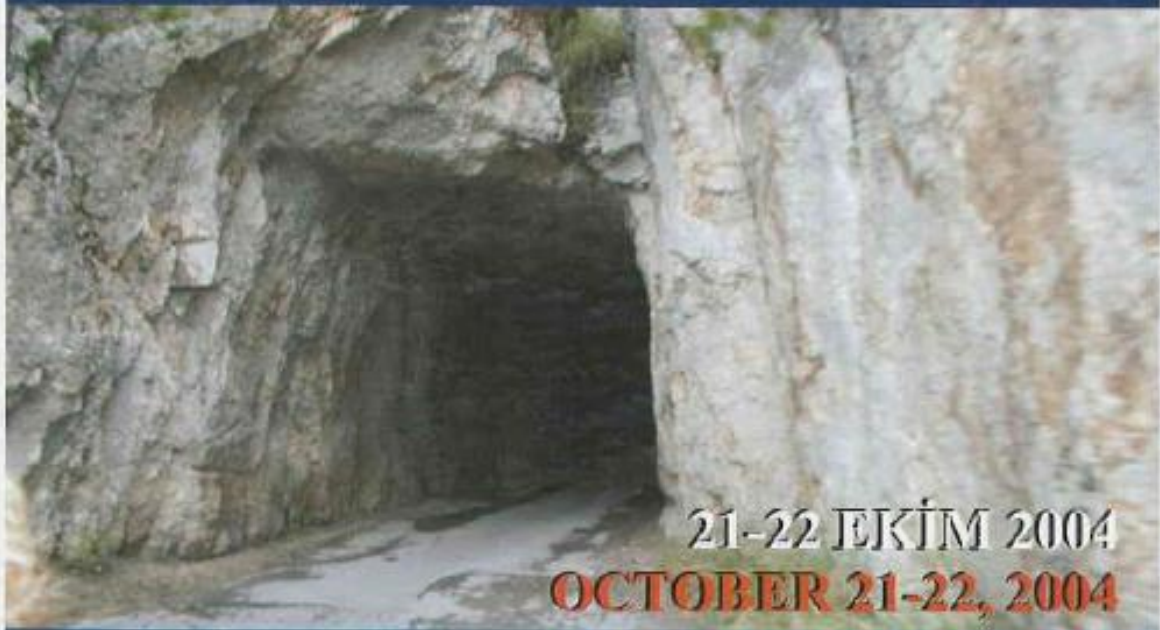


KAYAMEK'2004

VII. BÖLGESEL KAYA MEKANİĞİ SEMPOZYUMU

ROCKMEC'2004

VIITH REGIONAL ROCK MECHANICS SYMPOSIUM



21-22 EKİM 2004

OCTOBER 21-22, 2004



CUMHURİYET ÜNİVERSİTESİ
CUMHURİYET UNIVERSITY



TÜRK ULUSAL KAYA MEKANİĞİ DERNEĞİ
TURKISH NATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS

EDİTÖRLER / EDITORS

A. Ceylanoğlu & B. Erdem

SİVAS / TÜRKİYE

KAYAMEK'2004 : 21-22 EKİM 2004 / SİVAS – TÜRKİYE
ROCKMEC'2004 : OCTOBER 21-22, 2004 / SİVAS – TURKEY

VII. Bölgesel Kaya Mekaniği Sempozyumu Bildiriler Kitabı *Proceedings of the VIIth Regional Rock Mechanics Symposium*

Editörler / *Editors*

A. Ceylanoğlu & B. Erdem

CUMHURİYET ÜNİVERSİTESİ MADEN MÜHENDİSLİĞİ BÖLÜMÜ
CUMHURİYET UNIVERSITY MINING ENGINEERING DEPARTMENT

TÜRK ULUSAL KAYA MEKANİĞİ DERNEĞİ
TURKISH NATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS

Bu bildiriler kitabının yayım hakkı Türk Ulusal Kaya Mekaniği Derneği'ne aittir. Bu kitapta yer alan bildirilerin aynen yayınlanması yazarından yazılı izin almak koşulu ile mümkündür. Alıntı için kaynak göstermek yeterlidir. Bildiriler, Bilimsel Kurul tarafından seçilmiş olup, yazarları tarafından basıma hazır hale getirilmiştir. Bildirilerin içeriklerinin tüm sorumluluğu yazarlarına aittir.

Bu kitabın basımına olanak sağlayan

NİTROMAK A.Ş.
ve
ORICA - NİTRO A.Ş.'ne
teşekkür ederiz.

ISBN: 975-93675-2-1

Baskı: KOZAN OFSET Matbaacılık San. ve Tic. Ltd. Şti.
☎: (312) 384 20 03

ADRES / ADDRESS

Türk Ulusal Kaya Mekaniği Derneği
Turkish National Society for Rock Mechanics
Başkan / *President*
Doç. Dr. H. Aydın Bilgin
Maden Mühendisliği Bölümü
Orta Doğu Teknik Üniversitesi
06531 - Ankara / TÜRKİYE
☎ : (+90) 312-2105814
E-mail : abilgin@metu.edu.tr

Bu Sempozyumun düzenlenmesinde katkıda bulunan, aşağıdaki kurum ve kuruluşlara teşekkür ederiz
Financial support of the following companies is gratefully appreciated.

