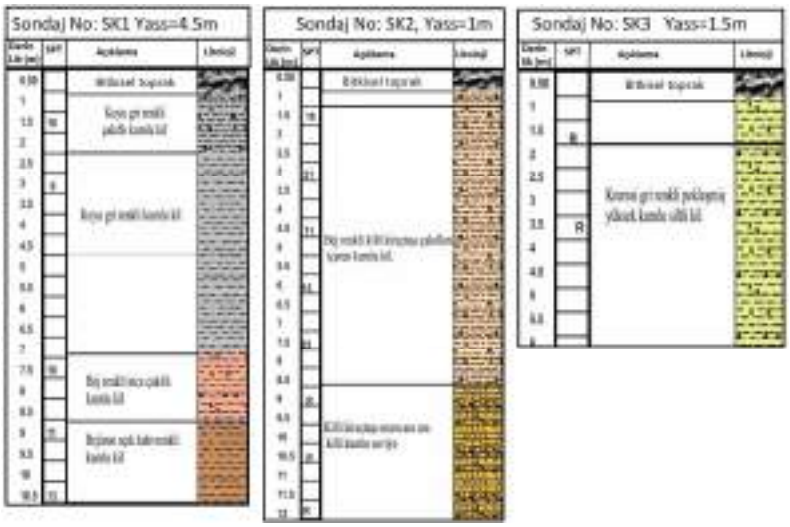
SK1 sondajında yeraltısuyu seviyesi yüzeyden 4.5 m derinliktedir. SPT darbe değerleri (N_{30}) 6 ile 13 arasında değişmekte olup düşük değerlerdedir (Şekil 5). SK2 sondajında yeraltısuyu seviyesi yüzeyden

1 m derinliktedir. 1.5 m ile 8 m arasındaki derinliklerde yapılan deneylerde N_{30} değerleri 11 ile 25 arasında değişmektedir. 8 m'den derinlerde ise N_{30} değerleri 50'den yüksektir (Şekil 5). SK3 sondajında 0-6 m arasında krem renkli iyi pekleşmiş kumlu siltli kil seviyesi yermalmaktadır ve N_{30} değerleri 50'den yüksektir. Bu sondajda yeraltısuyu derinliği zemin yüzeyinden 1.5 m derindedir (Şekil 5).

Aydan ve Kumsar (1997) Türkiye'de meydana gelmiş depremlerle ilgili bazı verileri derleyerek deprem büyüklüğü ile sıvılaşmanın meydana geldiği ve gelmediği sahaların deprem odağına olan uzaklıkları arasında görgül ilişkiler geliştirmişlerdir. Depremin dış merkezinden sıvılaşmanın meydana gelebileceği ortalama uzaklık değeri aşağıdaki eşitlik ile hesaplanabilir.

$R=36M_s-200$ (ortalama) (1)

Eğer R mesafesi sıfırdan küçük ise sıvılaşma meydana gelmez. Sıfırdan büyük değerler için ise, yerel zemin koşulu ve yeraltı suyu seviyesi değerleri etkilidir. Acıpayam depremi için R = -2 km elde edilmiştir ve sıvılaşma olma ihtimalinin alt sınırına çok yakındır ama dışındadır. SK1, SK2 ve SK3 sondajlarındaki ince tane oranları %61.60 ile %79.68 arasında değişmekte olup (Çizelge 2), potansiyel sıvılaşma sınırı dışındadır. 20 Mart 2019 tarihinde meydana gelen deprem sonucu bu sondaj alanlarında sıvılaşma olgusuna raslanmamıştır. Zemin yapısının genellikle killi, siltli ve ince tane oranının yüksek olmasından dolayı sıvılaşma olgusu meydana gelmemiştir.



Şekil 5. SK1, SK2 ve SK3 sondajlarının jeoteknik logu (Kondakçı, 2017).

Çizelge 2. Jeoteknik sondajlardaki zeminlerin çakıl, kum ve silt-kil yüzdeleri (Kondakçı, 2017)

Sondaj No	Derinlik (m)	Kil ve Silt (%)	Kum (%)	Çakıl (%)	Zemin sınıfı
SK1	3,00	61,60	30,80	7,60	CL
SK2	6,00	79,68	8,95	11,37	CH
SK3	1,5	70,00	30	1,00	CL

Makaslama dalga hızının (Vs) hesaplanmasında SPT-N değerlerinden tahminine olanak sağlayan Imai ve Yoshimurai (1970) tarafından önerilen aşağıdaki görgül ilişkiden yararlanılmıştır.

$V_s=76N^{0.33}$ (Imai ve Yoshimurai, 1970) (2)

Zemin büyütmesinin (A) makaslama dalga hızından hesaplanmasında Midorikawa (1987) önerdiği aşağıdaki ilişki kullanılmıştır.

$A=68V_s^{-0.6}$ (Midorikawa, 1987) (3)

SK1, SK2 ve SK3 sondaj verilerinden elde edilen Makaslama dalga hızının ve zemin büyütme değerleri değerlendirildiğinde, zeminde yeraltusuyu seviyesinin yüzeye yakın olması, ve zeminin ince taneli ve gevşek olmasından dolayı Vs değerlerinin düşük olduğu ve 137 – 276 m/sn arasında değiştiği, buna bağlı olarak zemin büyütmesi (A) değerlerinin 2.33 ile 3.55 arasında değişen yüksek değerlerde olduğu görülmektedir (Çizelge 3).

Çizelge 3. SK1, SK2 ve SK3 sondajlarındaki SPT değerlerinden hesaplanan V_s ve A değerleri.

Sondaj No	Derinlik (m)	SPT (N_{30})	V_s (Imai ve Yoshimurai, 1970)	A (Midorikawa, 1987)
SK1	3,00	6	137.279	3.548
SK2	6,00	15	185.748	2.959
SK3	1,5	50	276.359	2.331

Depremin merkez üssüne yakın olan ve Pliyosen yaşlı gölsel kireçtaşları üzerinde yeralan Yeniköy ve Uçarı mahallelerinde yapılaşma çoğunlukla kerpiç ve çamur harcı ile örülmüş taş yığma yapılar, delikli tuğlalı yığma yapılar, dolu tuğlalı yığma yapılar ile az sayıda betonarme binalardan oluşmaktadır. Bu mahallelerde genellikle kerpiç yığma binalar, çamur harcı ile örülmüş taş yığma yapılar ve delikli tuğlalı yapılar hasar görmüştür (Şekil 6a, b). Uçarı mahallesindeki yığma yapılarda hasar daha fazladır. Bu mahalledeki yapıların ve bahçe duvarlarının devrilme yönleri genellikle K65°B, G50°D, G70°B, G20°B yönündedir Ayrıca Uçarı mahallesindeki ağaç telefon direklerinde kırılma ve devrilmeler mevcuttur ve devrilme yönleri G70°B'yadır (Şekil 7 a, b). Aynı mahalledeki beton elektrik direklerinde hasar oluşmamıştır.

Şekil 6. Yeniköy mahallesinde yıkılmış yığma ahır yapısı ve devrilmiş bahçe duvarı.

Şekil 7. Uçarı Mahallesinde ağır hasarlı kerpiç yığma binalar ve telefon direklerindeki kırılmalar.

Alüvyon zemin üzerinde yeralan Karahüyük, Apa, Kırca ve Oğuzköy mahallelerinde ise yığma yapılara ilave olarak betonarme binalar ve camilerde de hasarlar meydana gelmiştir. Bu köylerdeki hasarlı bina sayısı gölsel kireçtaşı üzerinde yeralan Yeniköy mahallesine göre daha fazladır. Bu köylerdeki hasarın yüksek olmasının ana nedeni de yumuşak alüvyon zemin, yeraltısuyu ve zemin büyütmesi etkisinden kaynaklanmaktadır (Şekil 8, 9 ve 10).

Şekil 8. Karahüyük mahallesinde kerpiç yığma yapı ve delikli tuğlalı betonarme yapılardaki hasarlar.

Şekil 9. Apa mahallesinde ağır hasarlı tek katlı yığma yapı, hafif hasarlı dolu tuğla ile yapılmış yığma yapı ve hasarsız betonarme bina.

Şekil 10. Oğuz mahallesinde çatı katı yıkılmış betonarme yapı ve camisinin minaresinin K30B'ya devrilmiş görünümü.

7. SONUÇLAR

Burdur-Fethiye fay zonunun Acıpayam genişleme alanında 1900 yılı sonrasında büyüklüğü 5 ve üzerinde 1 adet deprem meydana gelmiştir. 08.12.1936 tarihinde meydana gelen 5.3 büyüklüğündeki bu depremin dış merkezi Uçarı mahallesi olup, 20 Mart 2019 tarihinde meydana gelen 5.5 büyüklüğündeki Yeniköy depreminin yaklaşık 3 km kuzeyindedir. Bu da göstermektedir ki aynı deprem 83 yıl sonra tekrarlanmıştır. Arazi çalışmalarında Yeniköy mahallesinin güney kesiminde uzunluğu yaklaşık 1.5 km ve genişliği 4 cm'ye kadar olan doğrultusu K5D ile K20B arasında değişen yüzey çatlağı gözlenmiştir.

Gölsel kireçtaşı birimi üzerinde yeralan Yeniköy mahallesindeki yapısal hasarlar Uçarı mahallesindeki hasarlara göre daha azdır. Bunun ana nedeni de Uçarı mahallesindeki gölsel kireçtaşlarının yeraltısuyu içermesi ve bozunmanın bu alanda daha fazla olması olarak yorumlanabilir. Dolayısıyla zemin büyütmesi Uçarı mahallesinde daha yüksektir. Her iki mahalledeki yapısal hasarlar çoğunlukla yığma kerpiç yapılarda, kil bağlayıcılı taş yığma yapılarda ve delikli tuğla ile örülmüş yığma yapılardadır. Betonarme yapılarda ve dolu tuğlalı yığma yapılarda sadece baca devrilmeleri meydana gelmiştir.

Killsi siltli alüvyon birimi üzerinde yeralan Karahüyük, Apa, Kırca ve Oğuzköy mahalllelerinde hasarlar daha fazladır. Bu mahallelerde yığma yapılara ek olarak betonarme yapılarda da hasarlar meydana geliştir. Bunun ana nedeni de zemin büyütmesinin alüvyon birimi içinde daha yüksek olmasından kaynaklanmaktadır. Ova içerisinde yeraltısuyu seviyesi yüzeyden 1-3 m arasında değişmektedir. Ancak sıvılaşma izine rastlanmamıştır. Alüvyon zeminin kil içeriğinin yüksek olması, 5.5 büyüklüğündeki deprem sonucunda sıvılaşmanın olgusunun meydana gelmemesinde etkili olmuştur.

8. KATKI BELİRTME

Arazi çalışmaları için lojistik destek sağlayan Pamukkale Üniversitesi Rektörlüğüne, arazi çalışmalarına eşlik eden Denizli Büyük Şehir Belediyesi jeoloji mühendisi Osman Kurt, jeoloji yüksek mühendisi Duygu Kondakçı Soyyiğit ve elektronik mühendisi Bünyamin Ağar'a yazarlar teşekkür ederler.

9. KAYNAKLAR

Aydan, Ö., Kumsar, H. 1997. Yeni bir sıvılaşma tahmin yöntemi ve uygulamaları. İzmir ve Çevresinin Jeoteknik Sorunları Sempozyumu, Bildiri Özetleri Kitabı, s 2.

Akbaş, B., Akdeniz, N., Aksay, A., Altun, İ., Balcı, V., Bilginer, E., Bilgiç, T., Duru, M., Ercan, T., Gedik, İ., Günay, Y., Güven, İ.H., Hakyemez, H. Y., Konak, N., Papak, İ., Pehlivan, Ş., Sevin, M., Şenel, M., Tarhan, N.,Turhan, N., Türkecan, A., Ulu, Ü., Uğuz, M.F., Yurtsever, A. ve diğerleri, 2002. Türkiye Jeoloji Haritası Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü Yayını. Ankara Türkiye.

Alçiçek, M.C., Kazancı, N., Özkul, M., Şen, Ş., 2004. Çameli (Denizli) Neojen Havzası'nın tortul dolgusu ve jeolojik evrimi. MTA Dergisi, 128, 99-123.

Alçiçek, M.C., Kazancı, N., Özkul, M., 2005. Multiple rifting pulses and sedimentation pattern in the Çameli Basin, southwestern Anatolia, Turkey. Sedimentary Geology 173, 409–431.

Balcı, M.; Sarıkaya, A. Yıldız, M. 1976. Denizli-Acıpayam peridotit masifinin Çatak-Mevlütler çevresinin jeolojisi. MTA Rap. no. 6447, (yayımlanmamış) Ankara.

Barka, A., Reilinger, R., Şaroğlu, F., Sengör, A. M. C., 1995. The Isparta Angle: Its evolution and importance in the tectonics of the eastern Mediterranean region: Int. Earth Sci. Collog. Aegean Region: Proceedings, 3-17.

Bozcu, M., Yağmurlu, F., Şentürk, M. 2007. Fethiye-Burdur Fay Zonunun Bazı Neotektonik ve Paleosismolojik Özellikleri, GB-Türkiye, Jeoloji Mühendisliği Dergisi 31 (1) 25-48.

Büyükmeriç, Y., 2017. Kale-Tavas ve Acıpayam Havzalarında Erken Miyosen Çökellerinin Mollusk Biyostratigrafisi (Denizli, GB Türkiye). MTA Dergisi, 155, 49-73.

DDB, 2019. 20 Mart 2019 Acaıpayam (Denizli) Mw 5.5 Depremine ilişkin ön değerlendirme Raporu (www.deprem.gov.tr).

Emre, Ö., Duman, T.Y., Özalp, S., Elmacı, H., Olgun, Ş., Şaroğlu, F. 2013, 1/1.250.000 Ölçekli Türkiye Diri Fay Haritası, Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü Özel Yayınlar Serisi-, Ankara, Türkiye.

Erten, H. 2002. Acıpayam-Çameli karasal Neojen istifinin stratigrafisi ve mikromemeliler yönünden incelenmesi. Yüksek Lisans Tezi, Pamukkale Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, 44s (yayımlanmamış), Denizli.

Imai, T., Yoshimura, Y., 1970. Elasticc wave velocity and soil properties in soft soil. Tsuchito-Kiso, 18(1), 17-22 (Japonca).

Kara, H. 1976. Acıpayam (Denizli) ovasının ve civarındaki Neojen havzalarının jeolojik etüdü. MTA Rap. no: 6153 (yayımlanmamış), Ankara.

Karaman, M. E., 1990. Isparta güneyinin temel jeolojik özellikleri. TJK. Bült., 33, s: 57-67.

KOERI, 2019. www.koeri.boun.edu.tr

Koçyiğit, A., 1983. Hoyran gölü (Isparta büklümü) dolayının tektoniği. TJK. Bült., 26/1, 1-10.

Kondakcı, D., 2017. Acıpayam Kuzey Doğusunun sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi, Tezsiz Yüksek Lisans Bitirme Projesi, Pamukkale Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, 59 s.

McKenzie, D. P., 1978. Active tectonics of the Alpine-Himalayan Belt: The Aegean sea and its surronding regions, Geophys. J. R. Astr. Soc., 55, 217-254.

Midorikawa, S. 1987. Prediction of isoseismal map in the Kanto Plain deu to hypotetrtical earthquake. Journal pf StructuralEngineering, 33B, 43-48.

MTA. 2019. http://yerbilimleri.mta.gov.tr/anasayfa.aspx

Şentürk, M., 2003. Acıgöl ve Burdur Gölleri arasındaki bölgenin sismotektonik özellikleri, (Y. Lisans Tezi), S. Demirel Üniversitesi Fen Bilimleri Ens. 82 s.

Taymaz, T., Price, S. P., 1992. The 12.05.1971 Burdur earthquake sequence: A synthesis seismological and geological observations. Geophys. J. Int., 108, 589-603.

Yağmurlu, F., 2000. Burdur fayının sismotektonik özellikleri: Batı Anadolu'nun depremselliği sempozyumu, Bildiriler, s.143-152, İzmir.

Detection of Tectonic Lineaments of SE Denizli, Turkey by Using Bouguer Gravity Data

Bouguer Gravite Anomali Verisi Kullanılarak Denizli GB'sının Tektonik Çizgiselliklerinin Belirlenmesi

Fatma Figen ALTINOĞLU*, Ali AYDIN

*Pamukkale University, Department of Geophysical Engineering, 20160 Kınıklı, Denizli (*faltinoglu@pau.edu.tr)*

ABSTRACT: The study area covers the southern part of Denizli basin which is bounded by Honaz fault and the northern part of Acıpayam basin. In this study, the tectonic lineaments of Denizli, SE Turkey, was investigated by using Bouguer gravity anomaly data. The horizontal gradient, analytic signal and tilt angle edge detection methods were applied to gravity data. The maximum values of horizontal gradient and analytic signal contours and zero contours of tilt angle value represents the edges of the subsurface structures. The maps enhanced by applying the methods to gravity data are given, the linear structures define in all maps than the common lineaments in each map are define as the lineament of the study area. Besides the Honaz and Çukurköy faults, many NE-SW and NW-SE trending lineaments are defined in the study area.

Keywords: Gravity data, horizontal gradient, analytic signal, tilt angle

ÖZ: *Çalışma alanı Honaz fayı ile sınırlanan Denizli havzası güneyini ve Acıpayam havzası kuzeyini kapsamaktadır. Bu çalışmada, Bouguer fravite anomali verisi kullanılarak, GB Türkiyede eyr alan Denizli nin tektonik çizgisellikleri incelenmiştir. Yatay gradient, analitik sinyal ve tilt açısı kenar belirleme yöntemleri gravite verisne uygulanmıştır. Yatay gradient ve analitik sinyal konturlarının en büyük değerleri ve tilt açısnın sıfır değer konturları arayüzey yapılarının kenarlarını temsil eder. Yöntemlerin gravite verisnie uygulanmaıyla elde edilen harilar verilmiştir ve her haritada ortak olan çizgisellikler çalışma alanı çizgiselliği olarak belirlenmiştir. Honaz ve cankurtaran fayları yanında, KD-GB ve KB-GD yönlü çizgisellikler belirlenmiştir.*

Anahtar Kelimeler: *Gravite verisi, yatay gradyan, analitik sinyal, eğim açısı*

1. INTRODUCTION

The study area is located in the southern part of Denizli city, Western Anatolia (Fig.1). The region is tectonically complicated and very active, situated in the joint location of the characteristic horst graben structures of Aegean extensional province. The Denizli graben is bounded by Honaz fault at the southern part. The other structural feature of the study area is Acıpayam basin, lies nearly N-S direction. The study area includes the northern part of the Acıpayam basin which is the part of Burdur-Fethiye shear zone. Defining the tectonic lineaments of this region by using Bouguer gravity anomaly data is the aim of this study.

Figure 1. Location map of the study area.

2. DATA AND METHODS

2.1. Bouguer gravity anomaly data

The Bouguer gravity anomaly values of the study area range between 5 mGal and -65 mGal given in Fig 2. The study field covers the area between the latitudes 37.50°-37.80°N and longitudes 29.20°-29.50° W located in the SE of Denizli city. The maximum gravity anomalies observed in hillsides with NE to SW direction with the effect of high density Honaz metashale and Lycian naps, the maximum negative anomalies were seen in the northwest and south part of map that associate with basin fillings.

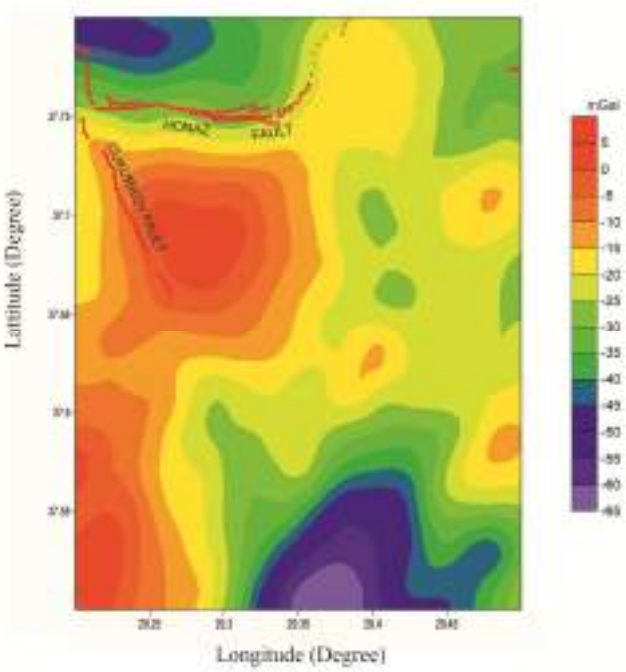


Figure 2. Bouguer gravity anomaly map of the study area.

2.2. Edge detection techniques

The Horizontal gradient, Analytic signal and Tilt angle derivative based filters were applied to gravity anomaly map of the study area to delineate the lineaments. The techniques are commonly used for these purpose in the literature (Bournas and Baker, 2001; Pilkington and Keating, 2004; Ardestani, 2005; Saibi et al., 2006; Ardestani and Motavalli, 2007; Ma and Li, 2012; Cheyney et al., 2011; Yuan et al., 2014; Salem et al., 2008; Alvandi and Rasoul, 2014; Wang et al., 2015; Zuo and Hu, 2015, Alvandi and Babaei, 2017).

The Horizontal Gradient (HG)

The Horizontal Gradient technique is used for measuring the rate of change of a potential field in the x and y directions to define subsurface structures. The maximum values of HG are located over edges of gravity sources corresponding to an abrupt change of density.

$$H(x,y)=\sqrt{\left(\frac{\partial g}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial g}{\partial y}\right)^2} \tag{1}$$

The maximum value of the horizontal gradient magnitude indicate the source edges (Cooper and Cowan, 2004).

Analytic Signal (AS)

The AS approach was considered this method for interpretation of the potential field data by Nabighian (1972), mathematically given as

$$A(x,y)=\sqrt{\left(\frac{\partial g}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial g}{\partial y}\right)^2+\left(\frac{\partial g}{\partial z}\right)^2} \tag{2}$$

AS generates the maximum values over the source edges.

Tilt Angle (TA)

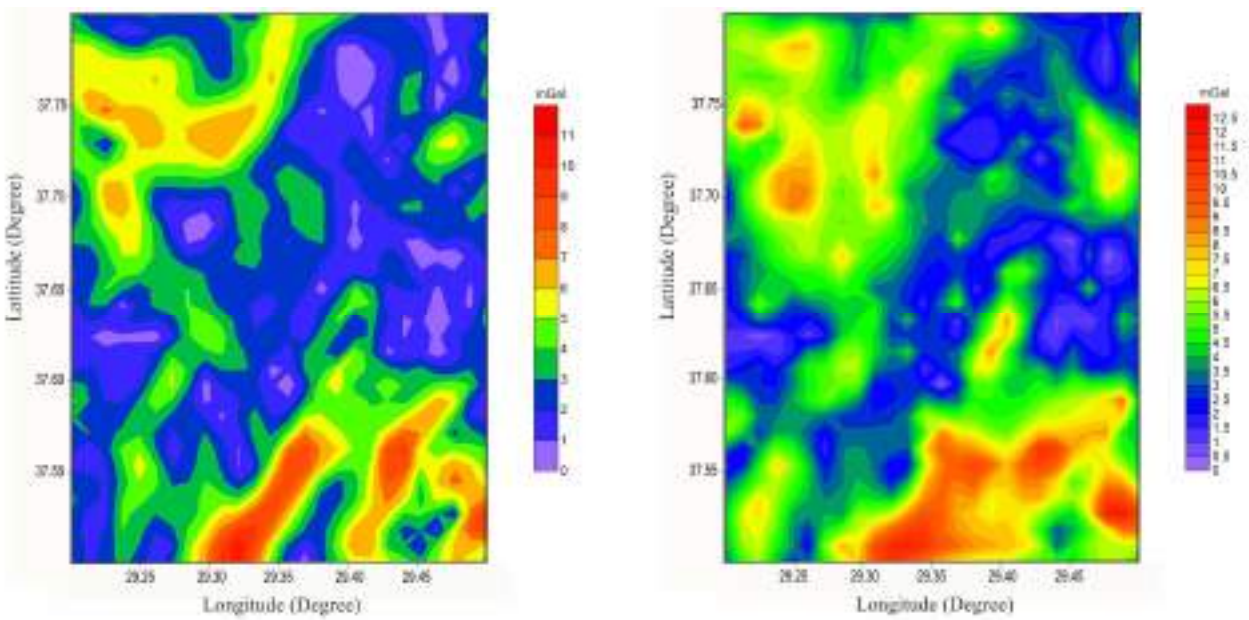
The tilt derivative technique was applied to the gravity data by Miller and Singh (1994), the zero values of the tilt angle map show the boundary of the bodies.

$$\phi=\arctan\left[\frac{\frac{\partial g}{\partial z}}{\sqrt{\left[\left(\frac{\partial g}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial g}{\partial y}\right)^2\right]}}\right]=\operatorname{arct an}\left[\frac{\text{Vertical Derivative}}{\text{Total Horizontal Derivative}}\right] \tag{3}$$

The tilt angle is positive over a source and negative elsewhere and it is a zero value over the source edges (Miller and Singh, 1994).

3. RESULTS

The edge detection techniques described above have been applied to Bouguer gravity anomaly map of the study area. The enhanced horizontal gradient, analytic signal and tilt angle maps are given in Figure 3. a, b and Figure 4. The maximum values of HG and AS contours and zero values of TA contours of gravity anomaly map of the study area represent the linear structural features. The known faults of the region Honaz fault with E-W trend and Cankurtaran fault can be seen in all enhanced maps.



a) b)

Figure 3. a) horizontal gradient, b) analytic signal maps.

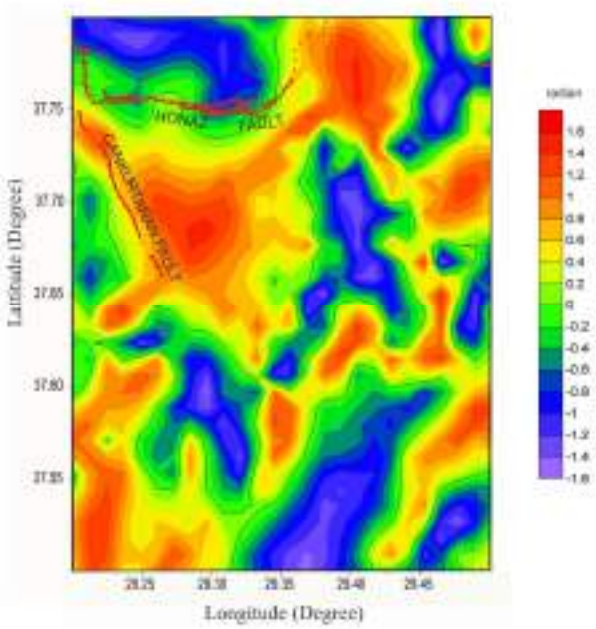


Figure 4. Tilt angle map.

Probable linear features were detected in each maps and the common lineaments on each of them defined as new lineament given at Figure 5. Besides the known faults, NE-SW and NW-SE directionally new lineaments were detected at the northeast and at the southern part of the study area which are the bounding faults of Acıpayam basin.