- BARİT MADEN TÜRK AŞ
- DEMİR EXPORT AŞ
- DOĞU MEDİKAL LTD
- ECEM BİLGİSAYAR LTD
- EYLÜL LTD. ŞTİ.
- İDEAL MAKİNA LTD. ŞTİ.
- LABRİS MADENCİLİK LTD. ŞTİ.
- NİTROMAK AŞ
- ORICA-NİTRO AŞ
- TÜRKİYE BİLİMSEL VE TEKNİK ARAŞTIRMA KURUMU

Foreword

The 7th Regional Rock Mechanics Symposium is held in Sivas, Turkey, on October 21-22, 2004. The first five of these biannual traditional symposia on Rock Mechanics have been held on national basis in Turkey. The 7th symposium is the second one, which is held on regional basis, by the contribution of authors from five different foreign countries. This time, the 7th symposium includes 8 papers from abroad among a total of 48 papers. Traditionally symposium series formed a major forum to discuss ideas and exchange knowledge and experience on rock mechanics.

The foundations of Republic of Turkey have been established in Sivas city by holding a national meeting by the attendance of delegates from all parts of Turkey. I hope that the 7th Regional Rock Mechanics Symposium will open new horizons, bring new ideas and contribute much to the science as in the same manner. I also hope that Sivas city with its museums and cultural heritage will be a good venue for the symposium. For all the delegates, I wish a good stay in Sivas and successful presentations and fruitful discussions.

On behalf of the Executive Board of the Turkish National Society for Rock Mechanics, I would like to thank all the authors for their invaluable contributions. Attendance of delegates from different countries and various institutions and companies from Turkey and the financial support provided by the sponsors are gratefully appreciated. Finally, I would like to thank all my colleagues for sharing the responsibility and working meticulously throughout the symposium.

Assoc. Prof. Dr. H. Aydın Bilgin

President, Turkish National Society for Rock Mechanics

Önsöz

VII. Bölgesel Kaya Mekaniği Sempozyumu (KAYAMEK'2004), Cumhuriyet Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Maden Mühendisliği Bölümü ve Türk Ulusal Kaya Mekaniği Derneği (TUKMD) işbirliği ile 21-22 Ekim 2004 tarihleri arasında Sivas'ta gerçekleştirilmiştir. Uluslararası nitelikli bu sempozyum, Türkiye ve yakın çevresinde bulunan kaya mekaniği ve ilişkili disiplinlerdeki akademisyen, araştırmacı, tasarımcı ve uygulamacıların yararlanabilecekleri bilimsel ve teknik bir platform oluşturmayı amaçlamıştır.

Bildiriler kitabı içerisindeki çalışmalar; teorik ve analitik çalışmalar, sayısal metotlar; kaya mekaniği testleri; jeoteknik ve arazi ölçümleri; şevler, yerüstü ve yeraltı madenciliği; delme-patlama ve çevresel etkiler ile yeraltı kaya kazaları ve yapıları olmak üzere altı ana başlık altında sınıflandırılmıştır. Bu bildiriler kitabında, altı farklı ülkede bulunan araştırmacılar tarafından hazırlanan 48 adet çalışma bulunmaktadır.

Sempozyumun başarılı geçmesini sağlayan öncelikle yazarlara, bilimsel kurul üyelerine, oturum başkanlarına ve düzenleme kurulu üyelerine teşekkür ederiz. Ayrıca, bu organizasyonu destekleyen kuruluşlara da şükranlarımızı sunarız.

Prof. Dr. Atilla Ceylanoğlu
Doç. Dr. Bülent Erdem

Foreword

The seventh Regional Rock Mechanics Symposium (ROCKMEC'2004) organized by the Mining Engineering Department of Cumhuriyet University under the auspices of Turkish National Society for Rock Mechanics has been held in Sivas, Turkey on October 21-22, 2004. ROCKMEC'2004, with international participation, has aimed to form a scientific and technical platform on which academicians, researchers and design and field engineers working on rock mechanics and related disciplines from Turkey and nearby countries could benefit.

The studies included in the proceedings have been grouped under six main titles as follows: theoretical and analytical studies, numerical methods; rock mechanics tests; geotechnics and in-situ measurements; slopes, surface and underground mining; drilling-blasting and environmental effects and underground rock excavations and structures. This proceedings covers 48 papers prepared by authors from six different countries.

We would like to express our sincere thanks to authors, members of the scientific committee, session chairpersons and members of the organizing committee all of whom have significantly contributed to the success of the symposium. Besides, supporting companies and institutions are gratefully acknowledged.