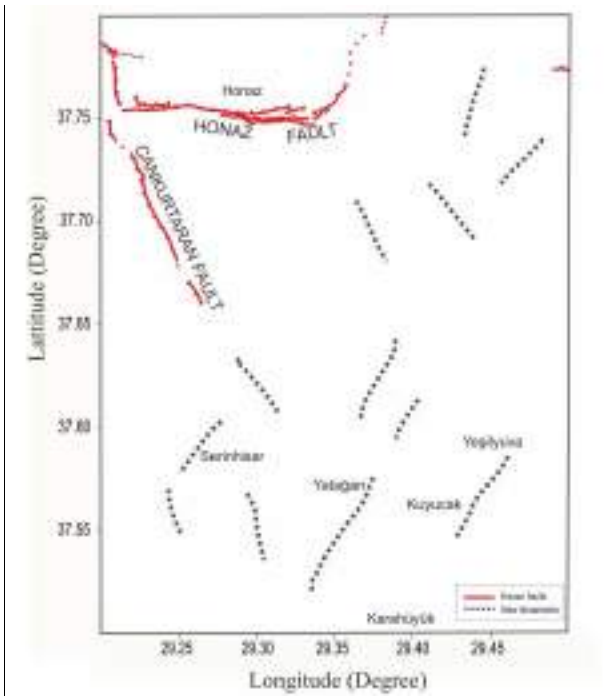


Figure 5. New tectonic lineaments map of study area.

4. CONCLUSIONS

Determining the tectonical structure of a region is an important to understand the tectonic structure and useful tool for other exploration studies such as mining, geothermal etc. Derivative based edge

detection filters are common useful tools in potential field data to determine the subsurface structures. The study area is a tectonically active zone, located in western Anatolia, to define the lineaments of the region horizontal gradient, analytic signal and tilt angle filters applied to Bouguer gravity data. The study area covers the southern part of Denizli basin and the northern part of Acıpayam basin. Honaz and Çukurköy faults were detected in each maps, also new lineaments were detected. The probable new tectonic map of the study area has been presented in this study.

5. REFERENCES

Alvandi, A., Rasoul, H., 2014. Edge detection process of Qom salt dome gravity anomalies using hyperbolic tilt angle. International Journal of Geomatics and Geoscience, 5-2, 209-224.

Alvandi, A., Babaei, M., 2017. Edge Detection of Gravity Anomalies with Directional Hyperbolic Tilt Angles: Application to Synthetic and Field Data. Journal of Indian Geophysical Union, 21-1,13-16.

Ardestani, V.E., 2005. Gravity interpretation via gravity gradients and analytic signal, Journal of Earth Sciences, 12-54.

Ardestani, V.E., Motavalli, H., 2007. Constraints of analytic signal to determine the depth of gravity anomalies. Journal of Earth and Space Physics, 33-2, 77-83.

Bournas, N., Baker, H.A., 2001. Interpretation of magnetic anomalies using the horizontal gradient analytic signal. Annali Di Geofisica, 44, 505-526.

Cheyney, S., Hill, .I, Linford, N., 2011. Advantages to using the pseudogravity transformation to aid edge detection of total field archaeomagnetic datasets. Archaeological Prospecting, 18, 81-93.

Cooper, G., Cowan, D., 2004. Filtering using variable order vertical derivatives. Comptes Rendus Geosciences, 30, 455-459.

Ma, G., Lili, L., 2012. Edge detection in potential fields with the normalized total horizontal derivative. Computers & Geosciences, 41, 83-87.

Miller, H.G., Singh, V., 1994. Potential field tilt -a new concept for location of potential field sources. Journal of Applied Geophysics, 32, 213-217.

Nabighian, M.N., 1972. The analytic signal of two dimensional magnetic bodies with polygonal cross section: Its properties and use for automated anomaly interpretation. Geophysics 37: 507-517.

Pilkington, M., Keating, P., 2004. Contact mapping from gridded magnetic data, a comparison of techniques. Exploration Geophysics, 35, 306-311.

Saibi, H., Nishijima J., Ehara, S., 2006. Processing and interpretation of gravity data for the Shimabara Peninsula area, Southwestern Japan. Memoirs of the Faculty of Engineering, Kyushu University, 66,2.

Salem, A., Williams, S., Fairhead, D., Smith, R., 2008. Interpretation of magnetic data using tilt-angle derivatives. Geophysics, 73-1, L1-L10.

Yuan, Y., Yu, Q.L., Geng, M., 2014. Edge Detection of Potential Field Gradient Tensor Data with Horizontal Second Order Directional Analytic Signal. 76th EAGE Conference & Exhibition, Amsterdam RAI, the Netherlands.

Zuo, B.X., Hu, X.Y., 2015. Edge detection of gravity field using eigenvalue analysis of gravity gradient tensor. Journal of Applied Geophysics, 114, 263-270.

Wang, J, Meng, X.H., Li, F., 2015. Improved curvature gravity gradient tensor with principal component analysis and its application in edge detection of gravity data. Journal of Applied Geophysics 118, 106-114.

Doğal Afetler
Natural Hazards

Traverten Plakalarda Gözenek Dolgu Malzemesi İçin Alternatif Bir Karışımın Kullanımının Değerlendirilmesi

Evaluation of the Use of an Alternative Mixture for Pore Filling Material on Travertine Slabs

İbrahim ÇOBANOĞLU*, Sefer Beran ÇELİK

Pamukkale Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 20160 Kınıklı Denizli
*(*icobanoglu@pau.edu.tr)*

ÖZ: Travertenler doğal gözenekli yapıları nedeniyle dekoratif anlamda kullanılabilirliği fazla olan doğaltaşlardır. Bu gözenekli yapı, taşta su emmenin de yüksek olmasına neden olmaktadır. Bu yüzden özellikle dış mekan uygulamalarında taşın gözenekliliğini ve dolayısı ile atmosferik koşullardan etkilenme derecesini azaltmak amacıyla dolgu işlemi uygulanmaktadır. Dolgu için toz kalsit, beyaz çimento ve çeşitli renklendiriciler yaygın olarak kullanılmaktadır. Karışım içerisinde kalsitin bulunması doğrudan maliyeti artırmaktadır. Bu çalışmada kalsit yerine traverten tozunun kullanılabilirliği araştırılmıştır ve bu amaçla 4 farklı karışım oranında (1/0.5, 1/0.7, 1/1, 1/1.5) traverten tozu /çimento karışımlı dolgu malzemeleri laboratuvar ortamında üretilmiştir. Diğer bir grup dolgu malzemesi ise ticari üretimde yaygın olarak kullanılan kalsit/çimento (1/1 oranında) karışımı şeklinde oluşturulmuştur. Elde edilen sonuçlar dolgulu travertenlerde birim hacim ağırlığı değerlerinde % 0.32 – 0.54 oranlarında artış, ağırlıkça su emme değerlerinde ise % 11.71 – 19.25 oranlarında azalma olduğunu ortaya koymuştur. İncelenen doğaltaş grubunun bütünü için kapiler su emmenin belirgin bir şekilde % 27.95 – 54.62 arasında değişen oranlarda azaldığı tespit edilmiştir. Benzer şekilde görünür porozite değerlerinde de % 9.54 – 19.21 oranında azalmalar meydana gelmiştir. Elde edilen sonuçlara göre 1/1 ve 1/0.7 oranlarında (traverten tozu/çimento) teşkil edilmiş karışımlarla hazırlanmış dolgu malzemelerinde birim hacim ağırlıklarda artışla birlikte su emme değerlerinde en fazla azalmaların olduğu karışımlar olmuştur. Bu çalışma ile elde edilen veriler, üretimi yapılan travertenin kendi tozunun kullanılması ile oluşturulacak dolgu karışımlarının, uygulamada tercih edilmesi ile hem artıkların değerlendirilmesi hem de üretim maliyetlerinin düşürülebileceği şekilde ortaya konulmuştur.

Anahtar Kelimeler: Doğaltaş, su emme, traverten, yapay yüzey dolgusu

ABSTRACT: *Because of their natural porous structure, travertines are widely preferred building stones in terms of their decorative properties. This porous structure causes the stone having high water absorption capacity. Therefore, especially in outdoor applications, filling process is applied in order to decrease the porosity of the stone and thus lower the effect of atmospheric conditions. Powder calcite, white cement and various colorants are widely used in filling operations. The presence of calcite in the mixture directly increases the cost. In this study, the use of travertine powder instead of calcite was investigated and for this purpose, mixed filling materials with travertine powder/cement ratio were produced in laboratory condition as 4 different mixing ratios (1/0.5, 1/0.7, 1/1, 1/1.5). Another group of filling material is formed as a mixture of calcite/cement (1/1) which is widely used in commercial production. The obtained results showed that the unit weight values were increased about 0.32 - 0.54 % and the water absorption values decreased by 11.71 - 19.25 % when travertine powder filling was used. It was determined that capillary water absorption values significantly decreased between 27.95% - 54.62 % for all natural stone groups. Similarly, there was a decrease about 9.54 - 19.21 % in the apparent porosity values. The results revealed that, in the mixing ratios of 1/1 and 1/0.7 (travertine powder/cement) an increase in unit weight values and the highest reduction in water absorption values were observed. The data obtained by this study are presented in such a way that both the residues can be evaluated and the production costs can be reduced by the choice of the application of filler mixtures to be formed by the use of their own powder.*

Keywords: *Artifical surface filling, natural stone, travertine, water absorption*

1. GİRİŞ

Doğaltaşların kırık ve çatlaklı yapısı yanında gözeneklilik durumu taşın hem üretimi ve hem de pazarlaması açısından büyük önem arz etmektedir. Gözenekli yapı birçok doğal taş türü için taşın

ticari değerini düşürmektedir. Ancak özellikle travertenler için bu durum taşın doğası olarak kabul edilmek durumundadır. Dekoratif görünüm açısından da traverteni diğer grup doğaltaşlardan ayıran bu özellik, çeşitli sorunlara da yol açabilmektedir. Bu yüzden özellikle dış mekan kullanımlarında travertenlerdeki gözeneklerin doldurularak atmosferik koşullardan etkilenme derecesi azaltılmaya çalışılmaktadır. Gözeneklerin doldurulması aynı zamanda farklı yüzey işleme şekillerine de daha uygun imkanlar sunmaktadır.

Bu çalışmada traverten mamul üretiminde dolgu olarak kullanılan farklı türdeki malzemeler yerine taşın kendisi kullanılarak oluşturulan bir karışımın kullanılabilirliği araştırılmıştır. Piyasada travertenlerde gözenek dolgusu amacıyla beyaz çimento, kalsit ve çeşitli renklendiricilerden oluşan karışımların yaygın bir şekilde kullanıldıkları bilinmektedir. Bu tür uygulamalarda kalsit mikronize haliyle doğrudan dışarıdan temin edilerek üretim aşamasında kullanılabilmektedir. Bu çalışmanın esas amacı ise karışımda kalsitin yerine toz hale getirilmiş travertenin kendisinin kullanılabilirliğini ortaya koyabilmektir.

2. MATERYAL VE METOT

Çalışmada kullanılan traverten örnekleri Denizli bölgesinden seçilmiştir. Deneysel çalışmalar için 55 adet küp numune temin edilmiştir. Bunlardan 40 tanesi, her grup 8 taneden oluşmak üzere 5 gruba ayrılmıştır 15 tanesi dolgu için ise halkalı değirmende öğütülerek toz haline getirilmiştir. Farklı karışım oranlarında hazırlanmış yapılan deneylerle travertenin hem dolgulu hem dolgusuz olarak birim hacim ağırlığı, ağırlıkça su emme, hacimce su emme ve kapiler su emme oranları hesaplanmıştır.

3. TRAVERTENLERDE DOLGU KULLANIMI VE DOLGU ÇEŞİTLERİ

Dolgu, magmatik (granit, siyenit, gabro vb), metamorfik (mermerler) ve sedimanter (kireçtaşı, traverten) kökenli tüm doğal taş gruplarına uygulanabilen ve esas amacı taşın yüzeysel doku özelliklerini koruyarak atmosferik koşullardan etkilenmesini azaltmak için yapılan bir uygulamadır. Bu uygulama ile taş içerisinde görünen gözeneklerin bütün olarak doldurulması amaçlanır. Bu amaca uygun olarak epoksi, polyester, ultraviyole, mastik, çimento ve yüzey koruyucu malzemeler kullanılarak dolgu işlemleri yapılmaktadır. Uygulamalarda en fazla kullanılan dolgu çeşitlerinin polyester dolgu ve çimento dolgu olduğu bilinmektedir (Demirdağ ve Gündüz, 2004). Bunlarla birlikte kullanılan belli başlı dolgu çeşitleri aşağıda sunulmuştur.

3.1. Polyester Reçine Dolgu

Polyester reçineler, gözenek dolgusu ve çok kırılgan olmayan doğaltaşların güçlendirilmesinde kullanılmaktadır. Polyester reçineler uygulamada yüksek bir esnekliğe sahiptirler. Taşın arka tarafından fileli veya filesiz olarak ve ön tarafından renklendirilmiş veya şeffaf olarak uygulanabilmektedirler. Uygulama taşın ön yüzeyine yapıldığında çatlak tamiri ve gözenek dolgusu bir arada yapılabilmekte ve ayrıca cila kalitesi de artmaktadır. Polyester dolgu yönteminde, kayaç bünyesinde sıcak polyesterin etkisi ile erime boşlukları meydana gelmekte ve bunun doğal bir sonucu olarak da, kayacın gözeneklilik artmaktadır. Bu olay, kayacı dayanım açısından daha zayıf kıldığından polyester dolgu uygulaması, çimento dolgu uygulamasından daha az tercih edilmektedir.

3.2. Epoksi Reçine Dolgu

Epoksi uygulaması daha ziyade sorunlu doğal taş malzemelerin birleştirilmesinde ve güçlendirilmesinde kullanılmaktadır. Bu uygulama ile epoksinin kayaç içine nüfuz ettirilerek daha sıkı ve dayanıklı bir hal alması sağlanır. Bu dolgu uygulaması genellikle üretimde plaka/fayans hattının bir parçasını oluşturur ve doğaltaşta kaba aşındırma sonrası uygulanabilir. Malzemenin dayanımına bağlı olarak reçine dolgu plakanın bir veya iki yüzeyine birden uygulanabilmektedir (Çetin, 2010). Taşın arka yüzünün güçlendirilmesinde epoksi ile birlikte genellikle yardımcı bir file kullanılmaktadır. Çatlak sorunu olan sert kireçtaşı ve mermer gibi doğal taşlarda, ince kesimler sırasında veya daha sonraki cila aşamasında oluşan kırılmalarda kayıp oranını azaltmak ve ayrıca sorunlu doğal tasları

kalibrasyon ve cilaya sokmadan önce çatlak ve gözeneklerini doldurarak dayanımlarını artırmak amacıyla sıklıkla uygulanırlar.

3.3. Mastik Dolgu

Mastik dolgular, genellikle polyester reçineler, bazı aminler, kalsiyum ve benzeri tozların homojenleştirici ve hızlandırıcı katkı malzemeleri ile karıştırılması ile elde edilirler (Acar, 2003). Aynı zamanda gözenek dolgularının rötuşunda ve yapıştırma amacıyla boya ilaveli ve boyasız olarak da kullanılabilirler. Mastik dolgular, gözenekleri kesintisiz bir sistemle doldurmak için tasarlanmış bir üründür. Çok hızlı sertleşerek taşı dolgu uygulamasından 7-10 dakika sonra cilalanabilir hale getirirler. Bazı hızlandırıcılar ve uygun fırınlar kullanılarak bu süreyi 3 dakikaya kadar indirmek mümkündür. Ultraviyole mastikler kullanılarak taşın cilaya verilme süresinin çok daha kısa olması sağlanabilmektedir (Acar, 2003).

3.4. Çimento Dolgu

Bu dolgu türü, traverten vb. doğaltaşlarda gözenekleri doldurmak için yaygın olarak kullanılan bir yöntemdir. Karışımlarda uygun miktarlarda beyaz çimento, kalsit, kaolin ve yeteri miktarda farklı renklerde oksit, ufalanmayı azaltmak, cila kalitesini arttırmak, donma süresini kısaltmak üzere bağlayıcı tutkal ile bir arada kullanılmaktadır.

Çimento dolgu türünün, kayacın yapısal formunda herhangi bir bozulmaya neden olmadığı yapılan deneylerde görülmüştür (MEB, 2011). Çimento dolgusunun, kayacın gözeneklerini tamamen doldurması sebebiyle, geçirimsiz ve homojen bir yapı oluşturan kayaç ortamını meydana getirdiği belirlenmiştir (Çetin, 2010). Bu nedenle bu tür dolgunun yapıldığı gözenekli kayaçlarda, basınç dayanım değerlerinin daha yüksek, buna karşın gözeneklilik ve su emme karakteristiğinin daha düşük değerlerde olduğu görülmüştür (MEB, 2011).

4. TRAVERTENLERDE GÖZENEK DOLGUSU KULLANIMI

Denizli bölgesi travertenlerinde fabrika işletmesi yapılan tesislerin büyük çoğunluğunda beyaz çimento, kalsit, kaolen ve renklendirici ile oluşturulan karışımların dolgu malzemesi olarak uygulandığı görülmektedir (Şekil 1). Çalışmanın bu bölümünde traverten gözenek dolgusu olarak kullanılan karışımlar hem piyasada uygulandığı şekilde ve hem de bu çalışma için tasarlandığı şekilde olmak üzere ayrı ayrı oluşturulmuşlardır.

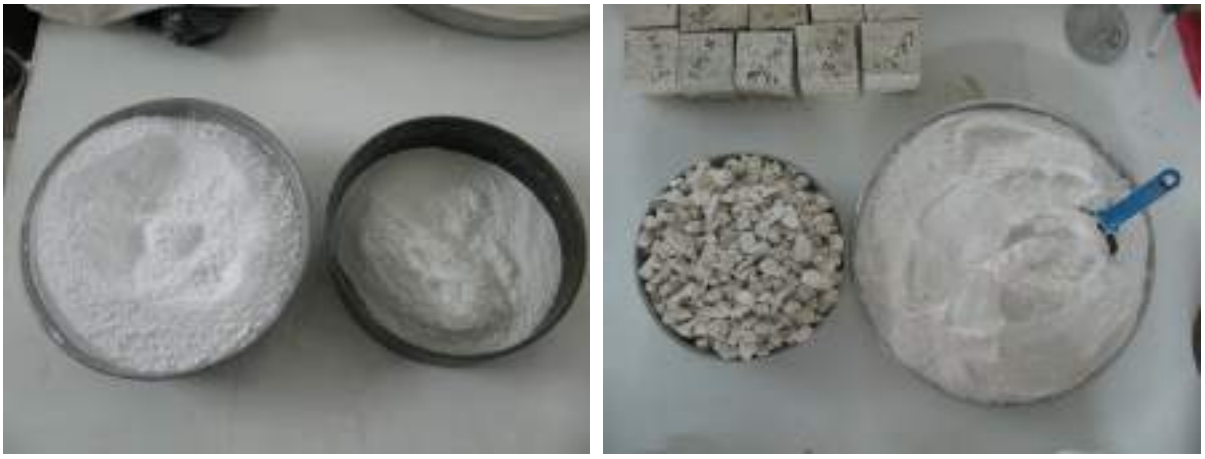
4.1. Ticari Kullanıma Sahip Gözenek Dolgu Malzemesinin Oluşturulması

Bu çalışma kapsamında deneysel olarak araştırılmış olan gözenek dolgu malzemesi öncelikli olarak ticari kullanımı olan ve piyasa koşullarında uygulaması bulunan beyaz çimento ve kalsit kullanılarak elde edilmiştir (Şekil 2). Karışım içerisindeki kalsit/beyaz çimento oranı genellikle 1/1 olarak alınmaktadır. Bu çalışmada renklendirici olarak herhangi bir madde (kaolen veya kumaş boyası) kullanılmamıştır.

4.2. Alternatif Gözenek Dolgu Malzemesinin Tasarlanması

Bu araştırma, dolguda ticari ürün olan kalsitin kullanılması yerine travertenin öğütülmüş şekilde kendi artıklarının kullanılmasını amaçladığından, örnekleme yapılarak elde edilen traverten örneklerinin öğütülmesi ile elde edilen kaya tozu beyaz çimento ile farklı oranlarda karıştırılarak karışımlar elde edilmiştir. Karışımlarda traverten tozu/beyaz çimento oranları 1/0.5, 1/0.7, 1/1, 1/1.5 olacak şekilde 4 farklı ürün karışım oluşturulmuştur.

Şekil 1. Hazırlanmış kalsit ve beyaz çimento karışımının dolgu olarak uygulanması.



Şekil 2. Hazırlanmış traverten tozu ve beyaz çimento karışımı.

5. DOLGU MALZEME KARIŞIMLARININ UYGULANMASI

Hazırlanmış dolgu malzemelerine ait karışım oranları Çizelge 1'de sunulmuştur. Bu karışımlardan sadece 2 no'lu karışım halen piyasa uygulamaları da yapılmakta olan kalsit ve beyaz çimento karışımıdır. Bu malzemeye ait karışım oranı, doğrudan piyasadaki kullanım değeri olarak elde edilmiştir. Karışımlarda kullanılan kalsit ve traverten tozunun kimyasal içeriklerinin belirlenmesi amacıyla XRD analizleri yaptırılmıştır. Elde edilen analiz sonuçları Çizelge 2'de sunulmuştur. Analiz sonuçları her iki malzeme için özellikle CaO değerlerinin birbirine oldukça yakın olduğunu ortaya koymuştur. SiO_2 ve Fe_2O_3 değerleri (%) traverten tozu numunelerinde daha yüksek olarak elde edilmiştir.

6. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Hazırlanan karışımlar ile yüzey dolgu işlemleri yapılan deney numuneleri üzerinde temel fiziksel özellik değişimlerini belirlemeye yönelik deneyler gerçekleştirilmiştir. Deneylerin bütününde 7*7*7 cm boyutlarında küp şekilli numuneler kullanılmıştır. Deneysel çalışmalarda kayaç gözenekliliği ile doğrudan ilişkili parametreler olan kuru birim hacim ağırlık (TS 699), ağırlıkça (TS EN 13755) ve hacimce su emme (TS EN 1936) ve kapiler su emme (TS EN 1925) değerlerindeki değişimler ele alınarak incelenmiştir. Elde edilen parametrelerin her karışım için hem dolgusuz hem de dolgulu olarak yapılmış olmaları elde edilen sayısal değerlerin doğru yorumlanmasını kolaylaştırmıştır. Şekil 3, çalışmada kullanılan dolgusuz ve dolgulu traverten örneklerini göstermektedir. Hazırlanan karışımların sıcaklık ve kuruma etkisiyle büzülmelerinin belirlenmesi amacıyla da büzülme deneyi yapılarak boyca kısalmaları tespit edilmiştir (Şekil 4).

Çizelge 1. Oluşturulan dolgu malzemesi karışım oranları ve bileşenleri.

Karışım Numarası	Traverten Oranı	Çimento Oranı	Kalsit Oranı	Traverten Miktarı (gr)	Çimento Miktarı (gr)	Kalsit Miktarı (gr)	Su Miktarı (gr)
1	1	1	---	350	350	---	185
2	---	1	1	---	300	300	140
3	1	0.7	---	300	210	---	105
4	1	0.5	---	330	165	---	103
5	1	1.5	---	200	300	---	115

Çizelge 2. Karışımlarda kullanılan kalsit ve traverten numunelerine ait kimyasal analiz verileri.

Element Birim	MgO %	SiO_2 %	SO_3 %	Cl ppm	CaO %	Cr_2O_3 ppm	MnO %	Fe_2O_3 %	SrO ppm
Kalsit	0.2274	0.02817	0.00548	39.9	55.22	5.30	0.00147	<0.00014	74
Traverten	0.1491	0.37920	0.14470	24.9	52.69	14.7	0.00420	0.03591	661.9

Şekil 3. Deney numunelerinin dolgusuz (solda) ve dolgulu (sağda) haldeki görünümleri.

Şekil 4. Dolgu karışımlarda kuruma sonrası boyca kısalma ve kılcal çatlamaların tespit edilmesi için hazırlanmış büzülme deneyi örnekleri.

Elde edilmiş deney verileri dolgu malzemesi karışım oranlarına bağlı olarak Çizelge 3 – Çizelge 7 arasında sırayla sunulmuştur. Çizelge 3, 1/1 traverten ve beyaz çimento karışımı ile hazırlanmış deney numunelerine ait kuru birim hacim ağırlığı (gr/cm^3), ağırlıkça su emme (%), hacimce su emme (%) ve kapiler su emme (gr/m^2*s$^{0.5}$ ve %) değerlerinin değişimlerini incelenen örnekler için ayrı ayrı göstermektedir. Elde edilen deneysel veriler dolgu yapılan örneklerin bütününde birim hacim ağırlığı değerlerinin arttığını, ağırlıkça su emme, hacimce su emme (görünür porozite) ve kapiler su emme değerlerinin azaldığını ortaya koymaktadır.

Çizelge 3. Dolgusuz örnekler ve **1 traverten / 1 çimento oranı** ile hazırlanmış dolgulu örnekler için elde edilmiş deney verileri ve ortalama değerlerin değişimleri.

Örnek Türü	DOLGUSUZ TRAVERTEN ÖRNEKLERİ					DOLGULU ÖRNEKLER (1 Traverten / 1 Çimento)				
Örnek No	Kuru B.H.A (gr/cm^3)	Ağırlıkça Su Emme	Kapiler Su Emme ($gr/m^2*s^{0.5}$)	Kapiler Su Emme	Hacimce Su Emme	Kuru B.H.A (gr/cm^3)	Ağırlıkça Su Emme	Kapiler Su Emme ($gr/m^2*s^{0.5}$)	Kapiler Su Emme	Hacimce Su Emme
1	2.29	2.498	18.216	1.90	5.55	2.30	2.059	4.7953	1.73	4.57
2	2.41	1.246	2.4482	0.83	2.92	2.42	0.866	1.4703	0.35	2.04
3	2.33	2.695	9.5212	2.39	6.12	2.34	2.569	6.093	2.15	5.82
4	2.37	1.841	3.1596	1.09	4.21	2.38	1.720	2.8234	0.97	3.98
5	2.35	2.054	7.1783	1.78	4.69	2.36	1.463	2.7049	0.95	3.36
6	2.32	2.508	11.442	2.03	5.70	2.32	2.024	4.4759	1.58	4.57
7	2.36	1.803	2.1818	0.76	4.16	2.37	0.984	1.614	0.39	2.27
8	2.46	0.545	0.8157	0.30	1.32	2.46	0.580	0.9613	0.25	1.40
Ortalama	2.361	1.898	6.8703	1.385	4.333	2.368	1.5331	3.1172	1.046	3.501

Çizelge 4. Dolgusuz örnekler ve **1 kalsit / 1 çimento oranı** ile hazırlanmış dolgulu örnekler için elde edilmiş deney verileri ve ortalama değerlerin değişimleri.

Örnek Türü	DOLGUSUZ TRAVERTEN ÖRNEKLERİ					DOLGULU ÖRNEKLER (1 Kalsit / 1 Çimento)				
Örnek No	Kuru B.H.A (gr/cm^3)	Ağırlıkça Su Emme	Kapiler Su Emme ($gr/m^2*s^{0.5}$)	Kapiler Su Emme	Hacimce Su Emme	Kuru B.H.A (gr/cm^3)	Ağırlıkça Su Emme	Kapiler Su Emme ($gr/m^2*s^{0.5}$)	Kapiler Su Emme	Hacimce Su Emme
9	2.31	2.847	6.3994	2.26	6.38	2.32	2.228	2.6072	0.92	5.17
10	2.31	2.714	9.3373	2.38	6.22	2.33	2.429	7.9826	2.02	5.68
11	2.38	1.922	3.7005	1.27	4.45	2.39	1.510	2.682	0.92	3.61
12	2.32	2.422	5.0822	1.80	5.46	2.33	1.949	2.4201	0.85	4.53
13	2.30	2.449	7.9919	2.01	5.63	2.32	2.028	4.2962	1.52	4.75
14	2.30	1.816	4.0301	1.43	4.13	2.31	1.307	2.2165	0.78	3.03
15	2.29	2.291	2.7445	0.98	5.21	2.30	1.927	2.3672	0.73	4.52
16	2.32	2.277	4.1475	1.46	5.22	2.33	1.969	3.6989	1.12	4.62
Ortalama	2.316	2.342	5.4291	1.698	5.33	2.328	1.918	3.5338	1.1075	4.488

Çizelge 5. Dolgusuz örnekler ve **1 traverten / 0.7 çimento oranı** ile hazırlanmış dolgulu örnekler için elde edilmiş deney verileri ve ortalama değerlerin değişimleri.

Örnek Türü	DOLGUSUZ TRAVERTEN ÖRNEKLERİ					DOLGULU ÖRNEKLER (1 Traverten / 0.7 Çimento)				
Örnek No	Kuru B.H.A (gr/cm^3)	Ağırlıkça Su Emme	Kapiler Su Emme ($gr/m^2*s^{0.5}$)	Kapiler Su Emme	Hacimce Su Emme	Kuru B.H.A (gr/cm^3)	Ağırlıkça Su Emme	Kapiler Su Emme ($gr/m^2*s^{0.5}$)	Kapiler Su Emme	Hacimce Su Emme
17	2.21	2.066	2.8871	1.05	4.58	2.22	1.640	1.2467	0.45	3.82
18	2.22	2.484	4.9941	1.82	5.48	2.23	2.081	2.7745	1.00	4.80
19	2.23	2.117	3.7348	1.34	4.72	2.24	1.905	2.9416	1.05	4.46
20	2.24	2.495	8.5502	2.19	5.63	2.25	2.235	5.5231	1.99	5.17
21	2.33	2.210	4.8744	1.71	5.08	2.34	1.772	3.1481	1.10	4.15
22	2.35	2.240	2.6311	0.91	5.23	2.36	2.008	2.5636	0.89	4.74
23	2.29	2.575	2.9165	1.04	5.71	2.31	2.382	2.9835	1.05	5.52
24	2.35	2.106	10.228	1.79	4.85	2.36	1.977	4.2836	1.49	4.68
Ortalama	2.277	2.286	5.1020	1.481	5.16	2.288	2	3.1830	1.127	4.667

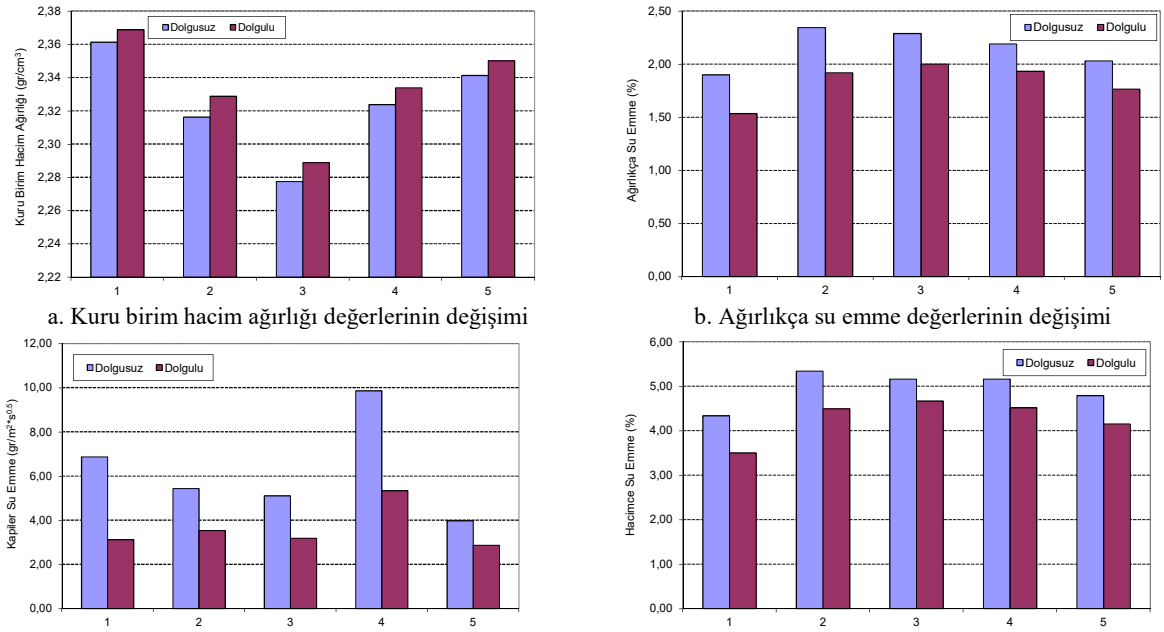
Birim hacim ağırlıklarındaki artış oranları % 0.32 – 0.54 arasında oldukça dar bir aralıkta değişmektedir. Bununla birlikte esas değişimlerin su emme değerlerinde meydana geldiği belirlenmiştir. Deney parametrelerindeki değişimler, hazırlanmış örnek gruplarına bağlı olarak Şekil 5'de gösterilmiştir. Elde edilen sonuçlar 1/1 ve 1/0.7 oranlarında (traverten tozu/çimento) teşkil edilmiş karışımlarla hazırlanmış dolgu malzemelerinde birim hacim ağırlıklarda artışla birlikte su emme değerlerinde en fazla azalmaların olduğu belirlenmiştir.

Çizelge 6. Dolgusuz örnekler ve **1 traverten / 0.5 çimento oranı** ile hazırlanmış dolgulu örnekler için elde edilmiş deney verileri ve ortalama değerlerin değişimleri.

Örnek Türü	DOLGUSUZ TRAVERTEN ÖRNEKLERİ					DOLGULU ÖRNEKLER (1 Traverten / 0.5 Çimento)				
Örnek No	Kuru B.H.A (gr/cm^3)	Ağırlıkça Su Emme	Kapiler Su Emme ($gr/m^2*s^{0.5}$)	Kapiler Su Emme	Hacimce Su Emme	Kuru B.H.A (gr/cm^3)	Ağırlıkça Su Emme	Kapiler Su Emme ($gr/m^2*s^{0.5}$)	Kapiler Su Emme	Hacimce Su Emme
25	2.31	2.400	16.943	1.95	5.57	2.32	2.129	7.7114	1.76	4.95
26	2.36	1.727	2.54	0.88	3.98	2.37	1.268	1.27	0.46	3.01
27	2.31	2.332	14.767	2.00	5.55	2.32	2.146	6.5374	1.52	4.98
28	2.34	1.987	4.9086	1.72	4.58	2.35	1.617	3.0595	1.07	3.82
29	2.30	2.294	10.324	1.85	5.15	2.31	2.131	7.3473	1.84	4.93
30	2.33	2.549	11.595	2.25	6.46	2.34	2.470	8.9949	2.06	5.79
31	2.29	2.165	15.294	1.89	5.13	2.30	1.987	5.2385	1.60	4.60
32	2.35	2.050	2.5526	0.89	4.86	2.36	1.706	2.5190	0.87	4.04
Ortalama	2.323	2.188	9.8655	1.68	5.16	2.333	1.931	5.3347	1.40	4.515

Çizelge 7. Dolgusuz örnekler ve **1 traverten / 1.5 çimento oranı** ile hazırlanmış dolgulu örnekler için elde edilmiş deney verileri ve ortalama değerlerin değişimleri.

Örnek Türü	DOLGUSUZ TRAVERTEN ÖRNEKLERİ					DOLGULU ÖRNEKLER (1 Traverten / 1.5 Çimento)				
Örnek No	Kuru B.H.A (gr/cm^3)	Ağırlıkça Su Emme	Kapiler Su Emme ($gr/m^2*s^{0.5}$)	Kapiler Su Emme	Hacimce Su Emme	Kuru B.H.A (gr/cm^3)	Ağırlıkça Su Emme	Kapiler Su Emme ($gr/m^2*s^{0.5}$)	Kapiler Su Emme	Hacimce Su Emme
33	2.37	1.645	1.243	0.43	3.92	2.38	1.292	1.4446	0.50	3.07
34	2.36	1.571	3.5174	1.25	3.75	2.37	1.471	2.8271	1.00	3.50
35	2.34	2.153	4.7297	1.65	5.11	2.35	1.771	2.1959	0.76	4.19
36	2.34	2.031	3.7414	1.32	4.79	2.35	1.871	3.3405	1.18	4.40
37	2.34	1.921	3.6108	1.26	4.57	2.35	1.565	3.0424	1.05	3.71
38	2.33	2.441	3.4323	1.20	5.72	2.33	2.161	2.4564	0.86	5.05
39	2.35	2.224	7.2268	1.79	5.24	2.36	2.136	5.5084	1.93	5.02
40	2.30	2.247	4.308	1.53	5.22	2.31	1.838	2.1031	0.74	4.26
Ortalama	2.341	2.0291	3.9761	1.303	4.79	2.35	1.7631	2.8648	1.002	4.15



a. Kuru birim hacim ağırlığı değerlerinin değişimi

b. Ağırlıkça su emme değerlerinin değişimi

c. Kapiler su emme değerlerinin değişimi.

d. Görünür porozite değerlerinin değişimi.

Şekil 5. Elde edilen deney verilerinin hazırlanmış karışım grupları (1 – 5) için, dolgusuz ve dolgulu traverten grupları üzerindeki değişimleri.

7. SONUÇLAR

Bu çalışmada gözenekli bir doğaltaş olan travertenlerde yüzey dolgusu olarak ticari ürün olan kalsit yerine traverten tozunun kullanılabilirliği araştırılmıştır. Bu amaçla 4 farklı karışım oranında (1/0.5, 1/0.7, 1/1, 1/1.5) traverten tozu /çimento karışımlı dolgu malzemeleri laboratuvar ortamında üretilmiştir. Diğer bir grup dolgu malzemesi ise ticari üretimde yaygın olarak kullanılan kalsit/çimento (1/1 oranında) karışımı şeklinde oluşturulmuştur. Elde edilen sonuçlar dolgulu travertenlerde birim hacim ağırlığı değerlerinde % 0.32 – 0.54 oranlarında artış meydana geldiğini, ağırlıkça su emme değerlerinde ise % 11.71 – 19.25 oranlarında azalma olduğunu ortaya koymuştur. İncelenen doğaltaş grubunun bütünü için kapiler su emmenin oldukça belirgin bir şekilde ve % 27.95 – 54.62 arasında değişen oranlarda azaldığı tespit edilmiştir. Benzer şekilde görünür porozite değerlerinde de % 9.54 – 19.21 oranında azalmalar meydana gelmiştir. Elde edilen sonuçlar 1/1 ve 1/0.7 oranlarında (traverten tozu/çimento) teşkil edilmiş karışımlarla hazırlanmış dolgu malzemelerinde birim hacim ağırlıklardaki artışla birlikte su emme değerlerinde en fazla azalmaların olduğu belirlenmiştir. Bu çalışma ile elde edilen veriler, üretimi yapılan travertenin kendi tozunun kullanılması ile oluşturulacak dolgu karışımlarının uygulamada tercih edilerek üretim maliyetlerinin düşürülebileceğini ortaya koymuştur.

8. KAYNAKLAR

Acar, H., 2003. Doğaltaşlarda Çatlak Tamir ve Gözenek Dolgu Sistemleri, Türkiye IV. Mermer Sempozyumu, MERSEM'2003, İstanbul, Bildiriler Kitabı, 415 – 434.

Çetin, E., 2010. Traverten Dolgu Maddesi Geliştirilmesi, Selçuk Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Konya, Yüksek Lisans Tezi, 295 s.

Demirdağ, S., Gündüz, L., 2004. Travertenlerde Gözenek Dolgu Uygulamalarının Kayacın Teknik Özelliklerine Etkisinin Sayısal İncelenmesi, VII. Bölgesel Kaya Mekaniği Sempozyumu KAYAMEK 2004, Sivas.

MEB, 2011. Makine Teknolojisi, Mermer Plaka Cilalama ve Dolgu, Milli Eğitim Bakanlığı Yayını, 32 s. Ankara.

TS 699, 2009. Tabii Yapı Taşları – Muayene ve Deney Metotları, TSE Yayını, 84 s., Ankara.

TS EN 13755, 2009. Doğal Taşlar – Deney Metotları – Atmosfer Basıncında Su Emme Tayini, TSE Yayını, 7 s., Ankara.

TS EN 1936, 2010. Doğal Taşlar – Deney Metotları – Gerçek yoğunluk, Görünür Yoğunluk, Toplam ve Açık Gözeneklilik Tayini, TSE Yayını, Ankara.

TS EN 1925, 2000. Doğal Taşlar – Deney Metotları – Kılcal Etkiye Bağlı Su Emme Katsayısının Tayini, TSE Yayını, 9 s., Ankara.

Ergene Formasyonunda (Trakya) Kum Üretiminden Sonra Kazanılabilecek Kil Potansiyeli Üzerine Bir Çalışma

A Study on Clay Potential that can be Gained after Sand Production in the Ergene Formation (Thrace)

Fahri ESENLİ*, Gökhan ŞANS, Bala EKİNCİ ŞANS, Ali Haydar GÜLTEKİN

İstanbul Teknik Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Maslak, İstanbul
*(*esenlif@itu.edu.tr)*

ÖZ: Trakya genelinde Miyosen yaşlı Ergene formasyonu az veya tam tutturulmuş, yüksek oranda kum ve çakıl boyutlu ve düşük oranda silt ve kil boyutlu çökellerden oluşur. Bu çökeller bölgede kum amaçlı hammadde olarak açık ocak madencilik faaliyetleri ile üretilmektedir. Kum üretim sürecinde, kumun içerisindeki istenmeyen ince malzeme (elek altı), yıkama-eleme sonrası ocak alanındaki mil havuzlarında depolanmaktadır. Bu çalışma, Çorlu bölgesinden seçilmiş bir kum ocağı için uyarlanmış olup, kum üretim sürecinde atıl bir stok olarak kalan ince malzemenin niceliğini ve niteliğini ortaya koymak çalışmanın amacıdır. Söz konusu ince malzemenin tüm tüvanan rezervdeki oranı %5–10 arasındadır. Dolayısıyla kum amaçlı her bir ocak için yüksek bir kil malzeme rezervi (stok) vardır. X-ışınları difraksiyonu (XRD) verilerine göre, beyazımsı-sarımsı bej renkli tüvanan malzemenin mineralojik bileşimi "kuvars + feldispat + muskovit + klorit + simektit (<%10)" dir. Yeşilimsi-sarımsı bej renkli ince malzemenin mineralojik bileşimi ise "simektit (>%50) + kuvars + feldispat + klorit" olarak ortaya konmuştur. Kil fraksiyonu çalışmalarında simektit bazal mesafesi (d_{001}); havada kurutulmuş örnekte 14.62 Å (Ca-simektit), etilen glikollü örnekte 16.09 Å ve 350 ºC fırınlanmış örnekte 9.68 Å dur. Taramalı elektron mikroskop (SEM) görünümlerinde simektitler 0.1 µm kalınlıktaki yapraklar ve bunların birleşiminden oluşan 0.5–2 µm boşluklu gül benzeri formlardadır. Kil malzemenin katyon değişim kapasitesi 0.3 meq/g'dır ve malzemenin bazı teknolojik test sonuçları bentonitler için tanımlanmış bazı standartlara uygunluk göstermiştir.

Anahtar kelimeler: Ergene Formasyonu, kil, kum, simektit, Trakya

ABSTRACT: *The Miocene aged Ergene formation in Thrace region consists of unconsolidated or consolidated deposits included mostly sand and pebble and less amounts of silty and clay sized fragments. These deposits are generally produced for sand as a raw-material by open-pit operation in the region. Fine-grained fraction obtained by washing and sieving during the sand production process is generally stocked in the pools at the quarry areas. This study was carried out for some quarries, which produced sand there in the Çorlu region and the aim of this study is to reveal the quantity and quality of this fine material. Raw-material has a proportion of approximately 5-10% fine-grained material, thus there is a high amount of stock-reserve of fine-grained material including mainly clay sized for each quarries. In other words, a high reserve of clay material is presently treated as waste material in the region. According to the X-ray diffraction analysis results, the mineralogical compositions are "quartz + feldspar + muscovite + chlorite + smectite (<10%)" for the raw-material with whitish-yellowish beige color and "smectite (>50%) + quartz + feldspar + chlorite" for the fine-grained material with greenish-yellowish beige color. The basal spacings (d_{001}) are 14.62 Å (Ca-smectite), 16.09 Å and 9.68 Å for the air-dried, ethylene glycol treated and heated (350 ºC) clay fraction samples, respectively. In the scanning electron microscope (SEM) views, smectites are in the forms of 0.1 micron thick leaves and 0.5-2 micron sized roses formed by combination of leaves. The cation exchange capacity of the fine-grained material was 30 meq / 100 g and some technological analysis results were found to be in accordance with bentonite standards.*

Keywords*: Ergene formation, clay, sand, smectite, Thrace*

1. GİRİŞ

Trakya'da geniş yayılım gösteren Ergene Formasyonu (Orta-Üst Miyosen) kumtaşı-çakıltaşı düzeyleri için özellikle agrega üretim amaçlı değerlendirilmektedir. Çorlu-Çerkezköy-Silivri arası bu tür üretim faaliyetinin en yoğun olduğu kesimdir. Bölgede Erdoğan vd. (1999) tarafından yaklaşık %80 kum ve

%20 çakıl varlığı rapor edilmiştir. Formasyonun kumtaşı-çakıltaşı litolojilerinden çıkan ince malzeme üretim sürecinde (eleme-yıkama prosesi) ayrıca bir maliyet olmaksızın ortaya çıkmaktadır ve stoklanmaktadır. Kil-silt boyutundaki bu malzeme kum-çakıl amaçlı bir üretim amaçlandığından istenmeyen malzeme konumundadır ve elek altı ürün olarak atıl duruma düşmektedir, genellikle de ocak alanlarındaki havuzlarda stoklanmaktadır. Sadece bölgedeki ocak alanları düşünüldüğünde milyon tonlar mertebesinde bu tür bir malzeme söz konusudur. Bu malzemenin endüstride kullanımına yönelik araştırmaların yapılmasında fayda bulunmaktadır. Esenli vd. (2010) tarafından bölgeden derlenmiş dört kum örneğinin <44 µm fraksiyonu toplam malzemenin % 4-17' si (ağırlıkça) arasında rapor edilmiştir, bir çakıl örneğinde ise bu oran % 2 bulunmuştur. Çalışmacılar bu verilerden hareketle bölge genelinde % 5-10 arasında <44 µm boyutlu malzeme oranının varlığını rapor etmişlerdir. Bu çalışmanın amacı, bölge genelinde farklı örnekler de kullanılarak (Armeşe ve Araplı Alanları) mineralojik verileri çoğaltmak ve kullanım alanlarına yaklaşım getirmektir.

Smektit grup (başlıca montmorillonit) kil minerali ve yanısıra diğer bazı kil ve kil dışı mineralleri (kaolinit, illit, kuvars, feldspat, mika, kristobalit, piroksen vd.) içeren bentonitler yüksek yüzey alanına, katyon değişim kapasitesine ve absorpsiyon özelliğine sahiptir (Grim ve Güven, 1978; Velde, 1992; Murray, 2007). Smektit yapısındaki tabakalar arası katyon tipine göre Na-bentonit (Wyoming tip) veya Ca-bentonit (ağartma toprağı) veya Na/Ca-bentonit (ara tip) olarak sınıflandırılırlar. Bentonitler deterjan, ilaç, kozmetik, yağ, çimento, kağıt, lastik, döküm, boya, petrol, gıda, hayvan yemi, gübre, seramik, yangın söndürme sanayilerinde, inşaat mühendisliği uygulamalarında ve yapı sanayinde, suların arıtılması, atıkların yok edilmesi, nem alıcı kil, nano malzeme, kedi kumu üretimi ve diğer muhtelif alanlarda dolgu, katkı ve katalizör maddesi olarak kullanılmaktadırlar (Grim ve Güven, 1978; Odam, 1984; Akbulut, 1996; Harvey ve Murray, 1997; Bergaya vd., 2006; Murray, 2007). Bu çalışmada tanımlanan smektitler Ca türündedir ve Ca-bentonitler daha az dispersedirler, disperse olmuş taneleri daha kalındır, suda az şişerler, viskoziteleri düşüktür, dirençleri daha azdır, kolayca ufalanabilirler, adsorbtiftirler ve yüksek yüzey aktivite özellikleri gösterirler.

2. YÖNTEM

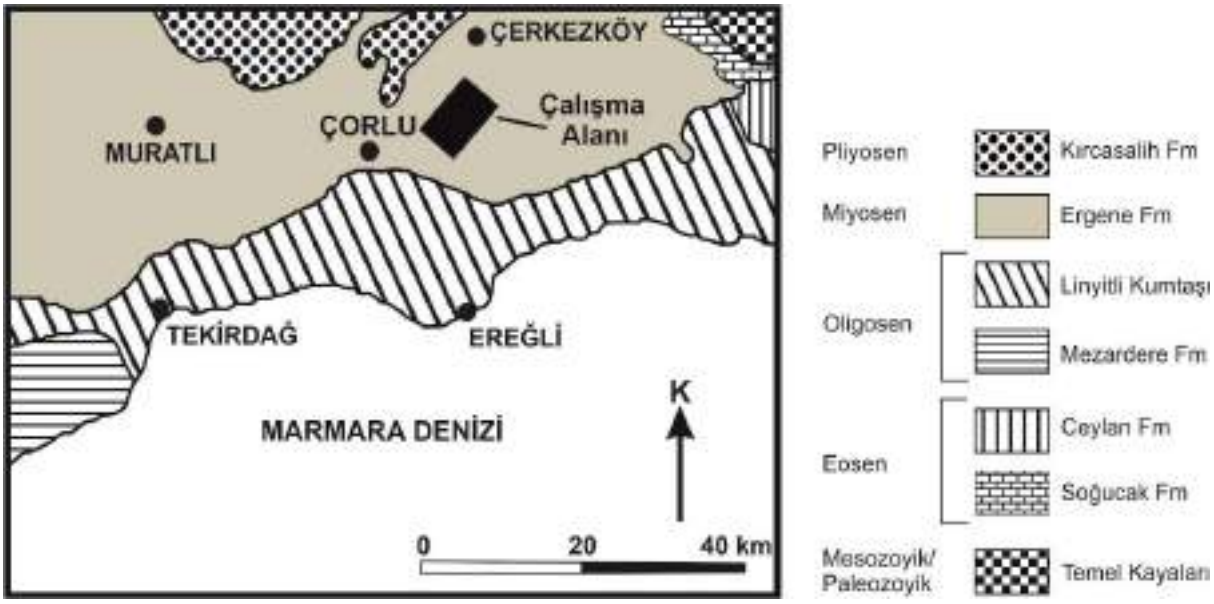
Tüvanan örnekler doğal ve yıkanmış olarak binoküler mikroskop (Leica) ile incelenmiş ve ayrıca bazıları özel bağlayıcı ile tutturulmuş hale getirildikten sonra ince kesit alınarak petrografik-polarizan mikroskopta (Leica) incelenmişlerdir. Mil havuzu ve bazı tüvanan örneklerin elek aralıkları için gerçekleştirilen X-ışınları difraksiyonu (XRD) analizleri Bruker D8 Advance marka difraktometrede CuKα radyasyon ve Ni filtre kullanılarak 2θ=2–40 ve -60° aralıklarında alınmıştır. Kil fraksiyonu XRD analizleri havada kurutulmuş (HK), etilen glikollü (EG) ve yüksek sıcaklık (YS) (350 ve 550 ^{o}C-2 saat fırınlanmış) tabletlerde gerçekleştirilmiştir. Örneklerin bileşen oranları, XRD-yarı kantitatif modal analiz metot uygulaması olan şiddetler oranına göre (Chung, 1975) tahmin edilmiştir. Kullanılan kalibrasyon katsayıları Ekinci-Şans vd. (2015) tarafından açıklanan verilerdir.

Kil fraksiyonu örneğinde taramalı elektron mikroskop (JSM 7000F; Field Emission Gun-SEM) ve buna bağlı EDX (Energy dispersive X-ray spectrometer) cihazı ile morfolojik görünüm ve yarı kantitatif kimyasal analizler alınmıştır. Mil havuzu örneği ve bazı elek aralıkları malzemesinde bazı test ve deneyler yapılmıştır. Şişme indeksi deneyi ASTM (2006) standardına göre gerçekleştirilmiştir. Nem değeri <100 µm boyutuna indirgenmiş (tüm örnek) malzemede UV nem tayin cihazı ile alınmıştır (105 ^{o}C-sabit ağırlık süresi). Yağ emme kapasitesi 2 g öğütülmüş (<100 µm) ve nemi giderilmiş örnekte topak oluşumuna dek ayçiçek yağı damlatılarak ve toplam yağ tüketiminin örnek ağırlığına oranlanması sonucunda belirlenmiştir. Katyon değişim kapasitesi (KDK) metilen mavisi testi ile belirlenmiştir.

3. SONUÇLAR ve TARTIŞMA

Çalışma alanını da içerisine alan Ergene Formasyonu (Şekil 1) çalışma alanı yakın bölgesinde litostratigrafik olarak alttan Linyitli Kumtaşı (Danişment) Formasyonu ve Çantaköy Formasyonu ile üstten ise Kırcasalih Formasyonu ile ilişkilidir. Oligosen yaşlı Danişment Formasyonu genelde

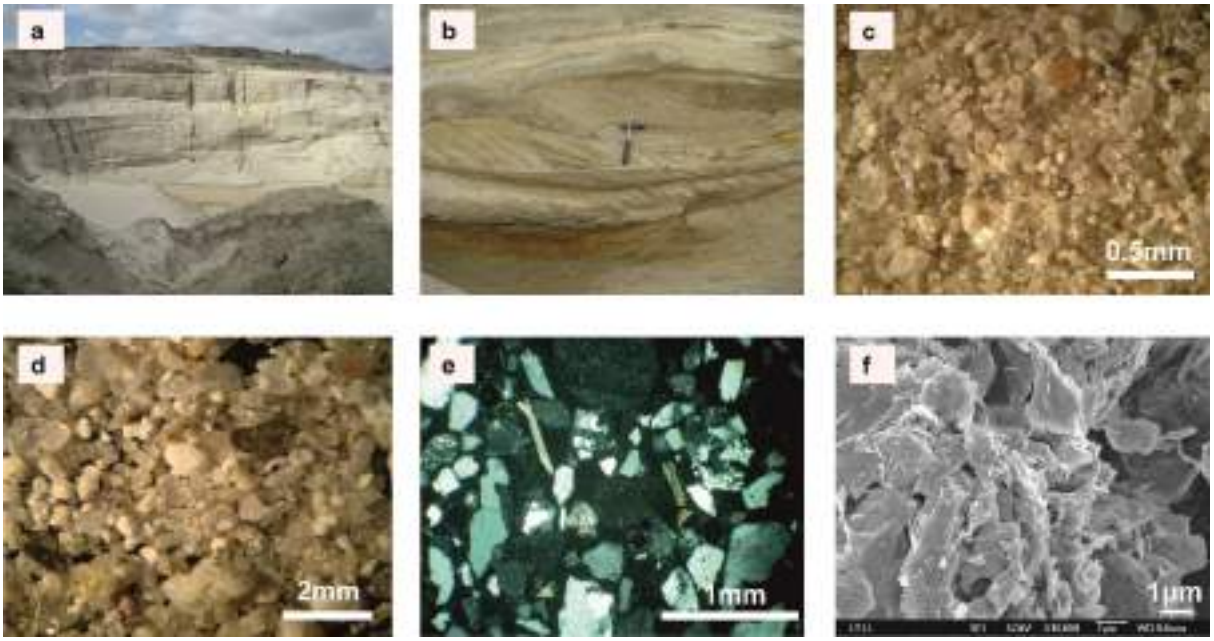
kumtaşı ve çakıltaşı ile marn, kireçtaşı, kiltaşı (bentonitik), tüfit ve linyitli seviyelerden oluşur. Şekil 1 içerisinde ayırtlanmamış olan ve çalışma alanı içerisinde yerel olarak Danişment Formasyonu üzerinde uyumsuz olarak bulunan Çantaköy Formasyonu ise Umut vd. (1983) tarafından Orta Miyosen yaşlı, gölsel-akarsu geçişli, yeşilimsi-sarımsı-kırmızımsı kil, beyazımsı tüfit ve tüfik kumtaşı ardalanması için rapor edilmiştir. Çağlayan ve Yurtsever (1998) tarafından Çantaköy Tüfiti olarak da tanımlanan formasyon üst seviyelerinde kiltaşı (bentonitik) içeriklidir. Kırcasalih Formasyonu ise Ergene Formasyonu üzerine uyumsuz gelir ve başlıca tutturulmamış çakıl-kum (çakıltaşı-kumtaşı), az oranda kiltaşı bileşimlidir (Siyako, 2006).



Şekil 1. Çalışma alanının bulunduğu bölgenin jeolojisi (Siyako, 2006'dan derlenmiştir).

Trakya'da geniş bir yayılımı olan Ergene Formasyonu birçok çalışmacı tarafından Orta-Üst Miyosen yaşlı çökeller için tanımlanmıştır (Holmes, 1961; Umut vd., 1983; Turgut vd., 1983; Yurtsever, 1996; Siyako, 2006). Formasyon Umut vd. (1983) tarafından örgülü ve menderesli akarsu çökelleri (çakıltaşları ve kumtaşları; Yarmatepe ve Velimeşe Üyeleri) olarak ele alınmıştır. Ergene Formasyonu çalışma alanında; Çerkezköy güneyi-Esetçe ve Değirmenköy çevresinde ve Ahmetfaki düzlüğü ve Armeşe mevkii alanlarında yayılım gösterir ve jeolojik durumdan ve mostralardan ve özellikle açılmış ocaklardan anlaşılan görünür kalınlığı <150 m dir.

Formasyon başlıca gri-bej-sarı renklerde (limonitleşmeye bağlı renk değişimleri yaygındır), az-yarı tutturulmuş özellikte kumtaşı-çakıltaşı ile bej ve yeşil renklerde kiltaşı ve marn ara seviyelerinden oluşmaktadır. Tabaka eğimleri çoğunlukla yataya yakındır, Çantaköy güneyine doğru göreceli artar. Kum-çakıl oranında değişimler sıkçadır ve bileşenler yuvarlak-yarı yuvarlak biçimli olup, çeşitli kayaç kökenli parçalardır ve bitkisel elemanlar da içerir. Ergene Formasyonu'nun mostra özelliklerinde kısa mesafede sıkça değişimler vardır, laminalanma ve çapraz tabakalanma, kanal dolgu yapıları olması da düşük enerjili çökel ortamını; muhtemelen akarsu ve akarsu-göl geçiş ortamını işaret eder. Armeşe Mevkiindeki ocağın içerisindeki aynalardan Ergene Formasyonu'nun seviyeleri genelde beyazımsı bej ve sarımsı bej renklerdedir, merceksel çakıl-kum geçişleri ve ayrıca kil bant ve mercekleri bulunur, demir oksit getirimleri vardır (Şekil 2a, b). Güneyde (Araplı Deresi) çakıl oranı artmaktadır; tekne biçimli çakıl düzeyleri sıkçadır, taneler daha köşelidir ve bu mevkideki ocak aynalarında mika miktarında artış görülür.



Şekil 2. Ergene Formasyonu; a: Armeşe ocağı kumtaşı-çakıltaşı ve kiltaşı düzeyleri, b: kumtaşı-çakıltaşında çapraz tabakalanma ve tekne yapıları, c: kum (Araplı Dere) ve d: çakıllı kum (Armeşe ocağı) örneklerinin binoküler mikroskop görünümleri, e: Armeşe ocağı çakıllı kum örneğinin petrografik-polarizan görünümleri (çapraz nikol), f: mil havuzu örneğinin taramalı elektron mikroskop (SEM) görünümü.

Ergene Formasyonun Armeşe ve Araplı alanlarından derlenen örneklerin lokasyon, tanım ve mineralojik bileşimleri Çizelge 1' de verilmiştir. Bileşenlerin oranları mineral bazında gösterilmiştir. Binoküler ve petrografik-polarizan mikroskop inceleme sonuçlarına göre çakıl boyutlu elemanlar çoğunlukla kayaç parçalarıdır ve başlıca kuvarsit, yanısıra granit, metagranit, gnays, şist, kumtaşı, kireçtaşı ve volkanik (muhtemelen dasit, andezit) kökenlidirler. Daha ziyade kum-silt boyutlu olan mineral bileşenler ise büyük oranda kuvars ve feldspatlardır (Çizelge 1; Şekil 2c, d, e).

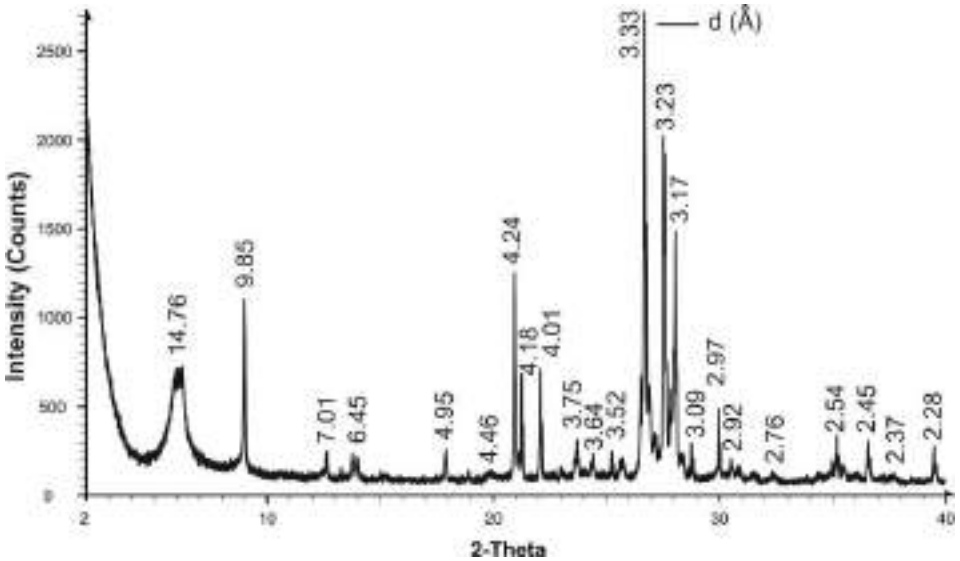
Kuvarslar genelde renksiz-saydam, daha az oranlarda renkli tanelerdir. Bazı iri taneli saydam kuvarslarda rutil inklüzyonları gözlenmiştir. Feldspatlar genelde beyazımsı renkli, bazı taneler için yeşilimsi renkte-killeşmiş özelliklerdedir. Kil boyutlu elemanlar feldspatlardan ufalanmışlardır ve bazı feldspat taneleri hafif bir darbede parçalanabilirler. Feldspatlar albit-oligoklaz (plajioklaz) ve mikroklin ile ortoklaz (K-feldspat) türündedirler ve genellikle pertit ve antipertit dokuludurlar. Örneklerde kuvars-feldspat oranları değişebilmektedir. Biotit, muskovit ve kloritler pulsu yapıda siyah, renksiz ve yeşil tonlarda tanelerdir. Muskovitlerde muhtemelen demirce zenginleşme ve biotitlerde kloritleşme ve opaklaşma gözlenmiştir. Hakim mika türü Armeşe örneklerinde biotit, Araplı örneklerinde muskovittir. Klorit Araplı öneklerinde az da olsa bulunur, Akmeşe örneklerinde rastlanmamıştır. Diğer mineraller kapsamında ise eser oranlarda amfibol, gröna, turmalin, olivin, epidot, rutil, hematit, manyetit ve limonitleşmiş belirsiz taneler vardır ve bu bileşenler kuvars ve feldspatlara göre daha ince tane boyutludurlar.

Mil havuzu örneğinin SEM incelemelerinde smektitler yoğun olarak gözlenmiş olup çoğunlukla 0,1 µm kalınlıklardaki yaprakların birleşimi şeklinde, 0,5–2 µm boyut açıklıklı gül benzeri morfolojik özelliklerde bulunmuştur (Şekil 2f). SEM-EDX analiz sonuçlarına göre smektitler için $(Si_{7,65}\ Al_{0,35})$ $(Al_{2,63}\ Fe_{0,84}\ Mg_{0,34})$ $(K_{0,47}\ Na_{0,16}\ Ca_{0,32})\ O_{20}\ (OH)_4$ şeklinde katyonik yapısal formül ortaya çıkmaktadır (iki analiz ortalaması). Burada, oktahedral yük (0,91) tetrahedral yükten (0,35) daha fazladır ve toplam yük eksikliği (1,26) tabakalar arası yük (1,27) ile dengelenmiştir.

Çizelge 1. Ergene Formasyonu örneklerinin litolojik tanımları ile binoküler + petrografik-polarizan mikroskop inceleme sonuçlarına göre mineral bazına indirgenmiş oransal (%) bileşimleri. 1-5 no'lu örnekler Armeşe Alanı'na, 6-8 no'lu örnekler Araplı Alanı'na aittirler. (K: Kuvars, F: Feldspat, M: Mika, D: Diğer mineraller; amfibol, gröna, turmalin, olivin, epidot, rutil, hematit, manyetit ve limonitleşmiş belirsiz taneler).

Örnek	Tanım	Mineralojik Bileşim	<44 µm fraksiyon (%, ağırlıkça)
1	İnce kum	K (70-75) + F (15-20) + M (5-10) + D (<5)	11
2	İnce kum	K (80-85) + F (10-15) + M (<5) + D (<5)	17
3	Kaba kum	K (75-80) + F (15-20) + M (<5) + D (<5)	7
4	Çakıllı kum	K (80-85) + F (10-15) + M (<5) + D (<5)	4
5	Kaba kum	K (80-85) + F (10-15) + M (<5) + D (<5)	6
6	Kaba kum	K (70-75) + F (20-25) + M (<5) + D (<5)	7
7	Çakıllı kum	K (70-75) + F (20-25) + M (<5) + D (<5)	5
8	Çakıl	K (80-85) + F (10-15) + M (<5) + D (<5)	2

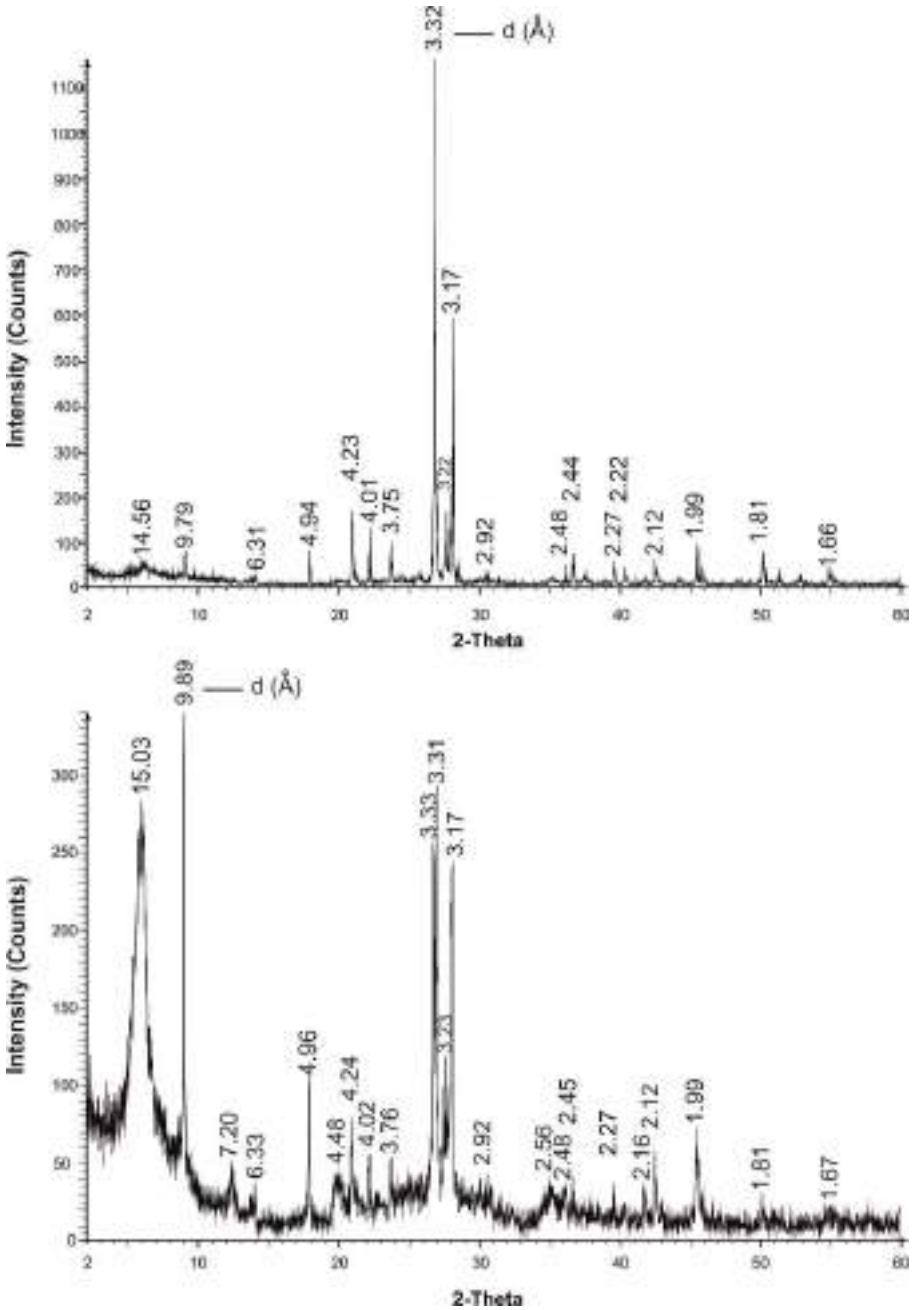
Ergene Formasyonu tüvanan örneklerinde iki farklı aralıkta (0,4 mm ve 44 µm) elekler kullanılarak tane boyut dağılımı incelenmiştir. Sekiz örnek için <44 µm boyut grubu Çizelge 1' de gösterilmiştir. Çizelgede gösterilmeyen bazı örneklerde de boyut çalışması yapılmıştır ve bunların bazıları killi kum özelliğindedir. Killi kum örneklerinde <44 µm grubu % 21 ve % 28 bulunmuştur. Genelde çakıl boyutlu elemanların fazla olduğu örneklerde; >0,4 mm grubu % 70 üzerinde, 0,4 mm-44 µm arası grup %10-30 aralığında ve <44 µm grubu % 5 altında (ağırlıkça) bulunmuştur. Kum boyutlu elemanların çoğunlukta olduğu örneklerde ise bu oranlar (ağırlıkça) sırasıyla % 5-20, % 60-80 ve % 5-15 aralıklarında bulunmuştur. Bölge genelinde, tüvanan malzemedeki <44 µm grubunun % 2-15 gibi bir aralıkta olabileceği - bekleneceği anlaşılmıştır.



Şekil 3. Tüvanan kum örneğinin (Armeşe Alanı) <44 µm ürününe ait XRD paterni.

Gerek tüvanan gerekse ürün örneklerinde XRD analizi ile belirlenen genel mineralojik bileşim kuvars + feldspat + 10 Å fazı (illit-mika) + 14 Å fazı (smektit) + 7 Å fazı (klorit-kaolinit) şeklindedir. 10 ve 7 Å fazları tüvanan örneklerde düşük veya çok düşük şiddetli; belirsiz pikler olarak bulunur, ince boyutta (<44 µm) ise nispeten belirginleşir. Tüvanan bir kum örneğinin <44 µm ürününe ait XRD paterni Şekil 3' de verilmiştir. 10 ve 7 Å fazlarına ait çok düşük şiddetli pikler, toplam kil-mika mineralleri açısından esasen 14 Å fazının (smektit) dışında yüksek oranda diğer bir faz olmadığını açıklar. İnce boyut ürününde (<44 µm) smektitin önemli bir oran artışına ulaştığı görülmektedir (Şekil

3 ve Şekil 4a karşılaştırması). Mil havuzu örneğinin XRD paterninde de doğal örneklerin <44 µm grubu XRD paternlerine yakın benzerlik söz konusudur (Şekil 4b).



Şekil 4. a: Armeşe ocağı; tüvanan (stok) kum örneği (sol-üstte) ve mil havuzu örneği (sol-altta) tüm kayaç XRD paternleri, b: mil havuzu örneği kil fraksiyonu; havada kurutulmuş (HK), etilen glikollü (EG) ve 350 ve 550 ºC fırınlanmış yüksek sıcaklık (YS) XRD paternleri (Esenli vd. (2010)' dan alınmıştır.

Esenli vd., (2010) tarafından bölgedeki bir mil havuzu örneği için kil fraksiyonu verileri rapor edilmiştir. Mil havuzu kil fraksiyonu-havada kurutulmuş örneğinin paterninde smektit bazal piki 14,62 Å mesafe değerli olup, yüksek şiddetli, simetrik ve keskin görünümdedir. Paternde 10 Å bölgesinde belirsiz bir pik ile 7,08 Å mesafe değerli çok düşük şiddetli, asimetrik pik vardır. Paternde kil dışı mineral bulunmaz. Etilen glikol işlemli örnek paterninde smektit bazal piki (16,09 Å) oldukça keskin, yüksek şiddetli ve simetriktir. Bazal seri düzenliye yakındır. I(002)/S(003) mesafesi (5,49 Å) ile I(001)/S(002) mesafesi (8,24 Å), ayrıca bu piklerin $\Delta 2\theta^{o}$ değeri (5,36º) ve de smektit bazal pik deseni

mil havuzu smektitinin belirgin bir illitik karışık katman içermediğini göstermiştir (Reynolds vd.1980; Moore ve Reynolds, 1997). EG paterninde ayrıca, mesafe değeri 9,65 Å olan pik (muhtemel illit) ile mesafe değeri 6,99 Å olan (klorit-kaolinit) çok düşük şiddetli pikler vardır. 350ºC-fırınlanmış örnek paterninde bazal pik 9,68 Å mesafe değerli, şiddetli, orta keskin, kısmen simetriktir ve çöken smektiti ifade eder. 550ºC-fırınlanmış örnek paterninde 7 Å piki iz şeklinde görülür ve muhtemelen klorit ve kaolinit fazları düşük oranlarda da olsa ayrı ayrı vardır. Sonuç olarak, mil havuzu kil fraksiyonu örneği büyük oranda smektit (% >85) ile klorit-kaolinit (%10-15) ve illit (% <5) içerir.

Ergene Formasyonu litolojilerinden derlenen örnekler genelinde; binoküler mikroskop, petrografik-polarizan mikroskop ve XRD (tüm kayaç ve kil fraksiyonu) incelemeleri sonucunda şu sonuçlar belirlenmiştir: Tüvanan örneklerde kuvarsit, gnays, metagranit, şist, granit-granodiorit, kireçtaşı, kumtaşı ve dasit-andezit türünde kayaç parçaları bulunmaktadır. Çakıl boyuttaki elemanlarda kayaç parçaları çoğunluktadır ve kuvarsit en yüksek orandaki başlıca elemandır. Mineral parçalarında ise kuvars en yüksek orandadır. Kum boyutunda ise kayaç parçaları yine bulunuyor iken tek mineralli parçalar ana bileşendir ve yine kuvars en yüksek orandaki başlıca elemandır.

Tüvanan örnekler genelinde belirgin oranlarda (çok yüksekten düşüğe doğru) kuvars, feldspat (albit-oligoklaz, mikroklin-ortoklaz) ve mika (muskovit, biotit, klorit) ile düşük oranda 14 Å fazı (smektit) bulunmaktadır. Ayrıca, amfibol, olivin, epidot, gröna, rutil, hematit, manyetit ve demir oksit sıvamalı belirsiz mineraller ise toplamda çok düşük tek tek ise eser oranlarda vardır. İnce boyut (<44 µm) malzemede ise smektit fazı belirgin olarak artmaktadır, eser oranda 7 Å fazı ortaya çıkmaktadır. Smektit Ca-smektit türündedir ve muhtemelen karışık katman içermez. Formasyonun smektiti feldspat dönüşüm kökenlidir ve muhtemelen her iki feldspat türünden de smektite dönüşüm olmuş olmalıdır. Binoküler, petrografik-polarizan ve elektron mikroskop bulguları, özellikle bu bulgularda diğer bir birincil kökenden kil oluşumunun saptanmamış olması bölgedeki kil mineral oluşumunun büyük oranda feldspattan dönüşüm şeklinde olduğunu işaret eder.

Ergene Formasyonu'nun litolojilerinden malzeme alımı yapılan ocaklarında kullanılmayan-değerlendirilmeyen ince boyutlu malzemenin toplam içerisinde (ağırlıkça) % 2-15 arasında olduğu; genelde ise % 5-10 oranında beklenebileceği anlaşılmıştır. Bölgede, sadece ocaklar bazında düşünüldüğünde de smektit içeriği yüksek (% >50) ve bazı bentonit standartlarını sağlayabilecek özellikte önemli bir atık malzeme stoku bulunmaktadır. Tüvanan kum örneğinin ince boyut (<44 µm) malzemesi ile mil havuzu örneği üzerinden alınan sonuçlara göre, nem içerikleri % 4,12-5,88, şişme indeksi değerleri 2-3 ml/2g, su emme kapasitesi % 120-135 ve yağ emme kapasitesi % 34-54 bulunmuştur. İnce boyut malzeme örneğinde KDK değeri mil havuzu örneği (Esenli vd., 2010) ile benzer bulunmuştur (0,3 meq/g). Dikey ölçekte, alttan üst seviyelere doğru tüm bileşenler için tane boyutlarında bir ufalma ve mika mineralleri miktarında ise artış bulunur, yanal ölçekte ise kuzeye doğru ince malzeme miktarının (oranının) artış gösterebileceği düşünülmektedir. Özellikle kuzey bölgede de (Çerkezköy yakın alanı) bu tür malzemedeki kil (kil-mika) mineral türündeki olası değişimlerin ortaya konması gerekir.

4. KAYNAKLAR

Akbulut, A., 1996. Bentonit. MTA Genel Müdürlüğü, Eğitim Serisi, No:32, 78s.

ASTM, 2006. Standard test method for swell index of clay mineral component of geosynthetic clay liners (ASTM D5890).

Bergaya, F., Theng, B., Lagaly, G., 2006. Handbook of clay science. Amsterdam: Elsevier.

Chung, F.H., 1975. Quantitative interpretation of X-ray diffraction patterns of mixtures III: simultaneous determination of a set of reference intensities. Journal of Applied Crystallography, 8, 17-19.

Çağlayan, M.A., Yurtsever, A., 1998. Burgaz-A3, Edirne-B2 ve B3, Burgaz-A4 ve Kırklareli-B4, Kırklareli-B5 ve B6, Kırklareli-C6 paftaları, 1/100000 ölçekli Türkiye jeoloji haritaları, 20, 21, 22, 23, Ankara: MTA Yayını.

Erdoğan, M., Eren, R.H., Oktay, F.Y., 1999. Silivri çevresindeki Ergene formasyonunun agrega potansiyeli ve özellikleri. 2.Ulusal Kırmataş Sempozyumu, İstanbul, 118-120.

Esenli, F., Gültekin, A.H., Ekinci-Şans, B., 2010. Ergene formasyonu kumlarından (Çorlu-Tekirdağ bölgesi) bentonitik malzeme kazanımı. Kil Bilimleri ve Teknolojisi Dergisi, 1(4), 227-238.

Grimm, R.E., Güven, N., 1978. Bentonites. geology, mineralogy, properties and uses. Elsevier, 216p.

Harvey, C.C., Murray, H.H., 1997. Industrial clays in the 21st century: A perspective of exploration, technology and utilization. Applied Clay Science, 11, 285-310.

Holmes, A.W., 1961. A Stratigraphic review of Thrace. TPAO Rapor No: 368, Ankara (yayımlanmamış)

Moore, D.M., Reynolds, R.C. Jr, 1997. X-ray diffraction and the identification and analysis of clay minerals. Oxford University Press, New York, 378p.

Murray, H.H., 2007. Applied clay mineralogy: Occurrences, processing and application of kaolins, bentonites, palygorskite-sepiolite, and common clays. Amsterdam: Elsevier, 180p.

Odam, I.E., 1984. Smectite clay minerals: properties and uses. Philos. Trans. R. Soc. London, 311, 391-409.

Reynolds, R.C. Jr, 1980. Interstratified clay minerals. In G.W. Brindley and G. Brown (Eds.), Crystal structures of clay minerals and their identification. Mineralogical Society, London, 229-303.

Siyako, M., 2006. Trakya Havzası Tersiyer kaya birimleri. MTA Yayını: Trakya Bölgesi Litostratigrafi Birimleri, Stratigrafi Komitesi, Litostratigrafi Birimleri Serisi-2, 43-77.

Turgut, S., Siyako, M., Dilki, A., 1983. Trakya Havzası'nın jeolojisi ve hidrokarbon olanakları. Türkiye Jeoloji Bülteni, s. 4, 35-46.

Umut, M., Kurt, Z., İmik, M., Özcan, İ., Sarıkaya, H., Saraç, G., Keskin, İ., 1983. Tekirdağ İli-Silivri (İstanbul İli)-Pınarhisar (Kırklareli İli) alanının jeolojisi. MTA Rapor No: 7349, Ankara (yayınlanmamış).

Velde, B., 1992. Introduction to clay minerals. chemistry, origins, uses and environmental significance. London University Press, 198p.

Yurtsever, A., 1996. İstanbul Yarımadasının (1/50.000 ölçekli haritasının) Jeolojisi. MTA Rapor No: 9989, Ankara (yayınlanmamış).

Çan ve Ayvacık (Çanakkale) Çevresindeki Yapı Taşı Olarak Kullanılan Tüflerin Petrografik ve Jeomekanik Özelliklerinin Belirlenmesi ve Karşılaştırılması

Determination and Comparison of Petrographical and Geomechanical Properties of Tuffs Used as a Building Stone in Çan and Ayvacik (Çanakkale)

Merve DİLER[1], Ayten ÇALIK[2], M. Celal TUNUSLUOĞLU[2,*]

[1]*Gopkent Yönetim A.Ş., Gaziosmanpaşa, İstanbul*
[2]*Çanakkale Onsekiz Mart Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Terzioğlu Kampüsü, Çanakkale (*ctonoz@gmail.com)*

ÖZ: Çanakkale ili sınırları içerisinde birçok doğal taş ocağı bulunmakta ve bu ocakların pek çoğu günümüzde işletilmeye devam edilmektedir. Birçok doğal taş ocağında sadece taşın içerdiği mineral büyüklüğü ve rengi dikkate alınırken gerekli petrografik ve jeomekanik özelliklerin incelenmesi amaçlı çalışmalara gereken önem verilmemektedir. Ancak bu durum doğal taşların kullanıldıkları alanlarda ekonomik ömürlerini tamamlamadan bozunma sonucu aşınması gibi ekonomik kayıplara neden olmaktadır. Bu çalışmada Çan tüfleri ve Ayvacık bölgesi ignimbritlerinin (Arıklı ignimbritleri) halen işletilmekte olan ocaklarından blok örneklemeler yapılarak ve bu blok örneklerden karot örnekleri alınarak fiziksel ve mekanik özellikleriyle birlikte petrografik, mineralojik ve jeokimyasal özellikleri de tayin edilmiş ve bu özellikler arasında önemli ilişkilerin olduğu ortaya konmuştur. Yapılan incelemeler sonucu Çan tüfleri petrografik olarak litik kristal tüf, Arıklı ignimbritleri ise vitrik tüf olarak adlandırılmış ve Ayvacık bölgesi ignimbritlerinin Çan tüflerine oranla çok daha fazla boşluk içerdiği belirlenmiştir. Ayrıca, Çan tüflerin dayanımının ve SiO_2 oranının Ayvacık bölgesindeki ignimbritlere göre daha yüksek olduğu ve porozitesinin de daha düşük olduğu belirlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Çan taşı, Arıklı ignimbriti, doğal taş, yapı taşı, dekoratif taş

ABSTRACT: *There are many natural stone quarries within the borders of Çanakkale and many of these quarries are still in operation today. In many natural stone quarries, only the size and color of the mineral is taken into consideration and the necessary petrographical and geomechanical properties are not considered. However, this situation causes economic losses such as erosion as a result of weathering without completing the economic life of natural stones. In this study, samples were taken from the quarries of Çan tuffs and Ayvacik region ignimbrites (Arikli ignimbrit) which are still in operation and core samples were taken from these block samples. The physical and mechanical properties of the core samples as well as their petrographic, mineralogical and geochemical characteristics were determined and it was found that there were significant relationships between these properties. As a result of the investigations, the Çan tuffs were named as lithic crystal tuff petrographically and Arikli ignimbrite was named as vitric tuff. It has been determined that ignimbrites of Ayvacik region have more space than Çan tuffs. In addition, the strength of Çan tuffs and SiO_2 ratio was higher than the ignimbrite in the Ayvacik region. Also, the porosity of the Çan tuffs was lower than Ayvacik region ignimbrites.*

Keywords: *Çan stone, Arikli ignimbrite, natural stone, building stone, decorative stone*

1. GİRİŞ

Ülkemiz jeolojik yapısının beklenen bir sonucu olarak çeşitli renk ve kalitede ticari anlamda zengin doğal taş yataklarına sahiptir. Doğal taş ocaklarının işletime açılmasının öncesinde ve/veya sonrasında petrografik incelemeler, fiziksel ve mekanik deney yöntemlerinin uygulanması doğal taşların kaya kalitesi ve dayanımlarının tespit edilmesinde kullanılan yöntemlerdir. Bu çalışmadaki iki inceleme alanı da Biga Yarımadasında Çanakkale ili sınırları içerisinde yer almaktadır. Birinci çalışma alanı, Oligosen yaşlı Çan volkanitlerinin yaygın olduğu Çanakkale'nin doğusundaki Çan ilçesi ve çevresi olup, andezit, dasit, riyodasit türde lav, tüf ve aglomeradan oluşmaktadır (Ercan vd., 1995). İkinci

çalışma alanı ise Ayvacık ve çevresinde yüzlek veren andezit, dasit, riyodasit, latit türde lav, tüf ve aglomeralar ile geniş alanlar kaplayan ignimbritleri içeren Alt-Orta Miyosen yaşlı Behram volkanitleri görülmektedir (Ercan vd., 1995) (Şekil 1). Çan bölgesindeki tüflerin petrografik, jeokimyasal ve jeomekanik özelliklerinin belirlenmesine yönelik çalışmalar yapılmıştır (Akdaş vd., 2001; Türkdönmez vd., 2012; Şener vd., 2013; Erenoğlu, 2017). Bu çalışmalardan Şener vd. (2013) tarafından yapılmış olan çalışma Çan bölgesindeki tek bir ocaktan alınan örneklerin petrografik, jeokimyasal verilerini içermekle birlikte tüm doğal taş teknolojik deneylerinin yapıldığı tek çalışmadır. Bununla birlikte Ayvacık bölgesinde bulunan ve işletilmekte olan doğal taş ocaklarının petrografik, jeokimyasal ve jeomekanik özelliklerinin belirlenmesine yönelik bir çalışmaya literatürde rastlanılmamıştır. Ayrıca her iki bölgedeki doğal taşların petrografik, jeokimyasal ve jeomekanik özelliklerinin karşılaştırılarak kullanım alanlarının belirlenmesine yönelik çalışmalar da literatürde bulunmamaktadır.

Bu çalışmanın amacı Çanakkale iline bağlı Çan ve Ayvacık bölgelerinde bulunan ve işletilmekte olan doğal taş ocaklarından blok örneklemeler yapılarak örneklerin mineralojik, petrografik, jeokimyasal ve jeomekanik özelliklerinin araştırılması ve bu özellikler arasındaki ilişkilerin değerlendirilmesidir. Ayrıca, elde edilen veriler incelenerek Çan ve Ayvacık bölgelerindeki doğal taşların kullanım alanlarına yönelik tespitlerde bulunmak amaçlanmıştır.

2. ÇAN TÜFLERİ VE AYVACIK BÖLGESİ İGNİMBRİTLERİNİN PETROGRAFİK VE JEOMEKANİK ÖZELLİKLERİ

2.1. Materyal ve Metot

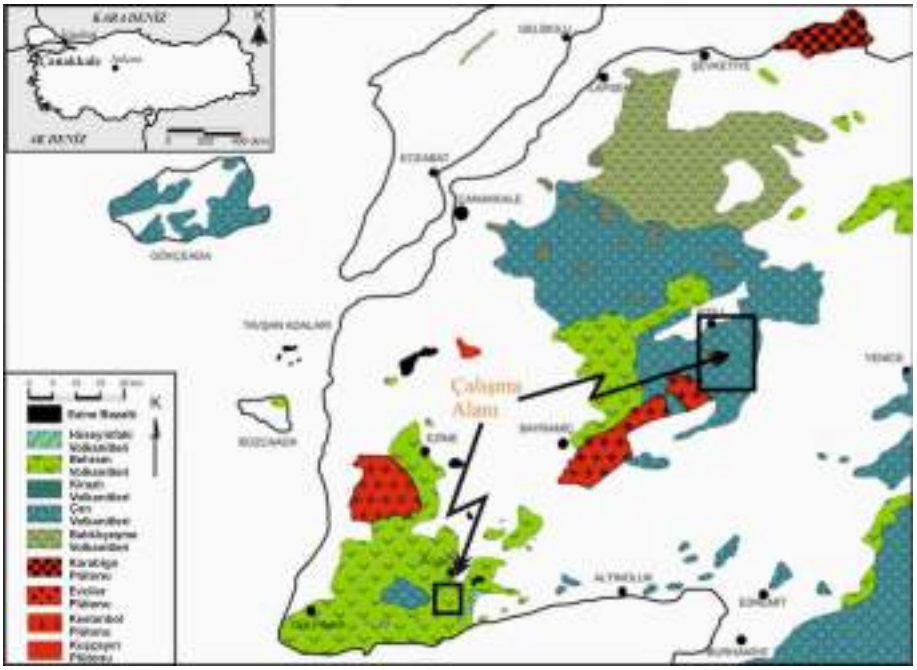
Çalışma alanı, Çan tüfleri ve Ayvacık bölgesi ignimbritleri olmak üzere iki ayrı bölgeye ayırılmıştır. Çan tüfleri (Billaller köyü, Söğütalan köyü, Dereoba köyü) ve Ayvacık bölgesindeki ignimbritlerin (Nusratlı köyü, Arıklı köyü, Yeşilyurt köyü) yüzeylendiği yerlerde bulunan ve halen işletilmekte olan ocaklardan blok örneklemeler yapılmıştır. Bu blok örneklerden karot örnekleri alınarak, petrografik, mineralojik ve jeokimyasal özellikleriyle, fiziksel ve mekanik özellikleri tayin edilmiş ve bu özellikler uluslararası ve ulusal standartlar kullanılarak sınıflandırılmıştır. Ayrıca, Çan tüfleri ve Ayvacık bölgesi ignimbritleri fiziksel ve mekanik özellikler temel alınarak karşılaştırılmıştır. Çalışma sırasında kayaçların fiziksel özelliklerini belirlemek için özgül ağırlık, kuru ve doygun birim hacim ağırlık, ağırlıkça ve hacimce su emme deneyleri, görünür gözeneklilik (porozite), boşluk oranı tayini deneyleri, jeomekanik özelliklerini belirlemek için tek eksenli sıkışma dayanımı deneyi, nokta yükü dayanım indeksi deneyi, Schmidt sertlik çekici deneyi, yapılmıştır. Ayrıca suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi, P-dalga hızı ve donma-çözülme deneyleri de yapılmıştır. Ocaklardan alınan örnekler için ince kesit yaptırılarak polarizan mikroskop altında incelenerek kayaçların petrografik özellikleri ve XRD analiz sonuçlarından da mineralojik bileşimleri tespit edilmiştir. Kayaçların jeokimyasal özelliklerini belirleyebilmek amacıyla majör oksit değerler ICP iz element değerleri de, ICP MS analiz yöntemi kullanılarak belirlenmiştir.

2.2. Çalışma Alanlarının Jeolojik Özellikleri

Çan Bölgesinin jeolojisini Geç Oligosen-Miyosen yaşlı granit, granidiyorit, kuvars diyorit bileşimli kayaçların oluşturduğu Evciler Plütonu, Miyosen – Eosen volkanitleri ve gölsel kırıntılı çökeller (Çan formasyonu, Duru ve diğ., 2007) oluşturmaktadır. Çan Bölgesindeki volkanik kayalar litostratigrafik olarak üç farklı birimden oluşur. Bunlar lavlar, aglomeralar ve tüflerdir (Şekil 1). Çan tüfleri, inceleme alanındaki arazide yaygın olarak bulunan piroklastik kayaçların ürünüdür. Bu tüfler genellikle açık sarımsı, bej, krem ve kahve renkleriyle diğer volkanik kayalardan kolayca ayırt edilebilir. Hidrotermal alterasyonlar sonucu demiroksitli mineralizasyon nedeniyle kırmızımsı, kahverenkli değişik motifler sunmaktadır. Bu tüfler genel olarak lav ve aglomeraların üzerinde yer alır (Türkdönmez, 2007).

Ayvacık bölgesinin jeolojisini Miyosen yaşlı, başlıca bitümlü şeyl, tüf, çamurtaşı, kumtaşı ve kireçtaşları gibi gölsel kırıntılı çökellerin oluşturduğu Küçükkuyu Formasyonu (Saka, 1979) ile bunların üzerine gelen beyaz, sarı ve kırmızı renkli tüflerden meydana gelmektedir (Şekil 1). Arıklı, Çatlı, Nusratlı, Yeşilyurt ve Kısacık köyleri civarında yayılım gösteren bu volkanitler Arıklı ignimbriti

olarak isimlendirilmiş ve diğer litolojilerle ilişkilerine göre yaşı Alt-Orta Miyosen olarak belirlenmiştir (Duru vd., 2007). Bu çalışmada Ayvacık bölgesi ignimbritleri aynı zamanda Arıklı ignimbritleri olarak da adlandırılmıştır.



Şekil 1. Çalışma alanının yer bulduru ve jeoloji haritası (Ercan vd., 1995; Türkdönmez, 2007'den değiştirilerek).

2.3. Çan Tüfleri ve Arıklı İgnimbritlerinin Mineralojik ve Petrografik Özellikleri

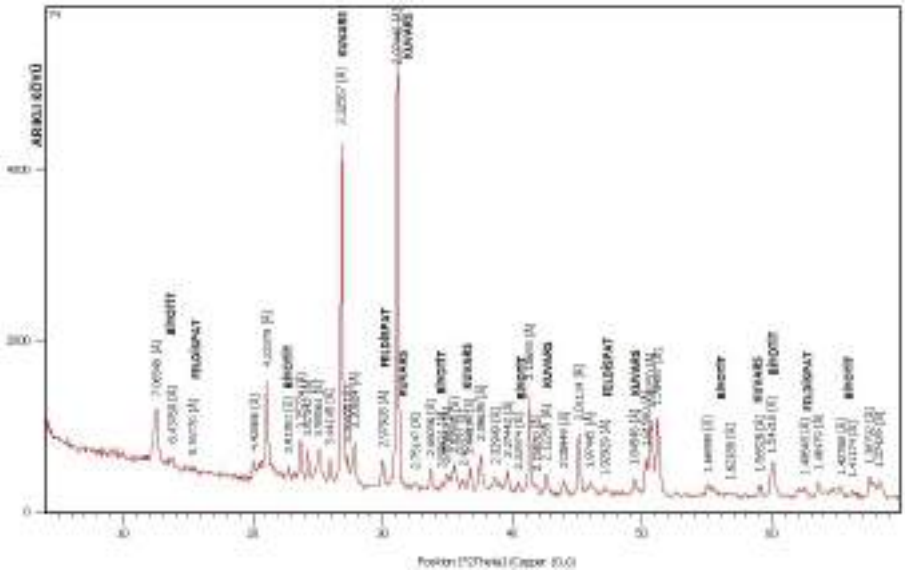
Çan ve Ayvacık Bölgelerine ait kaya örneklerinin minerolojik ve petrografik özellikleri ince kesitler üzerinden incelenmiş ve fotoğrafları çekilmiştir. Ayrıca aynı örneklerin XRD analizleri yaptırılarak XRD kırınım desenleri ASTM (2004) standartlarına göre yorumlanmış ve mineralojik bileşimleri belirlenmiştir.

Çan ilçesinin güney batısında başlıca Bilaller, Söğütalan ve Dereoba köyleri çevresinde yüzeylenen sarımsı krem renkli riyolitik tüfler bu bölgede Çantaşı olarak bilinmektedir. Hidrotermal alterasyonlar sonucu meydana gelmiş olan hematitleşme ve limonitleşme bölgedeki riyolitik tüfler üzerinde yaygın olarak izlenmekte olup bu hidrotermal alterasyon izleri riyolitik tüflerin dekoratif taş olarak kullanılmasında tercih sebebi olmuştur.

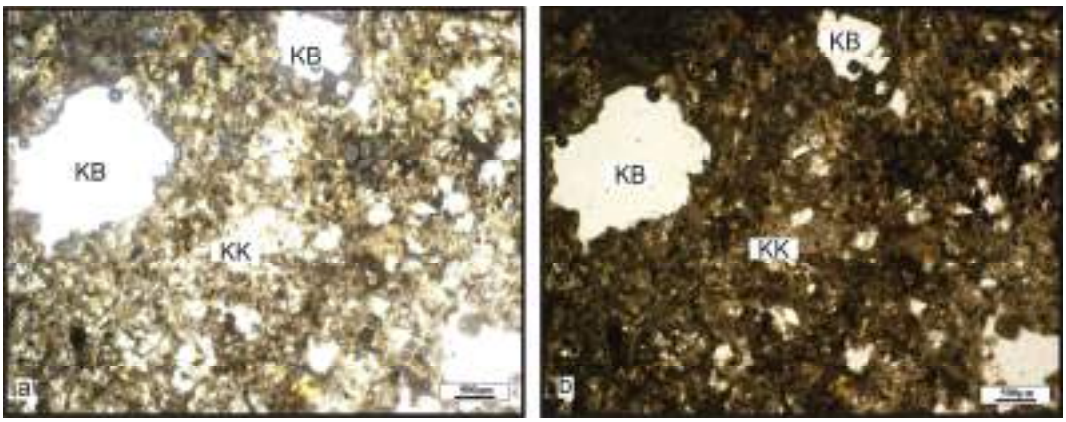
XRD analiz sonuçlarına göre bu kayaçlarda başlıca mineralojik bileşim kuvars, feldispat (sanidin, albit- oligoklas) ve biyotit olarak belirlenmiştir. Muskovit, klorit ve kaolinit pikleri kayaçtaki serisitleşme, kloritleşme ve killeşmeyi göstermektedir (Şekil 2). Kesitler başlıca kuvars mikrokristaleri ve/veya mikrolitleri az miktarda kayaç parçalarından (litik parçalar) oluştuğu görülmüştür. Kuvars mikrokristalleri çevresi ince dokulu hamur ve volkan camından oluşmaktadır. Bilaller ve Söğütalan kesitlerinde Fe'li alterasyonlar özellikle hamurda yaygın olarak izlenirken, Bilaller ve Dereoba kesitlerinde boşluklu yapı görülmüştür.

Ayvacık Bölgesinde Nusratlı, Arıklı ve Yeşilyurt köyleri çevresinde izlenen volkanik birimler, beyaz, açık gri renkli asitik bileşimli tüflerden oluşmaktadır. XRD analiz sonuçlarına göre bu kayaçlarda başlıca mineralojik bileşim kuvars, feldispat (sanidin, albit-oligoklas) ve biyotit olarak belirlenmiş olup kaolinit pikleri kayaçtaki killeşmeye bağlı olarak gelişmiştir. Bu sonuçlar, ince kesit çalışmaları sonucu belirlenmiş mineralojik bileşim ile de örtüşmektedir. Nusratlı, Arıklı ve Yeşilyurt köylerinden alınmış örneklerin ince kesit incelemeleri sonucu örnekler vitrik tüf ve litik-vitrik tüf olarak isimlendirilmiştir. Bu kayalarda başlıca kuvars mikrokristalleri ve küçük opak mineraller

bulunmaktadır. Arıklı köyünden alınmış örneğin ince kesit incelemesinde mineralllerin çevresindeki hamurun bol boşluklu volkanik camdan oluştuğu gözlemlenmiştir (Şekil 3). Tüm kesitlerde demirli alterasyon ve Arıklı kesitinde ise ayrıca killeşme yaygın olduğu görülmüştür.



Şekil 2. Arıklı Köyünden alınan örneğe ait minerolojik içeriği gösteren XRD kırınım deseni.



Şekil 3. Arıklı köyü ince kesiti. Küçük mikro kuvars ve opak mineraller boşluklu volkan camından oluşan hamur içinde görülmektedir. a-Tek nikol X4 b-Çift nikol X4 KB- kayaç boşluğu, KK- kayaç kırıntısı.

2.4. Çan Tüfleri ve Arıklı İgnimbritlerinin Jeokimyasal Özellikleri

Çan Bölgesindeki örneklerin ağırlık olarak yüzde SiO_2 içerikleri %72.80 ile 73.69 değerleri arasında, Ayvacık Bölgesindeki örneklerin yüzde SiO_2 içerikleri ise %63.30 ile 64.31 değerleri arasında değişmektedir. Buna göre Çan bölgesindeki örnekler daha asitik bileşimli olup, Ayvacık bölgesinde yer alan örnekler daha ortaç bileşimlidir. Örneklere ait Al_2O_3 yüzdeleri Çan bölgesi için %13.55 – % 15.06, Ayvacık bölgesi için %14.36 – %15.62; Demir içerikleri (Fe_2O_3) Çan bölgesi için %1.27 – % 2.19, Ayvacık bölgesi için %1.97 – %2.76 arasında değişir. Ayvacık bölgesindeki örneklerde biyotit mineralinin varlığı ve Fe'li alterasyonun yüksekliği Fe_2O_3 değerlerine de yansımıştır. Aynı şekilde feldispatların varlığı Al yüzdelerinin yüksekliğinde görülmektedir. CaO değerleri Ayvacık bölgesindeki örneklerde kısmen daha yüksektir.

İz elementlerden Ba, Zr değerleri Ayvacık bölgesine ait örneklerde Çan bölgesindeki örneklere göre daha yüksek (1106-1492 ppm) değerlerdedir. Nb, Sc, ve Y elemenlerine ait değerler Ayvacık ve Çan bölgesine ait örneklerde birbirine yakın değerler gösterir (Çizelge 1).

Çizelge 1. Çan ve Ayvacık Bölgesine ait örneklerin ana oksit ve iz element analiz değerleri.

Lokasyon	Çan Bölgesi			Ayvacık Bölgesi		
	Dereoba Köyü	Söğütalan Köyü	Bilaller Köyü	Nusratlı Köyü	Arıklı Köyü	Yeşilyurt Köyü
Ana Oksitler (wgt %)						
SiO_2	73,10	72,80	73,69	63,30	64,31	63,62
Al_2O_3	15,06	14,23	13,55	15,62	14,40	14,36
Fe_2O_3	1,27	2,19	2,15	2,76	2,53	1,97
MgO	0,01	0,07	0,07	0,57	0,66	0,88
CaO	0,08	0,10	0,09	0,39	0,77	0,66
Na_2O	0,72	0,52	0,64	0,10	2,29	2,56
K_2O	5,30	5,28	5,18	13,72	7,96	9,05
TiO_2	0,24	0,32	0,32	0,48	0,34	0,35
P_2O_5	0,06	0,11	0,08	0,10	0,06	0,08
MnO	<0,01	<0,01	<0,01	0,05	0,07	0,05
Cr_2O_3	<0,002	<0,002	<0,002	<0,002	<0,002	0,002
LOI	4	4,2	4	2.6	6.3	6.1
TOTAL	99,93	99,93	99,93	99,88	99,90	99,90
İz elementler (ppm)						
Ba	279	665	732	1106	1146	1492
Ni	<20	<20	<20	<20	<20	<20
Ni	<20	<20	<20	<20	<20	<20
Sr	73	126	145	56	175	69
Zr	255	263	255	455	444	438
Y	23	19	19	24	26	25
Nb	21	20	17	20	19	22
Sc	3	5	4	6	5	5

2.5. Çan Tüflerinin ve Arıklı İgnimbritlerinin Fiziksel Özelliklerinin İncelenmesi

Örneklerin fiziksel özellikleri ISRM (2007)'e göre belirlenmiştir. Bu kapsamda yoğunluk ve birim hacim ağırlık, ağırlıkça ve hacimce su emme, görünür gözeneklilik ve boşluk oranı gibi özellikleri tespit edilmiştir. Deneyler her lokasyon için en az 5 karot örneği üzerinde gerçekleştirilmiş olup ortalama sonuçlar Çizelge 2 ve Çizelge 3'de verilmiştir.

Çizelge 2. Çan bölgesinden alınan örneklerin ortalama yoğunluk ve ortalama birim hacim ağırlık tayini sonuçları.

Lokasyon	BHA (K) (kN/m^3)	BHA (D) (kN/m^3)	ASE (%)	HSE (%)	Görünür Gözeneklilik (%)	Boşluk oranı (%)
Bilaller	20,21	21,83	8,05	16,57	24,37	0,32
Söğütalan	20,31	21,60	6,36	13,16	14,73	0,17
Dereoba	19,40	20,94	8,0	15,77	21,58	0,28

BHA: Birim Hacim Ağırlık; K: Kuru numune; D: Doygun numune; ASE ve HSE: Ağırlıkça ve Hacimce su emme oranları

Çizelge 3. Ayvacık bölgesinden alınan örneklerin ortalama yoğunluk ve ortalama birim hacim ağırlık tayini sonuçları.

Lokasyon	BHA (K) (kN/m^3)	BHA (D) (kN/m^3)	ASE (%)	HSE (%)	Görünür Gözeneklilik (%)	Boşluk oranı (%)
Nusratlı	15,14	17,47	15,38	23,79	38.89	0.64
Arıklı	18.72	20.05	8,6	16,16	15.21	0.19
Yeşilyurt	16,50	18,71	13,42	22,55	28.51	0.40

Çan Bölgesinden alınan örneklerin birim hacim ağırlık deney sonuçları Anon (1979)'a göre düşük çıkarken, Ayvacık Bölgesinden alınan örneklerin birim hacim ağırlık deney sonuçları çok düşük-düşük olarak belirlenmiştir. Kayaların gözeneklilik özelliği (porozite) su–kaya ilişkisinde önemli bir etken olup kaya malzemesinin teknolojik özelliklerini önemli ölçüde etkilemektedir. Anon (1979)'a göre Çan Bölgesinden alınan numunelerin görünür gözenekliliği orta-yüksek olarak belirlenirken Ayvacık Bölgesinden alınan numunelerin görünür gözenekliliği orta-çok yüksek olarak belirlenmiştir.

2.6. Çan Tüflerinin ve Arıklı İgnimbritlerinin Jeomekanik ve İndeks Özelliklerinin İncelenmesi

Doğaltaşların jeomekanik ve indeks özelliklerinin incelenmesi, yapı malzemesi olarak kullanım alanlarının belirlenmesi aşamasının vazgeçilemez bir parçasıdır. Bu aşamada elde edilecek sonuçların doğaltaşların mineralaojik ve petrografik özellikleriyle karşılaştırılarak yorumlanmasıyla doğaltaşların kullanım alanlarının belirlenmesi açısından önemlidir. Bu çalışmada, Çan tüfleri ve Arıklı ignimbritlerinden alınan blok örneklerin dayanımını tayin etmek amacıyla ISRM (2007) göre tek eksenli sıkışma dayanımı, nokta yükü dayanım indeksi, Schmidt sertlik çekici deneyi, suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi, sonik hız ve donma-çözülme deneyleri her lokasyon için en az 10 örnek kullanılarak deneyler gerçekleştirilmiş ve deney sonuçları Çizelge 4 ve 5'de verilmiştir.

Çizelge 4. Çan bölgesine ait numunelerin kuru ve doygun tek eksenli sıkışma dayanımı deneyi sonuçları.

	σ_c (MPa)			$I_{s(50)}$ (MPa)			*σ_c (MPa)	**I_{d1} (%)	**I_{d2} (%)	***Vp (m/s)		
Lokasyon	Min	Max	Ort.	Min	Max	Ort.				Min	Max	Ort.
Bilaller	27.58	45.33	36.38	1.08	2.94	1.68	46	97,67	97,05	1800	3025	2537
Söğütalan	23.35	40.68	31.02	0.79	1.77	1.29	36	98,31	97,44	3027	3425	3294
Dereoba	18.78	46.87	30.51	0.79	3.03	1.95	31	97,39	94.74	2130	3478	2777

*σ_c= Schmidt sertlik çekici deneyi; **Suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi deneyi I_{d1}:1.Çevrim - I_{d2}:2.Çevrim;
***Sonik hız deneyi Vp=P-dalga hızı

Çizelge 5. Ayvacık bölgesine ait numunelerin kuru ve doygun tek eksenli sıkışma dayanımı deneyi sonuçları.

	σ_c (MPa)			$I_{s(50)}$ (MPa)			*σ_c (MPa)	**I_{d1} (%)	**I_{d2} (%)	***Vp (m/s)		
Lokasyon	Min	Max	Ort.	Min	Max	Ort.				Min	Max	Ort.
Nusratlı	18.8	28.28	23.62	0.55	1.12	0.85	27	97,31	96,78	2026	3366	2480
Arıklı	17.56	31.13	26.06	0.55	1.18	0.91	32	98,04	96,32	1830	2481	2245
Yeşilyurt	19.48	33.88	25.82	0.59	1.30	1.04	28	97,78	96,42	1805	2595	2295

Çan ve Ayvacık çevresindeki taş ocaklarından alınan blok örneklerin tek eksenli sıkışma dayanımı deney sonuçları ISRM (1981) ve Deere ve Miller (1966) göre sırasıyla orta dayanımlı ve düşük dayanımlı olarak sınıflandırılmıştır. Nokta yükü dayanım indeksi deney sonuçları Bieniawski (1975) ve Deere ve Miller (1966) göre sınıflandırılmış ve Çan bölgesinden alınan örnekler düşük ve çok

düşük dayanımlıyken, Ayvacık bölgesinden alınan örnekler sırasıyla çok düşük-düşük dayanımlı ve çok düşük dayanımlı olarak belirlenmiştir. Suda dağılmaya karşı duraylılık deney sonuçları ISRM (1979) göre sınıflandırılmış olup Çan ve Ayvacık bölgelerinden (Dereoba hariç) alınan örneklerin ikinci çevrimleri sonucu suda dağılmaya karşı yüksek dayanımlı olduğu belirlenmiştir. Dereoba köyü çevresinden alınan örneklerin suda dağılmaya karşı duraylılığı ise orta yüksek olarak belirlenmiştir. Sonik hız deneyi ASTM (1994)'e göre yapılmış olup Ayvacık bölgesinden alınan karot örnekler üzerinde gerçekleştirilen P-dalga hızı deneyinden elde edilen ortalama değerler, Çan bölgesinden alınan karot örneklerin değerlerinden daha düşük olduğu belirlenmiştir (Çizelge 4 ve 5). Bu sonuç ince kesit incelemeleri sırasında Ayvacık bölgesinden alınan örneklerin boşluklu yapıya sahip olduğu gözlemlerini doğrular niteliktedir. Ayrıca her lokasyon için 10 karot örneği üzerinde donma-çözülme çevrim koşullarında ağırlık kaybının belirlenmesi amacıyla donma-çözülme deneyi de ASTM (1992) standartlarına göre gerçekleştirilmiştir. Donma çözünme deneyinde belirlenmiş olan çevrim sayısı Binal (2009) tarafından yapılmış "Türkiye için hazırlanmış eş donma-çözülme çevrim sayısı haritası" temel alınarak belirlenmiştir. Donma-çözülme deneyi sonrası Çan bölgesindeki ocaklardan Bilaller ve Dereoba köylerinden alınan örneklerde ağırlık kaybının Ayvacık bölgesinden alınan örneklere göre daha az olduğu görülmüştür (Çizelge 6). Donma-çözülme deney sonuçlarının XRD analiz sonuçlarıyla uyumlu olduğu ve Ayvacık bölgesi ignimbritlerinde killeşmenin daha yoğun olması nedeniyle ağırlık kaybının da daha fazla olduğu düşünülmüştür.

Çizelge 6. Çan tüfleri ve Ayvacık bölgesi ignimbritlerinin donma-çözülme deney sonuçları.

Çan Tüfleri						Arıklı İgnimbritleri					
Bilaller Köyü		Söğütalan Köyü		Dereoba Köyü		Nusratlı Köyü		Arıklı Köyü		Yeşilyurt Köyü	
ÇS	AK (%)	ÇS	AK (%)	ÇS	AK (%)	ÇS	AK (%)	ÇS	AK (%)	ÇS	AK (%)
4	0.52	4	0.34	4	0.44	4	0,28	4	0,35	4	0.72
8	0.61	8	0.96	8	0.45	8	0,32	8	0,92	8	0.98
12	0.72	12	1.02	12	0.46	12	0,34	12	0,98	12	1.2
16	0.77	16	1.03	16	0.48	16	0,35	16	1,38	16	1.51

ÇS: Çevrim sayısı; AK: Ağırlık kaybı

3. SONUÇLAR

Çanakkale ili doğusundaki Çan tüfleri ve güneyindeki Arıklı ignimbritleri günümüzde dekoratif ve restorasyon amaçlı yapı malzemeleri olarak kullanılan piroklastik kaya türleridir. Bu çalışmada iki farklı bölgedeki toplam altı doğaltaş ocağından alınan örneklerin mineralojik-petrografik, jeokimyasal ve jeomekanik deney sonuçları arasında önemli ilişkilerin olduğu belirlenmiştir. Çan bölgesinden alınan örneklerin Ayvacık bölgesinden alınan örneklere göre tek eksenli sıkışma dayanım değerleri ve nokta yükü dayanım indeksi değerlerinin yüksek çıkmasının, jeokimyasal analizler sonucu Çan bölgesi örneklerinin SiO_2 içeriğinin daha fazla olması ve fiziksel deneyler sonucu birim hacim ağırlıkları ve görünür gözenekliliklerinin de Ayvacık bölgesi örneklerinkinden fazla olmasından kaynaklandığı düşünülmektedir. Ayrıca Ayvacık bölgesinden alınan karot örnekler üzerinde gerçekleştirilen P-dalga hızı değerlerinin Çan tüfünde ölçülen değerlerden daha düşük olduğu görülmüştür. Petrografik çalışmalar sonucu Ayvacık bölgesi ignibritlerinin içsel yapısının boşluklu bir yapı göstermesinden dolayı P-dalgasının daha uzun sürede karot içinde ilerlemesine neden olduğu belirlenmiştir. Donma-çözülme deney sonuçları ile XRD analiz sonuçlarının da uyumlu olduğu, killeşmenin daha fazla olduğu Arıklı ignimbritleri örneklerinde çevrim sayısına göre ağırlık kaybının daha fazla olduğu belirlenmiştir. Çan ve Ayvacık bölgelerindeki taş ocaklarından elde edilen doğal yapı taşlarının genel olarak TS 2513 (1977) ve TS 1910 (1977) standartlarını karşılamadığı görülmektedir. Ancak, Çan taşı

ve Arıklı ignimbritleri günümüzde restorasyonu yapılan yapılarda ve dekoratif amaçlı kaplama taşı olarak kullanılmaktadır. Özellikle Çan bölgesindeki don sonrası ağırlık kaybının standartları karşılaması nedeni ile dış mekanlarda kaplama taşı olarak kullanılabileceği düşünülmektedir. Ayvacık bölgesindeki doğal yapı taşlarının ise don sonrası ağırlık kaybının az olacağı gece-gündüz sıcaklık farkı az olan bölgelerde kaplama taşı olarak ve daha çok iç mekanlarda tercih edilmesi daha uygun olacağı düşünülmektedir.

4. KATKI BELİRTME

Bu çalışma, Çanakkale Onsekiz Mart Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Komisyonu tarafından desteklenmiştir. Proje No: 2012/45.

5. KAYNAKLAR

Akdaş, H., Bozkurt, M.R., Dikduran, T., 2001. Çan Taşı-Desenli Yapıtaşı. Türkiye III. Mermer Sempozyumu (MERSEM'2001) Bildiriler Kitabı, Afyon, 153-162.

Anon, 1979. Classification of Rocks and Soils for Engineering Geological Mapping. Part I–Rock and Soil Materials. Bull. Int. Assoc. Eng. Geol., 19: 364-371.

ASTM (American Society for Testing and Materials), 1992. Standart Test Method for Evaluation of Durability of Rock for Erosion Control under Freezing and Thawing Conditions (ASTM D5312-92). Annual Book of ASTM Standards, Construction: Soil and Rock. ASTM Publication, 1344-1346.

ASTM, 1994. Annual Book of ASTM Standards, Construction: Soil and Rock. ASTM Publication, 04 (8), 978.

ASTM, 2004. Standart Test Method for Indentification of Crystalline Pigments and Extenders in Paint by X-Ray Diffraction Analysis.

Bieniawski, Z.T., 1975. The Point Load Test in Geotechnical Practice. Engineering Geology, 9, 1-11.

Binal, A., 2009. A New Laboratory Rock Test Based on Freeze-Thaw Using a Steel Chamber, Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology (42-12), 179-198.

Deere, D.U., Miller R. P., 1966. Engineering Classification And İndex Properties of Rock, Tech. Report Air Force Weapons Lab., New Mexico.

Duru M., Pehlivan Ş., Ilgar A., Dönmez M., Akçay A.E., 2007. 1:100 000 Ölçekli Türkiye Jeoloji Haritaları N: 98, Ayvalık İ17 Paftası. MTA Jeoloji Etütleri Dairesi, Ankara, 36.

Ercan, T., Satir, M., Steinitz, G., Dora, A., Sarifakioglu, E., Adis, C., Walter, H.-J., Yildirim, T., 1995. Biga Yarimadasi İle Gökçeada, Bozcaada ve Tavşan Adalarındaki (KB Anadolu) Tersiyer Volkanizmasinin Özellikleri. MTA Dergisi (117): 55–86.

Erenoğlu, O., 2017. Çan Taşı Tüfü'nün Mineralojik Özellikleri ve Jeokronolojisi (Biga Yarımadası, KB Türkiye). Türkiye Jeoloji Bülteni, 60, 433-449.

ISRM (International Society for Rock Mechanics), 1979. Commission on Standardization of Laboratory and Field tests, suggested methods for determining water content, porosity, density, absorption and related properties and swelling and slake durability index properties. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 16, 141-156.

ISRM, 1981. Rock Characterization, Testing and Monitoring, ISRM Suggested Methods. E.T: Brown. (ed). Pergamon Press, 211.

ISRM, 2007. The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 1974–2006. R. Ulusay and J.A. Hudson (eds.). Kozan Ofset, Ankara, 628.

Saka, K., 1979. Edremit Körfezi ve Civarı Neojen'inin Jeolojisi ve Hidrokarbon Olanakları: TPAO Arama Grubu Raporu, No: 1341, 17.

Şener, M.F., Umut, M., Üzel, A., 2013. Türkiye'nin Geleneksel Yapı Taşları. Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü Eğitim Serisi-44, Ankara, 145.

TS 2513, 1977. Doğal Yapı Taşları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara – 1977.

TS 1910, 1977. Türk Standarları Enstitüsü Kaplama Olarak Kullanılan Doğal Taşlar. Türk Standartları Enstitüsü, Ankara – 1977.

Türkdönmez, O., 2007. Etili (Çanakkale) Güneyindeki Volkanik Plütonik Kayaların Petrografisi ve Jeokimyası, Yüksek Lisans Tezi. Çanakkale Onsekiz Mart Üniversitesi, Türkiye.

Yüksek Sıcaklık Etkisinde Kalan Bayburt Tüfünün Fiziksel ve Mekanik Özelliklerinin Sıcaklık Derecesi ve Süresine Bağlı Değişimi

Variation of Physical and Mechanical Properties of Bayburt Tuff Under High Temperature Based on Temperature Degree and Duration

Murat KARAHAN[1,*], Hakan ERSOY[1], Muhammet Oğuz SÜNNETCİ[1], Semih PEKER[2]

[1]Karadeniz Teknik Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 61080, Trabzon
[2]KGM, AR-GE Başmühendisliği, 10. Bölge, Trabzon
*(*muratkarahan21@gmail.com)*

ÖZ: Bu çalışmada, Türkiye ve Avrupa'da yaygın bir şekilde yapı taşı olarak kullanılan dasidik-vitrik tüfe ait örneklerin mühendislik özelliklerinin yüksek sıcaklıklar etkisiyle değişimi incelenmiş ve kritik sıcaklık değeri için etkin sıcaklık süresi araştırılmıştır. Örnekler 200-1000 ºC arasında farklı sıcaklıklarda 2 saat süre ısıtılmış ve oda sıcaklığında soğumaya bırakılmıştır. Yüksek sıcaklıklara maruz kalan örnekler üzerinde gerçekleştirilen deney sonuçları değerlendirildiğinde boyuna dalga hızının 800 dereceye kadar azaldığı 800 dereceden sonra sabit kaldığı, tek eksenli sıkışma ve çekme dayanımının 400 derece kadar arttığı, 400 dereceden sonra dayanımda ani bir azalmanın olduğu, 800 dereceden sonra ise azalmanın yavaşladığı tespit edilmiştir. Elde edilen veriler dayanım azalmasına neden olan kritik sıcaklık değerinin 700 ile 800 derece arasında değiştiğini göstermiştir. Deney 5, 10, 15 ve 20 dakika için tekrarlanmış, dayanım kaybının % 95'inin ilk 20 dakika içinde gerçekleştiği ortaya koyulmuştur. Bu sonuçlar bu kayaç için kritik sıcaklık değerinin 700-800 derece, kritik sürenin ise 20 dakika olduğunu göstermiştir.

Anahtar Kelimeler: Bayburt tüfü, yüksek sıcaklık etkisi, tek eksenli sıkışma dayanımı

ABSTRACT: *In this study the effect of high temperature on the engineering properties and the critical temperature value for the effective temperature period of the dasidic-vitric tuff samples which are widely used as a building block in Turkey and Europe were investigated. These samples were exposed to specific temperatures level from 200 to 1000°C in the oven for two hours and cooled down to room temperature. As a result of experiments on samples inflicted to high temperatures have been detected that longitudinal wave velocity reduce to 800 degrees and remained steady after 800 degrees, uniaxial compressive and tensile strength increased till 400 degrees, after a 400 degree, there was a sudden decrease in strength and after 800 degrees the decrease was found to be slowed down. Therefore, the experiment is repeated for 5, 10, 15 and 20 minutes, it is figure out that 95% of loss of strength has been observed within first 20 minutes. These results showed that the critical temperature value for this rock is 700-800 degrees and the critical duration is 20 minutes.*

Keywords: *Bayburt tuff, high temperature effect, uniaxial compressive strength*

1. GİRİŞ

Yüksek sıcaklık etkisi altında kayaçların mekanik, fiziksel, elastik ve mineralojik özelliklerinde birtakım değişiklikler meydana gelmektedir. Meydana gelen bu değişimler kayacın fiziko-mekanik özelliklerini olumsuz yönden etkileyerek mühendislik uygulamalarında problemlere neden olmaktadır. Yüksek sıcaklığın kayaçların üzerindeki olumsuz etkileri üzerine yakın zamanda birçok araştırmacı tarafından çalışmalar yapılmıştır. Yapılan çalışmalarda örnekler belirli zaman aralıklarında yüksek sıcaklıklara maruz bırakılarak örneklerin dayanımında, porozitesinde, permabilitesinde, boyuna dalga hızında, Shore sertliğinde, young modülünün, elastisite modülünde, mineralojik yapısında meydana gelen değişimleri araştırmışlardır (Wang vd. 1989; Ferrero ve Marini. 2001; Koca vd. 2006; Xu vd. 2003; Dwivedi vd. 2008; Zhang vd. 209; Tang vd. 2011; Chen vd. 2012; Sun vd. 2016; Ersoy vd. 2017). Doğal yapıtaşları günümüzde birçok alanda yaygın olarak kullanılmaktadır.

Özellikle bina iç ve dış kaplamalarında, zemin döşemelerinde, fabrika, tünel, köprü, ev inşaatlarında, jeotermal araştırmalarda, petrol platformlarında doğal yapıtaşları kullanılırken aynı zamanda kaya kütleleri içinde derin yeraltı kazıları yapılmakta ve bazı durumlarda derin jeolojik bariyer olarak kullanılmaktadır. Gerek bulundukları ve kullanıldıkları ortamlar yüzünden gerekse yangın etkisi ile doğal yapıtaşları ve kaya kütleleri yüksek sıcaklıklara maruz kalmaktadırlar. Yüksek sıcaklık etkisi ile kayaçta meydana gelen fiziksel, mekanik ve mineralojik değişimin derecesi maruz kalınan sıcaklık derecesine, zamana, soğuma şekline-hızına ve kayacın birtakım özelliklerine bağlıdır. Bu özellikler ise şunlardır; kayacın mineralojik bileşimi, mineral boyutu, hamurun-çimentonun türü, çimentolanma derecesi, porozite, kırık ve çatlak yoğunluğudur. Sıcaklık etkisi ile bazı minerallerde ergime meydana gelmektedir ve yeni mineraller oluşmaktadır. Sıcaklık ile genleşen mineraller soğuma ile büzülerek mineral sınırları boyunca kayaç içinde yeni kırık ve çatlakların oluşmasına, mevcut kırıkların büyümesine ve kırıkların birleşmesine neden olur ayrıca yüksek sıcaklık ile kayacı oluşturan minerallerde bozuşma meydana gelir bu durumlar kayacın dayanımının azalmasına neden olur.

Bu çalışma kapsamından Bayburt ili ve çevresinde yaygın bir şekilde kaplama ve döşeme taşı olarak kullanılan tüf örneklerinin yüksek sıcaklık etkisi altında meydana gelen fiziksel ve mekanik değişimler araştırılmıştır (Şekil 1). Çalışmada her sıcaklık kademesi için 5 adet tüf örneği 200, 400, 600, 800 ve 1000ºC sıcaklıkta 2 saat süreyle maruz bırakıldıktan sonra oda sıcaklığında soğutulmuştur. Soğuyan örnekler üzerinde tek eksenli sıkışma dayanımı, indirekt çekme testi, boyuna dalga hızı, kızdırma kaybı değerleri ölçülmüş ve bu değerler ilksel değerler ile kıyaslanmıştır. Tek eksenli sıkışma dayanımları ve boyuna dalga hızları dikkate alındığında tüf örnekleri için kritik ısının 700-800 ºC olduğu tespit edilmiştir. Bu sıcaklık değerinde örnekler 5, 10, 15 ve 20 dakika süreyle ısıl işleme tabi tutularak kritik ısınma süresi tespit edilmiştir.

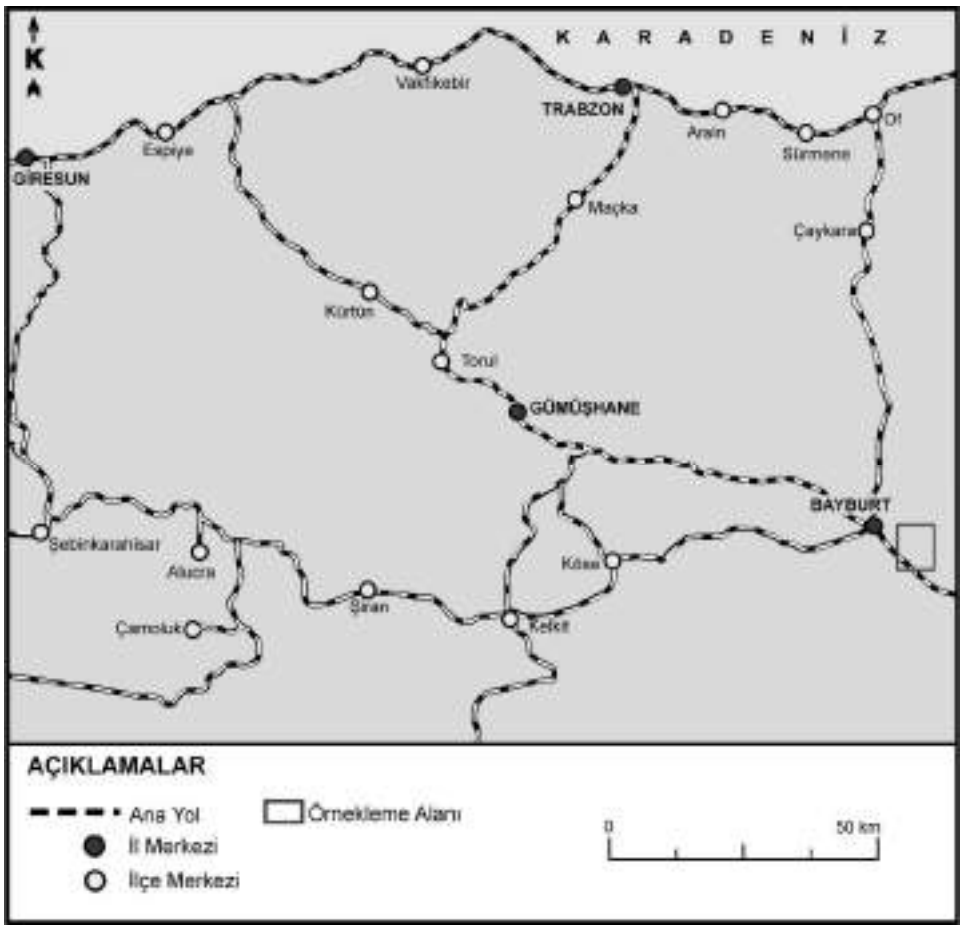
2. ÇALIŞMA ALANININ JEOLOJİK YAPISI

Kuzeydoğu Türkiye'nin Doğu Karadeniz Dağ Kuşağı, Alp-Himalaya dağ oluşum zincirinin iyi korunmuş magmatik yaylarından birisidir (Eyüboğlu vd., 2011). Yay litoloji, fasiyes ve tektonik karakteristiklere göre kuzey, güney ve eksen zonu olmak üzere üç kısma ayrılmıştır (Bektaş vd., 1995; Eyüboğlu vd., 2006). Kuzey zon Mesozoyik-Senozoyik yaşlı volkanik kayaç ve granitik sokulumlar ile karakteristiktir. Güney zon Paleozoik yaşlı Metamorfik sokulumlar ve Mesozoyik-Senozoyik tortul karmaşıklardan oluşan kayaç birliktelikleri gösterir. Üst manto peridotitleri ve Orta-Üst Kretase yaşlı olistrostromal melanj daha güneydeki eksen zonunda geniş yüzeylemeler vermektedir.

Çalışma alanındaki en yaşlı birim Liyas yaşlı, başlıca bazalt, andezit ve piroklastik kayaçlar ile kumtaşı, kiltaşı ve silttaşı ardalanmasından oluşan Hamurkesen Formasyonu'dur (Ağar, 1977). Birim yer yer killi kireçtaşı, beyaz-grimsi kireçtaşlarından oluşan Geç Jura-Erken Kretase yaşlı Berdiga Formasyonu (Pelin, 1977) tarafından uyumsuz bir şekilde örtülmektedir. Bu birimi uyumsuz bir şekilde üzerleyen Tekçam Tepe Formasyonu, alt seviyelerde marn-kiltaşı ardalanması ile başlayıp üst seviyelerde tüf-kiltaş-marn ardalanmasıyla devam eden Eosen yaşlı volkanotortul bir birimdir ve çalışma alanında çok geniş yüzeylemeler vermektedir. Çoruh Nehri'ne ait alüvyonlar çalışma alanı boyunca dere yataklarında gözlenmektedir. Çalışma konusu Eosen yaşlı kayaçlar Yaylalar Tepe ve çevresinden alınmıştır.

3. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

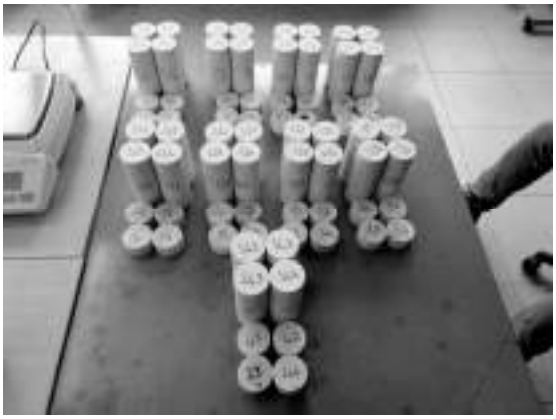
Çalışma kapsamında deneye tabi tutulmak üzere ISRM (2007) standartlarına uygun 44 adet silindirik tüf örneği hazırlanmıştır (Şekil 2). Örneklerin boy 130 mm ve çapları ise 49 mm olup boy/çap oranı 2.5-3 olarak alınmıştır. Alınan örnekler aşındırıcı makinesinde iki yüzeyi düzeltilerek 0.01 mm hassasiyette paralel hale getirilmiştir. Herhangi bir ısıl işleme tabi tutulamayan 10 adet tüf örneğinin yoğunluğu 16.8 gr/cm^3, tek eksenli sıkışma dayanımı 61 MPa ve boyuna dalga hızı değeri ise 3076 m/sn ve indirekt çekme dayanımı 6.3 MPa olarak tespit edilmiştir.



Şekil 1. Örnekleme alanının yer bulduru haritası.

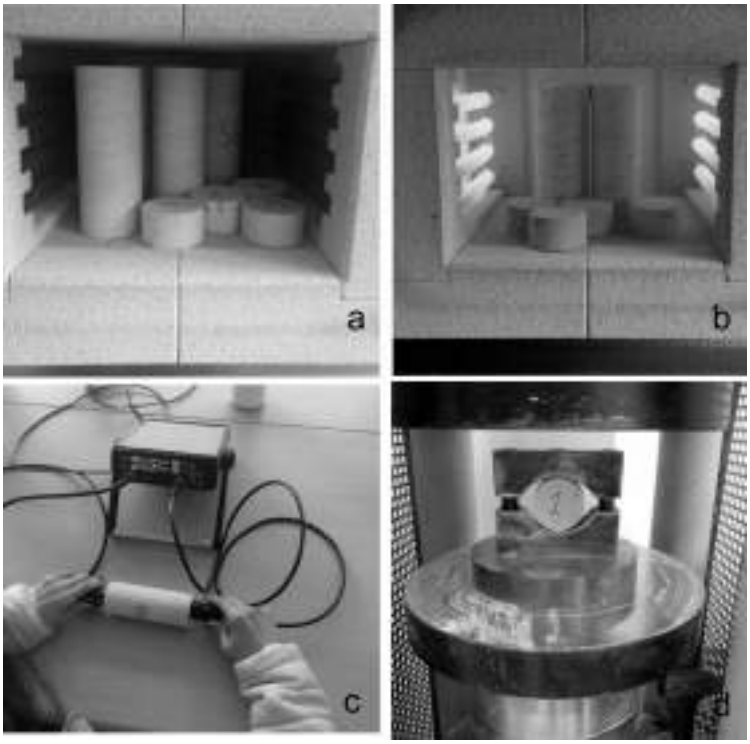
Çalışmada ilk olarak her sıcaklık kademesi için 4 adet örnek 2 saat süreyle 200, 400, 600, 800 ve 1000ºC sıcaklığa maruz bırakılmıştır. Kül fırını 10ºC/dak oranla ısıtılmış ve hedeflenen sıcaklığa gelince örnekler 2 saat süreyle fırında ısıl işleme tabi tutulmuştur, 2 saatlik süre sonunda fırın kapatılmış ve örnekler oda sıcaklığında soğumaya bırakılmıştır.

Isıtma ve soğutma işleminde sonra örneklerin P-dalga hızları oda koşullarında ultrasonik teknik yöntemi ile ölçülmüştür. Ultrasonik ölçüm tekniği hasarsız bir ölçüm tekniği olup malzemenin dayanımdaki değişimi tespit etmeye yarar bu yöntem ile gözle tespit edilemeyen hasarlar kolay bir şekilde tespit edilebilir (Chaki vd., 2008).



Şekil 2. Deneylerde kullanılan tüf örnekleri.

Ultrasonik hız ölçümleri Pundit plus cihazı ile ölçülmüş, ölçümlerde ise 154 kHz'lik frekansa sahip alıcı ve verici problar kullanılmıştır. Isıl işlem öncesi oda koşullarındaki durum için tüm örneklerin P-dalga hızları ölçülmüştür. Isıl işlem sonrası da her sıcaklık kademesi için tüm örneklerin P-dalga hızları ölçülerek ilksel değerlerle kıyaslanmıştır. Böylece sıcaklık etkisi kayacın boyuna dalga hızında meydana gelen değişim tespit edilmiştir. Boyuna dalga hızları karot numunesinin boyunun ölçülen sonik süreye bölünmesi ile hesaplanmıştır.



Şekil 3. Örneklerin fırına yerleştirilmesi, yüksek sıcaklığa maruz bırakılması, sonik hız ölçümleri ve örneğin preste kırıkması (a, b, c ve d).

Her sıcaklık kademesi için örneklerin tek eksenli sıkışma dayanımı servo kontrollu hidrolik preste 0.5 MPa/sn'lik bir hız ile kırılarak örneklerin tek eksenli sıkışma dayanımı tespit edilmiştir. Elde edilen tek eksenli sıkışma dayanımı değerleri ilksel değerler kıyaslanarak sıcaklık artışın ile dayanımda meydana gelen değişimler tespit edilmiştir (Şekil 3).

Ayrıca her sıcaklık kademesi için örneklerin sıcaklık etki ile kızdırma kaybı değeri ve indirekt çekme dayanımı tespit edilmiştir. Kızdırma kaybı örneğin başlangıç ağırlığının ısıl işlem sonrası tartılan ağırlığından çıkarılması ile hesaplanmıştır.

Isıl işleme tabi tutulup oda koşullarında soğutulan örneklerin ilksel değerlere kıyasla dayanımdaki azalmalar dikkate alınınca tüf örnekleri için kritik ısı değerinin 700-800 ^{o}C olduğu tespit edilmiştir. Tespit edilen bu sıcaklık değerinde örneğin ne kadar sürede termal hasara uğradığını tespit etmek için zamanın etkisi araştırılmıştır. Bu kapsamda örnekler 5, 10, 15 ve 20 dakika süreyle kül fırınında ısıtıldıktan sonra örneklerin dayanımdaki değişimlerine bakılarak kritik sıcaklık için kritik süre tespit edilmiştir.

4. DENEY SONUÇLARI

"Isıl işleme tabi tutulup oda koşullarında soğutulan örneklerin ilksel değerlere kıyasla dayanımdaki azalmalar dikkate alınınca tüf örnekleri için kritik ısı değerinin 700-800 ^{o}C olduğu tespit edilmiştir. Tespit edilen bu sıcaklık değerinde örneğin ne kadar sürede termal hasara uğradığını tespit etmek için zamanın etkisi araştırılmıştır. Bu kapsamda örnekler 5, 10, 15 ve 20 dakika süreyle kül fırınında

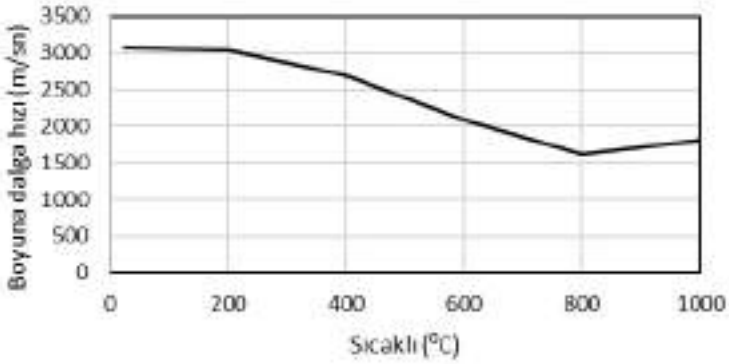
ısıtıldıktan sonra örneklerin dayanımdaki değişimlerine bakılarak kritik sıcaklık için kritik süre tespit edilmiştir."

Örneklere ait ölçülenen P-dalga hızı değerleri Tablo-1'de verilmiştir. Her sıcaklık kademesi için P-dalga hızları hesaplanmış ve başlangıçtaki (oda koşullarındaki) değerler ile karşılaştırılmıştır. Sonuçlar incelendiğinde sıcaklık artışı ile birlikte P-dalga hızında devamlı bir azalmanın meydana geldiği görülmektedir (Şekil 4). Bütün sıcaklık kademesi için oda sıcaklığında soğuyan örneklerin P-dalga hızlarının ilksel duruma kıyasla meydana gelen yüzde azalmalar sırası ile %2, %12, %32, %47 ve %40'tır (Tablo 1). Değerlerden görüldüğü gibi sıcaklık artışı ile birlikte belirgin bir şekilde P-dalga hızında azalmalar meydana gelmiştir. P-dalga hızındaki azalmanın nedeni sıcaklık artışı ile kayacı oluşturan minerallerdeki genleşme ve büzülme ile mineral sınırı boyunca yeni termal kırıklar oluşmuş, mineraller bozuşmuş, mevcut kırıklar birleşerek büyümüştür. Meydana gelen termal hasar yüzünden sıcaklık artışı ile kayaçtaki boşluk oranı artmış ve bu durum P-dalga hızının azalmasına neden olmuştur. Her sıcaklık kademesi için ortalama değerleri ve yüzde azalma miktarları Çizelge 1' de verilmiştir.

Çizelge 1. Oda sıcaklığında soğumuş örneklere ait P-dalga hızının ortalama değerleri ve meydana gelen azalma yüzdeleri.

Sıcaklık (°C)	Vp_{ort}	SD	Vp_{azalma}
25	3076	89	0
200	3033	75	2
400	2699	53	13
600	2087	53	32
800	1616	98	47
1000	1815	42	41

Vp_{ort}: ortalam değer, SD: Standart sapma, Vp_{azalma}: azalma yüzdesi



Şekil 4. Sıcaklık artışıyla birlikte örneklerin P-dalga hızında meydana gelen değişim.

Yüksek sıcaklık kayaçların mekanik özelliklerini etkileyen önemli bir faktördür. Yüksek sıcak etkisi ile kayaçların içyapısında bir takım değişiklikler meydana gelir. Meydana gelen değişimin nedeni sıcaklıktaki değişim ile birlikte minerallerin genleşip-büzülmesi sonucu mineral sınırları boyunca mevcut kırıkların büyümesine ve yeni termal kırıkların oluşmasıdır. Bu olay sonucunda sıcaklık artışı ile birlikte kırık yoğunluğu artmaktadır. Bu duruma ek olarak ısıl işlem minerallerde bozuşmaya neden olur. Her iki durum yüzünden sıcaklık artışı ile kayacın dayanımında azalma meydana gelir (Harputlu, 2016).

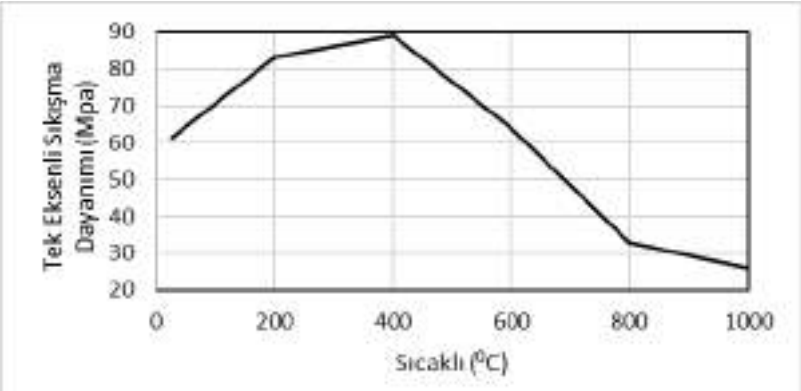
Yüksek sıcaklığa maruz bırakılan örnekler oda sıcaklığında soğutulduktan sonra örneklere ait tek eksenli sıkışma dayanımındaki değişimler incelenmiştir. Sıcaklık artışıyla birlikte örneklerin dayanımında bir artış sonrasında ise azalma meydana gelmiştir. Örneklerin dayanımı 600 °C'ye kadar

artış görünürken bu sıcaklık değerinden sonra ise azalma meydana gelmiştir. Tüf örnekleri sıcaklık artışı ile bünyesindeki suyu vererek tuğla gibi pişmiştir bu durum dayanımın artmasına neden olmuş fakat 600 ºC'den sonra örnekte termal kırıklar oluşmuş bu durumda dayanımda azalmaya neden olmuştur (Çizelge 2 ve Şekil 5).

Çizelge 2. Oda sıcaklığında soğumuş örneklere ait ortalama tek eksenli sıkışma dayanımı değerleri ile artma-azalma yüzdeleri.

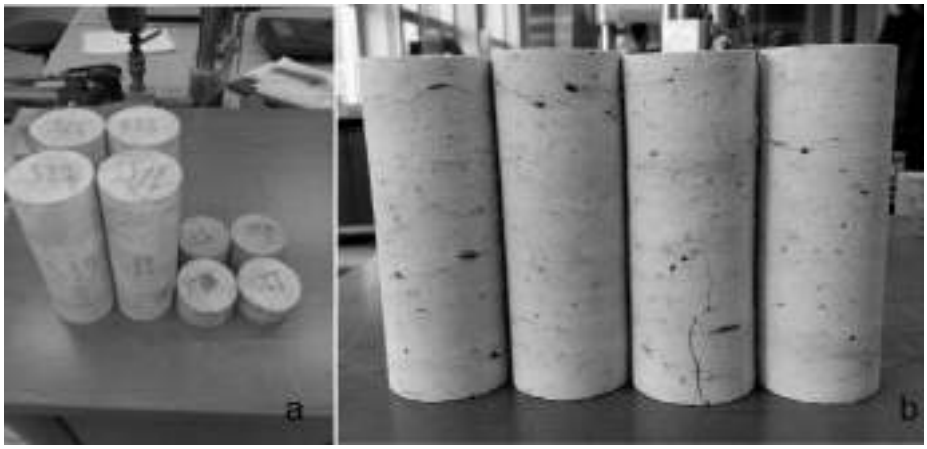
Sıcaklık (°C)	UCS_{ort}	SD	$UCS_{artış}$	UCS_{azalma}
25	62	4.1	-	-
200	83	6.3	36	-
400	89	7.3	45	-
600	64	11.3	5	-
800	33	2.3	-	46
1000	26	1.0	-	57

UCS_{ort}: ortalam değer, SD: Standart sapma, $UCS_{artış}$: artış yüzdesi, UCS_{ort}: azalma yüzdesi



Şekil 5. Sıcaklık artışıyla birlikte örneklerin dayanımında (UCS) meydana gelen değişim.

Sıcaklık 200 ºC' den 1000 ºC'ye yükselince başlangıçta beyaz renkli örnekler ilk olarak gri renge sonrasında ise kahverengimsi-sarımsı bir renk almaktadır. Sıcaklık artışı ile gözle görülecek boyutta termal kırıklar oluşmuş, karot numunelerde yer yer parçalanmalar meydana gelmiştir. Karot numunelerde oluşan termal kırıklar ve termal bozuşma Şekil 6'da görülmektedir. Sıcaklık artışı ile birlikte kızdırma kaybı da artmıştır, bu artış Şekil 6 'da net bir şekilde görülmektedir.

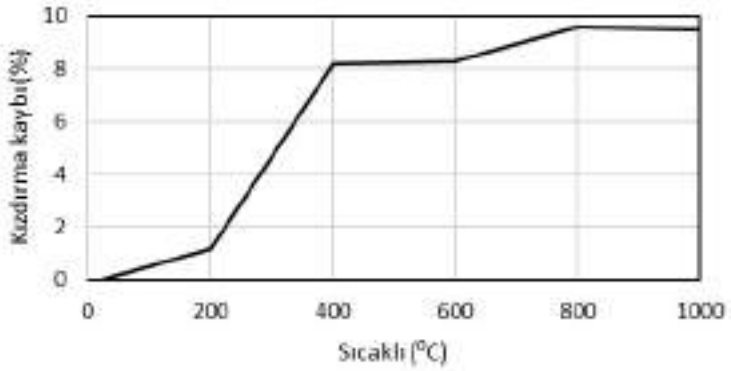


Şekil 6. Sıcaklık etkisi ile örneklerdeki renk değişimi ve örneklerdeki termal kırıklar (a ve b).

Hesaplan kızdırma kaybı Çizelge 3' te verilmiştir. Kızdırma kaybı buharlaşma ve dehidratosyondan kaynaklanmaktadır. 200 ºC sıcaklığa kadar karot numune içindeki serbest su sıcaklık yüzünden buharlaşarak ortamdan uzaklaşırken, 200 ºC ve 1000 ºC'de dehidratosyon başlar ve minerallerin bünyesindeki su ortamdan uzaklaşır. Bu iki durum karot numunenin ağırlığının azalmasına neden olur. Özellikle 200-400 ^{0}C arasında sıcaklık artışı ile kütle kaybı en çok bu değerler arasında meydana gelmiştir (Şekil 7).

Çizelge 3. Oda sıcaklığında soğumuş örneklere ait ortalama % kütle kaybı değerleri.

Sıcaklık (°C)	Kütle Kaybı (%)
200	1.1
400	8.2
600	8.3
800	9.6
1000	9.5



Şekil 7. Sıcaklık artışıyla ile kütle kaybı arasındaki ilişki.

Tüf örnekleri için kritik sıcaklık değeri tespit edildikten sonra kritik ısınma süresinin tespit edilmesi için örnekler belirli sürelerde kritik sıcaklıkta tutularak örneklerin dayanımında meydana gelen değişimler incelenmiştir. İlk aşamada örnekler 30, 60, 90, 120, 150 ve 180 dakika süre ile sıcaklığa maruz bırakılmıştır. Örneklerin dayanımındaki değişimler incelendiğinde her kademe için aynı oranda azaldığı tespit edilmiştir. Dayanım değerindeki ani düşüş bu zaman aralıklarında tespit edilememiştir. Deneyler 5, 10, 15 ve 20 dakika için tekrarlanmış, dayanım kaybının %95'inin ilk 20 dakika içinde gerçekleştiği ortaya koyulmuştur.

5. SONUÇ VE ÖNERİLER

Örnekler 200 – 1000 ºC arasında farklı sıcaklıklarda 2 saat süre ile kül fırınında ısıtılmış ve oda sıcaklığında örnekler soğumaya bırakılmıştır. Sıcaklık etkisi ile tüf örenklerinin mühendislik özelliklerindeki değişimin belirlenmesi amacıyla tek eksenli basınç direnci, ultrasonik dalga hızı, indirekt çekme dayanımı ve her sıcaklık kademesi için kızdırma kayıpları hesaplanmıştır.

Yapılan çalışmalar sonucunda, her sıcaklık kademesi için fiziksel ve mekanik özelliklerde azalmanın meydana geldiği, 1000 Cº'ye maruz kalmış örneklerde tek eksenli sıkışma dayanımı değerlerinde % 57 oranında, boyuna dalga hızı değerlerinde % 47 oranında azalma görüldüğü ortaya koyulmuştur.

400 Cº sıcaklıkta örneklerin tek eksenli sıkışma dayanımında ilksel duruma kıyasla %45 oranda artışın meydana geldiği gözlemlenmiştir.

Oda sıcaklığında soğumaya bırakılmış örneklerde 1000 Cº'de kütle kaybı değeri % 9,5'e ulaşmıştır.

Elde edilen veriler sonucunda, boyuna dalga hızındaki toplam azalmanın yaklaşık % 47'nin, tek eksenli sıkışma dayanımındaki toplam azalmanın ise yaklaşık % 45'inin, 700-800 C^{o} sıcaklığa kadar meydana geldiği bu sıcaklık kademesinden sonra değişimin azaldığı anlaşılmıştır.

Kritik sıcaklık değerinde zamanın kayaç örneklerinin mühendislik davranışı üzerinde etkisinin araştırılması için örnekler kritik sıcaklıkta 5, 10, 15 ve 20 dakika ısıtılmış ve dayanım kaybının %95'inin ilk 20 dakika içinde gerçekleştiği ortaya koyulmuştur.

Elde edilen tüm sonuçlar tefrit örnekleri için kritik sıcaklık değerinin 700-800 C^{o}, etkin sıcaklık zamanının ise 20 dakika olduğunu göstermektedir.

Bu çalışma kapsamında elde edilen sonuçlar doğrultusunda doğal yapı taşı olarak kullanılan farklı kökene sahip kayaçlarda da sıcaklık etkisinin araştırılması, bununla birlikte özellikle kritik ve etkin sıcaklık zamanı için örneklerin mineralojik özelliklerinin nasıl değiştiğinin ortaya koyulması önerilmektedir.

6. KAYNAKLAR

Dwivedi, R.D., Goel, R.K., Prasad, V.V.R., Sinha, A., 2008. Thermo-mechanical properties of Indian and other granites. Int J Rock Mech Min Sci 45:303–315.

Chaki, S., Takarli, M., Agbodjan, 2008. Influence of thermal damage on physical properties of a granite rock: porosity, permeability and ultrasonic wave evolutions. Constr Build Mater 22:1456–1461.

Chen ,Y.L., Ni, J., Shao, W., Azzam, R., 2012. Experimental study on the influence of temperature on the mechanical properties of granite under uniaxial compression and fatigue loading. Int J Rock Mech Min Sci 56:62–66.

Ersoy, H., Yalçınalp, B., Babacan Erden, A., 2014. Saraftepe (Trabzon) Tefrit Silinin Jeolojik ve Jeomekanik Özelliklerinin Araştırılması, Jeoloji Mühendisliği Dergisi, 38, 1, 39-50.

Eyüboğlu, Y., Chung, S.L., Santosh, M., Dudas, F.O., Akaryalı E., 2011. Transition from Shoshonitic to Adakitic Magmatism In The Eastern Pontides, Ne Turkey: Implications For Slab Window Melting. Gondwana Research, vol.19, pp.413-429.

Ferrero, A.M., Marini, P., 2001. Experimental studies on the mechanical behaviour of two thermal cracked marbles. Rock Mech Rock Eng 34:57–66.

Harputlu, H., 2016. Saraftepe (Trabzon, Türkiye) Tefritinin Fiziksel ve Mekanik Özelliklerinin Sıcaklık Etkisiyle Değişiminin İncelenmesi, Yüksek Lisanas Tezi, KTÜ., Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.

Koca, M.Y., Özden, G., Yavuz, A.B., Kıncal, C., Onargan, T., Küçük, K., 2006. Changes in the engineering properties of marble in fire-exposed columns. Int J Rock Mech Min Sci 43:520–530.

ISRM, 2007. The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 1974–2006. Suggested methods prepared by the commission on testing methods, International Society for Rock Mechanics. In: Ulusay R, Hudson JA (eds) Compilation arranged by the ISRM Turkish National Group. Kozan Ofset, Ankara.

Sun, Q., Lü, C., Cao, L., Li, W., Geng, J., Zhang, W., 2016. Thermal properties of sandstone after treatment at high temperature. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 85: 60–66.

Tang, F., Mao, X., Zhang, L., Yin, H., Li, Y., 2011. Effects of strain rates on mechanical properties of limestone under high temperature. Mining Science and Technology 21(6): 857-861.

Wang, J.T., Zhao, A., Huang, M.C., 1989. Effect of high temperature on the fracture toughness of granite. Chin J Geotech Eng 11(6):113–119.

Xu, X.C., 2003. Study on the characteristics of thermal damage for granite. Rock Soil Mech 24 (Suppl. 2):188–191.

Zhang, L.Y., Mao, X.B., Lu, A.H., 2009. Experimental study on the mechanical properties of rocks at high temperature. Sci China Ser E Technol Sci 52(3):641–646.

Püskürtme Betonun Kuzey Makedonya'daki Tarihçesi

History of Shotcrete in North Macedonia

Bülent SULOOCA[1,*], Sead ABAZİ[2]

[1]*Resne Belediyesi, "Ploştad Tsar Samoil" no.20, Resne - Kuzey Makedonya*
[2]*Aziz Kiril ve Metodiy Üniversitesi, İnşaat fakültesi, "Partizanski Odredi" bulvarı no.24, Üsküp - Kuzey Makedonya*
*(*bsulooca@hotmail.com)*

ÖZ: Bu çalışmada, dünyada 100 yıl önce Carl Ethan Akaley tarafından keşfedilip kullanılan püskürtme beton, Balkan ülkelerinde özellikle Kuzey Makedonya'da yerini henüz yeni almasını işleyeceğiz. Bu teknoloji ülkemizde son 10-15 yılda gündeme gelmiş olup, genelde tünel inşaatı ve şev stabilizasyonunda kullanılmaktadır. Püskürtme beton teknolojisi, ileriki yıllarda hedeflenen projelerle çok uzun yol kat edeceğinin sinyallerini veriyor. Bu bildiride, E-65 otoyolundan bir bölümü oluşturan Kireçova-Ohri'nin arasında yer alan "Preseka" tünelinde kullanılan püskürtme beton ve özellikleri ele alınacaktır. Ayrıca, püskürtme betonun uygulama yöntemi, karışım malzemeleri ve elde edilen betonun mekanik özellikleri sunulacaktır.

Anahtar Kelimeler: Püskürtme beton, tünel, ankraj, basınç dayanımı

ABSTRACT: *This paper will elaborate on the subject of shotcrete, which was discovered 100 years ago by Carl Ethan Akaley, and is still a novelty in the Balkan countries, especially in the Republic of North Macedonia. This technology in our country has been mostly used in the last 10-15 years in tunnel constructions and slope protection. Shotcrete technology is expected to rise with the announced road infrastructure projects in North Macedonia. This paper will present the characteristics, recipies and mechanical properties of sprayed concrete embedded in the intersection tunnel named Preseka, on the Kicevo-Ohrid road, E-65 motorway.*

Keywords: *Shotcrete, tunnel, anchor, compressive strength*

3. GİRİŞ

Püskürtme beton, genelde portland çimento, su ve kum karışımıyla hazırlanan, boruyla iletilen ve yüzeye basınçlapüskürtülerek oluşturulan betondur. Uygulamada, kuru ve yaş olmak üzere iki yöntemi vardır. İlk adımlarını Amerika'da atan bu teknoloji, Akaley tarafından 'gunite' adı altında Çikago Müzesinin restorasyon işlerinde kullanılmıştır. Birkaç yıl sonra 'shotcrete' olarak literatüre geçer ve tüm dünyaya yayılır. Yaklaşık 100 yıllık geçmişi olan bu teknolojinin, uygulama alanı da çok kapsamlı; tünelvemetro yapımı, şev stabilizasyonları, baraj yapımı ve onarımı, yüzme havuzları, havalimanı pistleri, çeşitli restorasyonlar ve adaptasyonlar, boru ve kanalizasyonların onarımı vb. Dünya'da ilk adımlarını kuru yöntemle atan püskürtme beton teknolojisi, 1970'li yıllarda yaş yönteme geçerek büyük gelişme kaydedilmiştir. Kuzey Makedonya'da biraz geç kalan bu teknolojisi, ilk uygulamaları 21. yüzyılın ilk yıllarında 'pırskan beton' ismi altında projelere girmiştir.

4. KUZEY MAKEDONYA'DA PÜSKÜRTME BETON

2.1. Püskürtme Betonlu Tüneller

Geçen yüzyılın son yıllarında inşa edilen bu tünel, püskürtme beton ana taşıyıcı rolünü üstlenmiştir. Son yıllarda otoyolların inşaatı güncelleşince tüneller de ön plana çıkmıştır. Özellikle, "Yeni Avusturya Yöntemi (NATM)"uygulanmaya başladıktan bu yana püskürtme betonsuz tünel inşaatı düşünülemez olmuştur. Kuzey Makedonya'da ilk püskürtme betonlu tünel Köprülü-Üsküp otoyolunda yer alan Katlanovo tünelidir.
21. yüzyılın ilk yıllarında Avrupa'yı Asya'ya bağlayan Koridor 10 (Avusturya'nın Salzburg şehrinden başlayıp Balkan ülkelerinin üzerinden geçen ve Yunanistan'a kadar uzanan) içinde yer alan Demir

Kapı-Smokviça otoyolu üzerine inşa edilen iki tünelde püskürtme beton kullanılmıştır (Şekil 1). Kazı işleminden hemen sonra uygulanan püskürtme beton sayesinde, deformasyon ve çökmelere karşı taşıyıcı bir destek sağlanmıştır. Kazı destek sistemi ve ana taşıyıcı olarak iki tabakadan oluşan toplam 25 cm kalınlığında püskürtme beton uygulanmıştır. Püskürtme beton teknolojisinin uygulanması ile nitelikli bir imalat ve zamandan da tasarruf yapılmıştır.

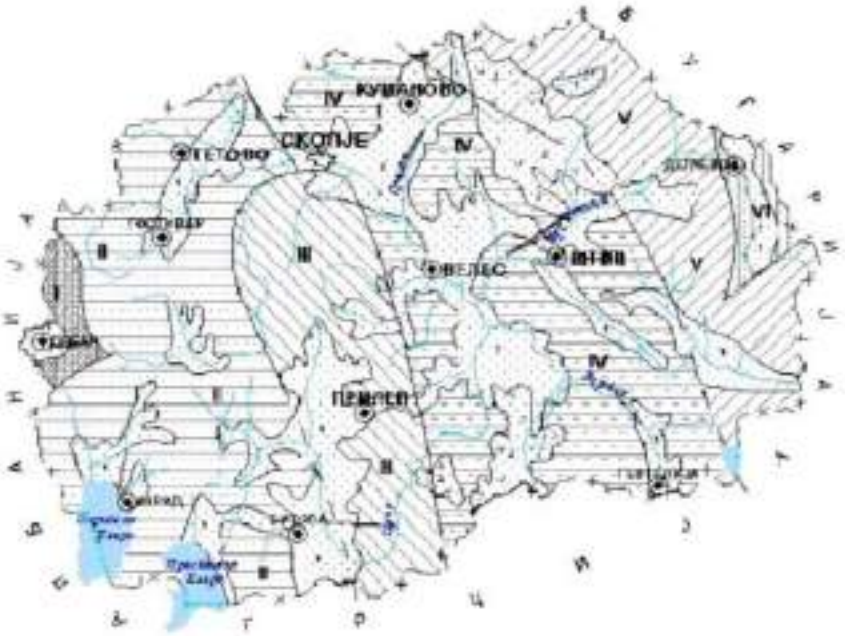
Şekil 1. Demir kapı tüneli.

2.2. Preseka Tüneli

Üsküp'ü Ohri'ye bağlayan E-65 otoyol güzergahında yer alan Preseka Tüneli'nin inşaatına 2014 yılında başlanmıştır (Şekil 2). Makedonya'da en uzun tünel özelliğine sahip olan Preseka tüneli, iki tüpden oluşmaktadır. Aradaki iletim galerilerinin bazıları sadece yaya, diğerleri ise kombine bir şekilde inşa edilmiştir. Sağ tünelin uzunluğu 1.974 m, sol tünel ise 1.995 metredir. Her biri, iki şeritli olmak üzere toplam genişliği yaklaşık 10 m olan tünel projesi Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi (NATM) ile açılmış ve 5 yılda tamamlanmıştır.

Şekil 2. Preseka tünelinin E-65 otoyolundaki (yer durumu) konumu.

Preseka tüneli, Batı Makedonya tektonik bölgesinde yer almaktadır (Şekil 3). Zemin özelliklerine göre bu bölge çok zayıf kaya olarak sınıflandırılmış ve Bieinawski'ye göre 5. sınıf kaya grubunda yeralmaktadır. Tünel bölgesi göz önünde alındığında, zeminin her özelliği dikkate alınmalı, jeomorfolojik yapısı, kırık ve fay zonları belirgin, litolojik açıdan ise tünel boyunca, birkaç litogenetik sınıf birimi gözlenmektedir: Filitoidler (phillitoides - F); kuvars şistleri (quartz-serizite-epidote schists - Sqse) ve kalın toprak (soil derbis - d).



Şekil 3. Kuzey Makedonya'nın tektonik haritası (Arsovski ve Hadzievski, 1970).

Filitoidler, arazi boyunca yüzey kısımlarında yer alıyor ve hafif kahverengiden sarı renge kadar görünür. Ayrıca, koyu griden siyaha kadar ve 3-5 metre derinliğinde grafit şistle karşılaşılabilir. Tünelin çevresinde ise, yüzey ve daha derinliklerde oldukça kırılgan bir şekilde görünebilir. Arazinin büyük bir kısmı, 3-4 metre kalınlığında toprak kalıntılarıyla kaplıdır. Ana mineraller olarak kuvars, serizit ve epidottan oluşur ve daha fazla veya daha az klorit ve grafit temsilidirler. Koyu gri ve koyu yeşil olmak üzere 10 metre kalınlığa kadar düşük kompaktlığa sahip kil seviyeleri mevcuttur.

Buna göre tünel kazısı aşamalı, yani üstyarı, altyarı ve taban kazısı olarak yapılmıştır. Tünel aynası kazıları kısa mesafeler (ano) halinde ilerlemiştir. Bu operasyon tamamladıktan sonra püskürtme betonun uygulanmasına geçilmiştir. Kazı yüzeyinde daha derin boşluklar doldurulmuş, zayıf zonlar kapatılmış, düşmesi muhtemel kaya parça ve blokları emniyete alınmıştır. Daha sonra yan duvarların püskürtme betonu işlemine geçilmiştir. Hem taşıyıcı, hem de duraylılık sağlama amacıyla uygulanan püskürtme betonun kanlınlığı 20 cm (tünel tipi 4a için), tünel tipi 5 olduğu yerlerde ise d = 30 cm olarak seçilmiştir. Genelde püskürtme beton tasarımında beton, çelik-hasır ve iksa (kaya saplamaları) birlikte kullanılmakta olup, bu sistem Preseka tünelinde de kullanılmıştır (Şekil 4). Tünelde kullanılan püskürtme betonu karışım tasarımı Çizelge 1'de verilmiştir.

Çizelge 1. Preseka tünelinde kullanılan püskürtme betonun karışım tasarımı.

Karışım bileşenleri	Kaynak	Miktar (kg/m³)
Çimento	CEMII (A-V) 42,5 R	524
Agrega	0-4 mm	1044
	4-8 mm	562
Su		220
Hızlandırıcı katkılar	Ingunit-T EKO	3,14 (6%)
Süperakışkanlaştırıcılar	Superfluid 21M1M EKO	4,19 (0,8%)
Betonun sıcaklığı	19° C	
w/c	0,42	
	Toplam	2.350 (kg/m³)

Tünelde iksa seçimi Barton (1974)'e göre yapılmıştır. Ayrıca önerilen tavan saplama aralığı ve uzunluğu Çizelge 2'de verilmiştir. Genelde ankraj diziliş simetrik bir şekil alması gerekirken, Preseka tünelinde çok kez asimetrik bir diziliş uygulanmıştır (Şekil 5).

Şekil 4. Preska tüneli giriş portalı.

Çizelge 2. Saplama özellikleri.

	Tünel tipi 4a	Tünel tipi 5
Ankraj tipi	SN 150	SN 250
Saplama uzunluğu	4,5 m	6,0 m
Ankrajın kalınlığı	Φ 25	Φ 32
Saplama dizilişi	2,0 x 1,5 m	1,2 x 1,5 m

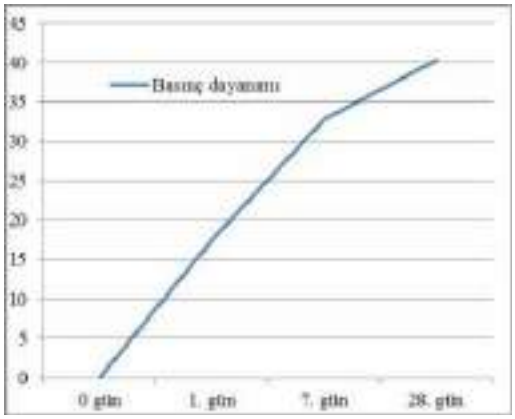
Şekil 5. Preseka tünelinde ankrajların asimetrik dizilişi.

Gelişmiş ülkelerde çelik kafes hasırın yerini çeşitli lif türleri alırken, Makedonya'da halen çelik-hasır tercih edilmeye devam etmektedir. Bu tünelde Q2 x 226 çelik-hasır tipi kullanılmaktadır. Dikdörtgen şekilli çelik-hasırların göz açıklığı 100 x 100 mm büyüklüğünde, çeliğin kalınlığı ise 5-8 mm arasındadır (Şekil 6).

Kazılan yüzeye mümkün olduğunca yakın konumlandırılmakta ve kaya kütlesi ile donatı ağı arasındaki mesafe en fazla 10 cm'dir. Çelik kafes hasır donatıları tutucularla ana kayaya sabitlenir. Çelik-hasırın birleşme bölümünde ağlar en az 20-30 cm üst üste gelmektedir. Çelik hasırın yerleştirildiği alana yapılan püskürtme beton uygulamasında, çelik hasırın püskürtme beton kütlesinin en az 30 mm içinde kalması sağlanır.

Şekil 6. Preseka tünelinde çelik-hasırlı püskürtme beton.

Preseka tünelinde sıralı dayanım testleri; erken dayanımı, basınç dayanımı, eğilme dayanımı, yapışma dayanımı ve diğer testler yapılmaktadır. Basınç dayanımı deneylerinde karotların formatı silindirik olup, 1, 7 ve 28. günlük dayanımları için üçer adet karot alınıp standartlara uygun şekilde hazırlanıyor ve saklanıyor. Laboratuvar'da sıkı denetimler altında yapılan testler EFNARC, PBAB/87 ve MKS EN 12390-3 standardlarına göre gerçekleştirilmektedir. Elde edilen test sonuçları standartlarda belirtilen sınırların içinde olup, beklentilerinde üstünde çıkmıştır (Çizelge 3, Şekil 6). Ayrıca kalite kontrol çalışmaları da yürütülmekte. Bileşen maddelerinden herhangi birinin değiştirilmesi durumunda bu deneyler tekrarlanmaktadır.



Şekil 7. Püskütme betonun basınç dayanımı.

Çizelge 3. Preseka tünelinde kullanılan püskürtme betonun basınç dayanım sonuçları (MKS EN 206-1 standardını kullanarak yapılmıştır)

Basınç dayanımın sonuçları (MPa)	
0.gün	0
1.gün	17,5
7.gün	32,8
28.gün	40,3

3. SONUÇLAR

Kuzey Makedonya'da püskürtme beton yeni yeni kullanılmaya başlamış ve genelde tünel inşaatında ve şev stabilizasyonunda uygulanmaktadır. Bu bildiride, Kuzey Makedonya'da yapılan tünellerdeki püskürtme beton uygulamaları ele alınmıştır.

Preseka tüneli ülkede en uzun tünel özelliğine sahip olup, "Yeni Avusturya Yöntemi" ile kazı yapılmıştır. Tünel inşaatındayaş püskürtme beton robot makine ile uygulanmıştır. Uygulanan kazı destek sisteminde; püskürtme beton kalınlığı 20-30 cm arasında, kaya saplamaları 4,5-6 m uzunluğunda ve genelde asimetrik bir şekilde dizilmiştir. Çelik lifler yerine çelik kafes iksa kullanılmıştır.

Uygulanan püskürtme betonun Avrupa ve Makedonya standartlarına uygun olarak testleri yapılmakta ve elde edilen sonuçlar standartları karşılamaktadır.

4. KAYNAKLAR

Arıoğlu E., Yüksel A., Yılmaz A.O., 2008. Püskürtme Beton. "Beril Ofset LTD. ŞTİ", İstanbul-Türkiye;

Arsovski, M., Hadzievski, D., 1970. Correlation between Neotectonics and Seismicity of Macedonia, Tectonophysics, Amsterdam-Holland.

Balkan Konsalting, 2002. Preseka Tüneli projesi-İnşaat teknolojisi, sayfa:1-19, Üsküp-Makedonya (Балкан Консалтинг, 2002, "Тунел ПресекаГлавен Проект-Технологија на Градење", страна: 1-19, Скопје-Р. Македонија);

Balkan Konsalting, 2002. Preseka Tünelin ana projesi, Kireçova-Preseka otoyolu, Üsküp-Makedonya (Балкан Консалтинг, 2002, "Тунел Пресека Главен Проект", делница Кичево-Пресека", Скопје – Р. Македонија);

Barton, N.R., Lien, R., Lunde, J. 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mech. 6(4), 189-239.

Bieniawski Z.T., 1989. Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering. Wiley, New York, p 251.

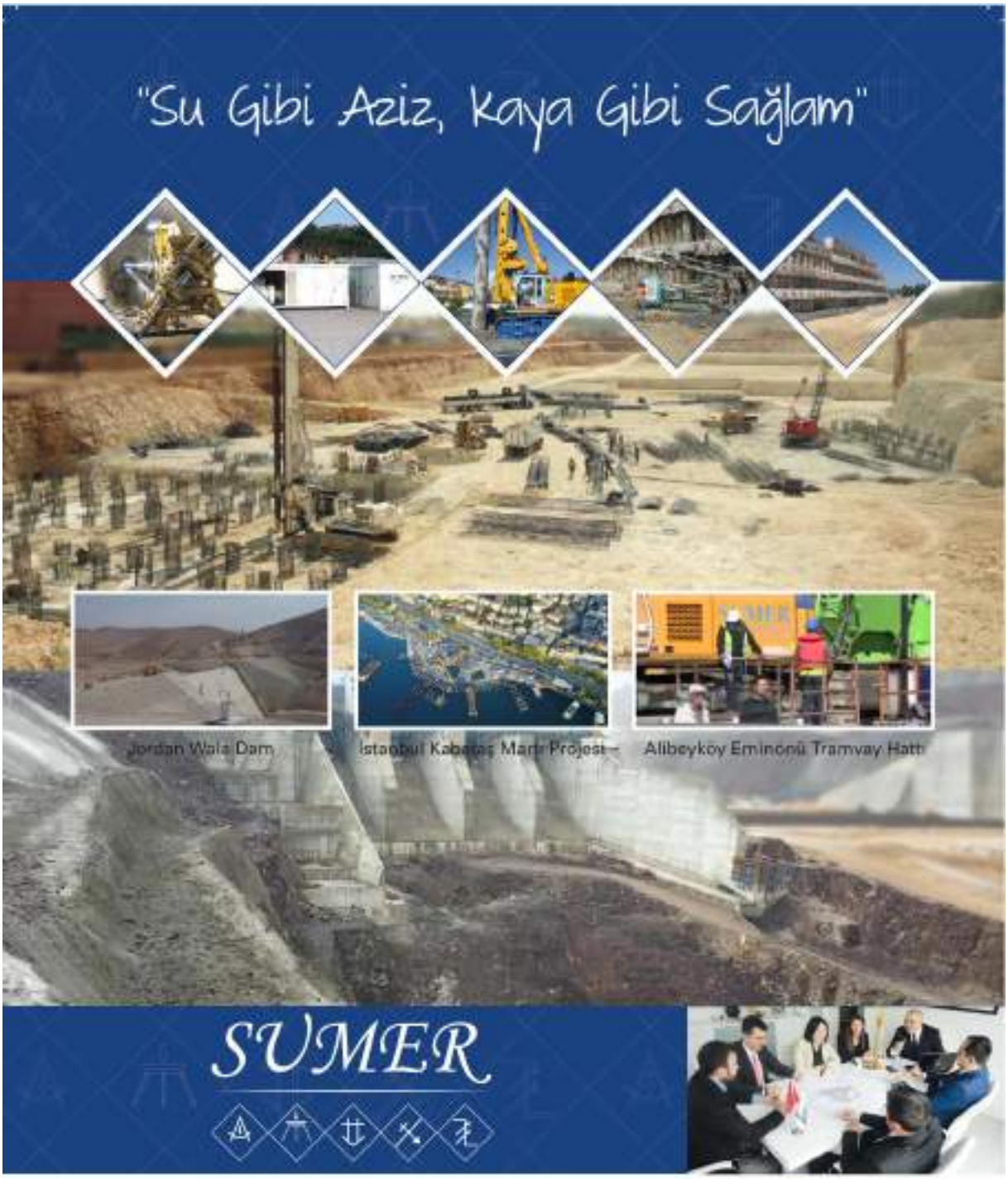
Sulooca, B., 2019. Püskürtme Betonun Teknolojisi ve praktik örnekleri, Yeni Balkan yaynı evi, Üsküp – Kuzey Makedonya (Сулооџа Б., 2019 година, "Технологија и практична примена на прскан бетон", издавачка куќа „Јени Балкан", Скопје-Северна Македонија.

Uzunov N., 2014. Balkanlar'daki Tünel İnşaatlarında En Çok Kullanılan Metodlar, "Porta 3" İnşaat, Mimarlık ve Ekoloji dergisi, sayı 330, yıl X, Mayıs 2014, sayfa: 22-24; (Узунов Н. 2014, „Најзастапен Метод за Изградба на Тунели на Балканот", Списание за градежништво, архитектура и екологија „Порта 3", број 220, година X од мај 2014 година, страна: 22-24).

Yazar İndeksi / *Author Index*

Abazi, S., *751*
Acar, M., *415*
Acar, S., *27*
Açıkel, Ş., *351*
Akbaş, S.O., *561*
Akbay, F., *541*
Akdaş, E., *27*
Akgün, A., *555*
Akgün, H., *501*
Akın, M., *65*
Akın, M.K., *65*
Akkaya, İ., *65*
Aksakal, T., *263*
Alan, H., *383*
Aldoğan, S., *17*
Alemdağ, S., *271*
Aleshzadeh, A., *575*
Altay, T., *147, 407*
Altınoğlu, F.F., *541, 711*
Angın, Z., *219*
Arslan Kelam, A., *501*
Atay, M.Ö., *673*
Avcı, B., *263*
Avşar, E., *105*
Aydan, Ö., *3, 451, 461, 471, 481, 491, 607, 617*
Ayday, C., *549*
Aydın, A., *431, 541, 599, 711*
Aydın, Ayşe., *673*
Aydıner, A., *81*
Aydoğan, D., *211*
Aydoğan, S., *17*
Aysal, N., *177*
Ayvaz, M.T., *359*
Baki, Ö., *27*
Bayraktaroğlu, A.C., *593*
Bensaad, R., *263*
Biricik, İ., *203*
Bol, M., *517*
Bozdağ, A., *157*
Bulut, M.S., *517*
Bülbül, A., *437*
Büyükkağnıcı, C.Z., *255*
Cavlaz, C.R., *263*
Cengiz, İ., *147*
Ceylan, M., *631*
Coruk, Ö., *81, 301, 665*
Çakıcı, S., *195, 325*
Çalık, A., *735*
Çan, T., *569, 693*
Çelik, S.B., *47, 719*
Çetin, R., *113*
Çobanoğlu, İ., *47, 719*
Dalgıç, S., *187, 683*
Demir, A.Ö., *517*
Dikbaş, A., *343*
Diler, M., *735*
Doğan, Y.U., *245*
Doğanay, O., *157*
Dubey, R.K., *235*
Duman, T.Y., *263, 279, 625*
Durukan, A., *27*
Dündar, G., *631*
Ekmekçi, M., *351*
Emre, Ö., *625*
Erbiz, O., *673*
Erdoğan, A.C., *423*
Erik, D., *9, 287, 295*
Erözmen, T., *177*
Ersoy, A.F., *219, 391*
Ersoy, H., *73, 219, 743*
Esenli, F., *727*
Eskiocak, M., *583*
Genç, M., *639*
Güler, İ., *399*
Gültekin, A.H., *729*
Gümüş, V., *673*
Güngör, M., *431*
Gürocak, Z., *271*
Hatır, M.E., *157*
Horiuchi, K., *607*
Inoue, H., *617*
Işık, N.S., *57, 245, 255*
Ito, T., *451, 461, 617*
Iwata, N., *491*
İlkimen, E.M., *431, 599*
İnce, İ., *157*
İşlek, M., *423*
İzmirli, E., *383*
Kanık, M., *271*
Kanose, K., *491*
Karaca, Z., *391*
Karagöz, S.D., *523*
Karagüzel, R., *343, 383*
Karahan, M., *751*
Karakaş, A., *203, 665*
Karakaş, K., *295*
Katipoğlu, D., *89*
Kavak, A., *81, 301*
Keskin, V., *533*
Khanna, R., *235*
Kılıç, R., *131, 561*
Kıncal, C., *509*
Kıran, F., *517*
Kırkbudak, H., *139*
Koca, M.Y., *509, 523*
Koçbay, A., *407, 639*
Koçkar, M.K., *501*
Kodate, S., *461*
Koralay, T., *47*
Korkanç, M., *157, 167*
Korkut, M., *333*
Kömürlü, E., *97*
Kulaksız, S., *647*
Kumsar, H., *317, 491, 569, 701*
Kuşku, İ., *187, 683*
Lopes, J.A.U., *227*
Mahmudi, M., *195, 325*
Mahmutoğlu, Y., *121, 343*
Matsubara, H., *375*
Mutlutürk, M., *9, 317*
Nacaroğlu, E., *631*
Okabe, N., *481*
Onaral, N., *383*
Oudeika, M.S., *431, 599*
Över, D., *583*
Özcan, N.T., *57*
Özkul, M., *701*
Özmen, M., *407, 423*
Özsayın, S., *445*
Öztürk, M., *665*
Özvan, A., *65*
Özvan, E.E., *65*
Parlak, R., *639*
Peker, S., *743*
Piyade, N., *445*
Semiz, B., *657, 701*
Sergin, R., *517*
Shuri, Y., *451*
Sönmez, M., *301*
Sönmez, N., *287*
Sulooca, B., *751*
Suzuki, K., *481*
Sünnetci, M.O., *219, 743*
Şans, B.E., *727*
Şans, G., *121, 333, 343, 727*
Şimşek, H., *639*
Şimşek, O., *279*
Tağa, H., *309*
Tano, H., *471*
Taşdelen, S., *431*
Tekin, S., *569, 693*
Tekyıldız, E.A., *17*
Tezel, K., *555*
Toğrol, E., *517*
Tokashiki, N., *451, 461, 481, 617*
Toklu, M.M., *423, 445*
Topçuoğlu, M.E., *343*
Toprak, S., *631*
Tosunlar, M.B., *157*
Traore, M., *569*
Tuğrul, T., *437*
Tuncay, E., *39*
Tunusluoğlu, M.C., *735*
Turgut, A., *167*
Türkmen, S., *533*

Türkyılmaz, N.S., *301*
Ulamış, K., *131*
Ulusay, R., *3, 57*
Ünal, M.Ö., *139, 211*
Ündül, Ö., *177*
Üzgün, A.F., *39*
Vardar, M., *367*
Varlı, G., *301*
Wada, K., *471*
Yalçın, A.B., *367*
Yalçın, E., *309*
Yavuz, E.V., *333, 575*
Yıldız, C., *139*
Yılmazer, S., *27*
Zorlu, K., *89*



SUMER MÜHENDİSLİK İNŞ. TİC. VE SAN. LTD. ŞTİ.
Merkez Ofis İSTANBUL:
Çamlık mah. Şeker Grup Sit. Kısa Aşı. No:44 Kat:3 D:11 Dikmenya / İSTANBUL
Tel: 0216 304 75 00 Fax: 0216 304 75 00-B Mail: sumer@sumermuhendislik.com.tr

SUMER FAS
ENGINEERING COMPANY SARL AU
BUREAU No: 27, 185 Avenue Prince Heritier CENTRE AREA, 90000 TANGER / MAROC
Tel: 0662281862

LOGISTIC CENTER - 1
Gazantepe Otoban Bağ. Çıkışı (Oyster Yard)
LOGISTIC CENTER - 2
Dilbaşı Çakıllı / İSTANBUL

Çevreyi ve Insanı Düşünüyoruz
Environmental Responsibility

www.sumermuhendislik.com.tr

BÜYÜK İDEALLER YENİLİKÇİ FİKİRLER

Setif Tramvayı, Cezayir

Okmeydanı Hastanesi

3 katlı Büyük İstanbul Tüneli, Candere Viyadüğü

YÜKSEL PROJE

yukselproje.com.tr

JEOFİZİK ETÜTLER

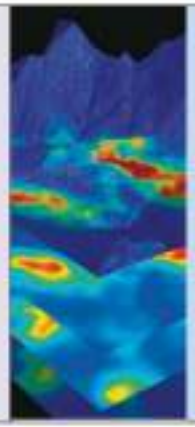
- Yüksek çözünürlük sismik veri toplama ve değerlendirme
- Elektrik Rezistivite Tomografi ölçümleri
- Kuyu jeofiziği

SAHA ARAŞTIRMALARI

- Kara sondajları
- Deniz sondajları
- CPT
- Yerinde deneyler
- Laboratuvar analizleri

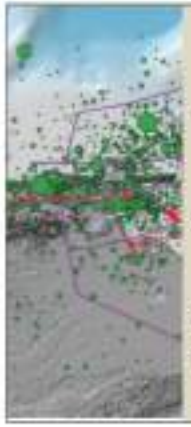
JEOLOJİK ve JEOTEKNİK ETÜTLER

- Baraj ve HES,
- Nükleer santraller,
- Otoyollar, Demiryolları ve Tüneller
- Köprüler,
- Boru hatları
- Atık depolama,
- Maden kazıları,



HİDROJEOLOJİK ETÜTLER

- Havza bazında hidrojeolojik çalışmalar,
- Su temin projeleri,
- Maden çukurları ve yapı temelleri susuzlaştırma projeleri



DEPREM MÜHENDİSLİĞİ

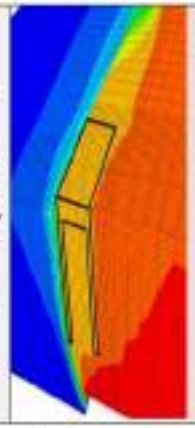
- Sismo-tektonik model oluşturulması,
- Deterministik ve olasılıksal sismik tehlike analizleri
- Saha tepki analizleri
- Sıvılaşma analizleri

JEO-TEHLİKE

- Jeolojik ve jeomorfolojik haritalama
- Aktif fay haritalaması
- Paleosismolojik hendek araştırmaları
- Heyelan haritalama, önleme ve duraylılık analizleri
- Karst araştırmaları

TÜNEL PROJELERİ

- Karayolu, demiryolu ve su tünelleri, için jeolojik ve jeoteknik modelleme, tasarım parametre belirleme,
- FLAC 3D, PLAXIS ve PHASE 2D gibi yazılımlarla numerik modelleme,
- Kazı ve destek projeleri



GEOTEKNİK TASARIM

- Mühendislik yapıları,
- Zemin iyileştirme,
- Şev duraylılık analiz ve çözümleri,
- Oturma analizleri,
- Sıvılaşma analizleri,
- Statik ve dinamik 2B ve 3B analizler,
- Yapı zemin etkileşim analizleri FLAC 3D dinamik

FUGRO SİAL YERBİLİMLERİ MÜŞAVİRLİK ve MÜHENDİSLİK LTD. ŞTİ.

Farabi Sokak 40/4
Kavaklıdere, Çankaya
06680 Ankara

(+90.312) 427 3043
(+90.312) 467 9658

I.fugro@fugro.com
www.fugrosial.com.tr

limit

Teknik Araştıma, Proje, Uygulama, Müşavirlik, Sanayi ve Ticaret A.Ş.

İvedik OSB 1354.Cad 1395.Sok No:1
06378 Yenimahalle – ANKARA – TÜRKİYE
Tel : (0.312) 394 53 63 Faks : (0.312) 394 53 64
www.limitteknik.com info@limitteknik.com

Hizmet Alanlarımız

- Jeoloji
- Jeoteknik
- Mühendislik Jeolojisi
- Hidrojeoloji
- Jeofizik
- Harita
- İnşaat
- Geoteknik
- Deprem Mühendisliği

konularında; araştırma, proje, uygulama, müşavirlik ve kontrollük.

Proje ve Müşavirlik Çalışmaları

- Şev duraylılık analizleri
- Heyelan araştırmaları
- Derin kazı destek sistemleri
- Kazıklı temel dizaynı
- Zayıf zemin araştırmaları
- İyileştirme projeleri
- Drenaj projeleri
- Tünel projeleri

Arazi ve Laboratuvar Çalışmaları

- Yer seçimi etüdleri
- Zemin etüdleri
- Zemin ve kaya sondajları
- Numune çukurları
- Arazi deneyleri
- Numune alımları
- Sismik ve rezistivite çalışmaları
- Mini kazık, ankraj, enjeksiyon
- Harita alımı
- Toprak – kaya – malzeme –su laboratuvar deneyleri

AKADEMİ

HİZMETLERİMİZ

- Ulaştıma Projeleri
- Üstyapı Projeleri
- Jeoloji ve Geoteknik Projeleri
- Altyapı Projeleri

ANKARA-İZMİR HIZLI TREN PROJESİ

ANKARA-İZMİR HIZLI TREN PROJESİ

İZMİR ÇEVRE YOLU PROJESİ

UŞAK OSB LOJİSTİK MERKEZİ

info@akademiproje.com.tr / www.akademiproje.com.tr

EGE TEMEL SONDAJCILIK

1986'dan beri yapıların temelinde biz varız.

- Zemin Etüdleri
- Mini Kazık İmalatı
- Zemin Çivisi Uygulaması
- Ankraj Uygulaması
- Enjeksiyon Uygulaması
- Fore Kazık İmalatı
- Diyafram Duvar Uygulaması
- Jeoteknik Arazi Deneyleri,
- Jeoteknik Araştırma - Kontrol,
- Jeoteknik Tasarım ve Projelendirme

EGE TEMEL SONDAJCILIK
SAN. VE TİC. LTD. ŞTİ

DOĞANLAR MAH. 1609 SOK. NO:34
BORNOVA – İZMİR

TEL: (0232) 479 52 91

FAKS: (0232) 479 52 87

WEB: www.egetemel.com
E-MAİL: egetemel@egetemel.com

jags

INNOVATIVE PRODUCTS
İNŞAAT SANAYİ VE TİCARET
LİMİTED ŞİRKETİ

NovoCrete®

Altyapıda yenilikçi çözüm!

Tabandan Kuvvet Almadan Çalışan ve Zemindeki Mevcut Malzeme İle Yerinde Zemin İyileştirme Teknolojisi

%100 Saf Mineral içerikli, Alkali ve Toprak Alkalin yapısallarından oluşan bağlayıcı katmandır.

%100 Çevre Dostudur.

Yüksek mukavemet, yüksek elastikiyet ve **yüksek yük kapasitesine** sahiptir.

*Novo*Crete® katmanı uçak, tren ağır kamyon ve ekipmanların yarattığı dinamik yükleri emme özelliğine sahip yüksek dayanımlı bir katmandır.

Bu katman titreşimsel hareketler karşısında **"Esnek" bir davranış gösterir. Yükü yanal dağıtır.**

Kil, kum, silt, çakıl, çamur ve fazlı toprak, baz organik maddeleri içeren topraklar ve hatta kirlenmiş topraklar da dâhil olmak üzere **hemen her türdeki zemin ıslah/stabilizasyonunu veya iyileştirmesini yapar.**

Puzolanik reaksiyona girer. Zeminde bir birine bağdaşmayan tüm malzemeleri birbirine bağlar.

Türkiye ve 32 Ülkede...

Zamandan %70 tasarruf ve projesine göre ciddi maliyet avantajları sağlar.

*Novo*Crete® uygulaması ile ekonomik ve hızlı çözüm bir arada gerçekleşir.

Mevcut toprağın yerini değiştirmeye gerek kalmadan zeminde uygulamaya bağlı **30-35-40-45 cm** kalınlığında **E_{V2} değeri** minimum **45-150 MPa** olan kesintisiz, elastik yeni bir stabilize temel katmanı oluşturur.

Su geçirmez bir katman oluşturur **(Permeabilite katsayısı k:10^{-9} m/sn** değerine ulaşır). Donmaz, donmadan dolayı daşıma ve/veya çatlama oluşmaz. **Asit, tuz ve kimyasallara karşı dirençlidir.**

Uzun ömürlüdür. Neredeyse hiç **bakım gerektirmez.**

JAGS INNOVATIVE PRODUCTS
Merkez Mah. Çavuşbaşı Cad.
İhanlar İş Merkezi-1 No:73 Kat:1
34782 Çekmeköy/İstanbul
Tel: +90 (216) 642 52 35 - 36
Faks: +90 (216) 594 20 28
www.jags.com.tr

ULUTAŞ MERMER

Mehmet ULUTAŞ
Denizli
Tel: 0090 535 5149439
mehmet@ulutasmermer.net

KÖMÜRCÜOĞLU mermer

TRAVERTEN mermer

KÖMÜRCÜOĞLU MERMER TARIM ÜRÜNLERİ İNŞ. VE TİC. A.Ş.
Pamukkale yolu 4.km Kömürcüoğlu Cad. Korucak Mah. No:10
Denizli / TÜRKİYE • E-mail: traverten@komurcuoglu.com.tr
Tel: 0090 258 279 21 32 - 33 - 36 • Fax: 0090 258 279 23 02

www.traverten.com.tr

ARHAL

ARHAL İNŞAAT ve TİC. LTD. ŞTİ.

Tel.: 0543 381 16 23 Çarşı Mahallesi
Tabakhane Sokak 7/2 Ortahisar/TRABZON

YAPIYOL İNŞAAT

SONER TEMEL MÜH. İNŞ. VE TİC. A.Ş.
& YAPIYOL İNŞ. MAD. TUR. SAN. VE
TİC. A.Ş. İŞ ORTAKLIĞI

SONER TEMEL MÜHENDİSLİK İNŞAAT ve TİCARET ANONİM ŞİRKETİ

Kazımdirik 372/13. Sk. No:14, 35100 Bornova/İzmir

info@yapiyolinsaat.com.tr

RETRO

EYEWEAR

"İdealist Çizgilerdeki Efsane Sadece Erişkin Optik'te"

ERİŞKİN

OPTİK

- **Merkez Şube:** Doktorlar Cd. No:11 Merkezefendi / Denizli 0258 265 03 66
- **Vizyon Şube:** Vizyongöz Hastanesi Çaprazı (Kurşunlu Cami Arkası) Merkezefendi / Denizli 0258 265 60 03
- **Akademi Şube:** Merkezefendi Mahallesi 438 Sokak No:4/A Merkezefendi / Denizli 0258 377 55 65

www.eriskinoptik.com.tr