Prof. Dr. Atilla Ceylanoğlu
Assoc. Prof. Dr. Bülent Erdem

Düzenleme Kurulu / Organizing Committee

Onur Kurulu / Honorary Committee

Dr. Hasan Canpolat	Vali / Governor - Sivas
Samî Aydın	Belediye Başkanı / Mayor - Sivas
Prof. Dr. Mehmet Bakır	Rektör / Rector - Cumhuriyet Üniversitesi
Prof. Dr. Ali Öztürk	Dekan / Dean - Mühendislik Fakültesi
Doç. Dr. H. Aydın Bilgin	Başkan / President - Türk Ulusal Kaya Mekaniği Derneği

Yürütme Kurulu / Executive Committee

Cumhuriyet Üniversitesi Cumhuriyet University	Türk Ulusal Kaya Mekaniği Derneği Turkish National Society For Rock Mechanics
--	--

Prof. Dr. Atilla Ceylanoglu
Sempozyum Başkanı / Chairman
Doç. Dr. Bülent Erdem
Sempozyum Sekreteri / Secretary

Doç. Dr. H. Aydın Bilgin
Doç. Dr. Candan Gökçeoglu
Hasan Şişman
İ. Ümit Erdem
H. Sinan İnal

Prof. Dr. Ahmet Demirci
Yrd. Doç. Dr. Salih Yüksek
Yrd. Doç. Dr. Ömer L. Sül
Yrd. Doç. Dr. Kazım Görgülü
Yrd. Doç. Dr. Y. Selim Durutürk
Arş. Gör. Yavuz Gül
Arş. Gör. Ahmet Doğan
Tuğba Camuzcu
Mevlude Mercan
Hüsne Yıldırım

Bilim Kurulu / Scientific Committee

Dr. N. Ali Akçın	Karadokuz Üniversitesi, Zonguldak, Türkiye
Dr. Raşit Altındağ	Süleyman Demirel Üniversitesi, Isparta, Türkiye
Mehmet Altınbaş	Ulaştırma Bakanlığı, DLH Genel Müdürlüğü, Ankara, Türkiye
Dr. Ergin Arıoğlu	Maden Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi, İstanbul, Türkiye
Yusuf Ateş	Yüzüncü Yıl Üniversitesi, Van, Türkiye
Dr. Ömer Aydan	Tokai University, Shimizu, Japonya
Dr. Can Ayday	Anadolu Üniversitesi, Eskişehir, Türkiye
Dr. Hakan Başarır	İnönü Üniversitesi, Malatya, Türkiye
Dr. H. Aydın Bilgin	Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, Türkiye
Dr. Nuh Bilgin	İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye
Dr. Naci Bölükbaşı	Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, Türkiye
Dr. Atilla Ceylanoglu	Cumhuriyet Üniversitesi, Sivas, Türkiye
Dr. Ahmet Dağ	Çukurova Üniversitesi, Adana, Türkiye
Dr. Ahmet Demirel	Cumhuriyet Üniversitesi, Sivas, Türkiye
Tamer Dinçer	Mining Solutions Consultancy, South Perth, Avustralya
Dr. Şevket Durucan	Imperial College of Science, Technology and Medicine, London, İngiltere
Dr. H. Şebnem Düzgün	Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, Türkiye
Dr. İ. Gökay Ediz	Dumlupınar Üniversitesi, Kütahya, Türkiye
Dr. Kaan Erarslan	Dumlupınar Üniversitesi, Kütahya, Türkiye
Dr. Bülent Erdem	Cumhuriyet Üniversitesi, Sivas, Türkiye
Dr. Hasan Erçek	Karadokuz Üniversitesi, Zonguldak, Türkiye
Dr. M. Kemal Gökay	Selçuk Üniversitesi, Konya, Türkiye
Dr. Candan Gökçeoğlu	Hacettepe Üniversitesi, Ankara, Türkiye
Dr. R. Mete Gökkan	Osmangazi Üniversitesi, Eskişehir, Türkiye
Dr. Kazım Görgülü	Cumhuriyet Üniversitesi, Sivas, Türkiye
Gökhan Güller	CSIR Miningtek, Johannesburg, Güney Afrika
Dr. O. Zeki Hekimoğlu	Dicle Üniversitesi, Diyarbakır, Türkiye
Dr. M. Ali Hindistan	Hacettepe Üniversitesi, Ankara, Türkiye
Dr. Selami İstanbulluoğlu	Türkiye Kömür İşletmeleri Kurumu, Ankara, Türkiye
Dr. Sair Kahraman	Niğde Üniversitesi, Niğde, Türkiye
Dr. Ali Kahrman	İstanbul Üniversitesi, İstanbul, Türkiye
Dr. Celal Karpuz	Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, Türkiye
Dr. Necdet Köksal	Karayolları Genel Müdürlüğü, Ankara, Türkiye
Dr. Halil Köse	Dokuz Eylül Üniversitesi, İzmir, Türkiye
Dr. Seyfi Kulaksız	Hacettepe Üniversitesi, Ankara, Türkiye
Dr. Halil Kumsar	Pamukkale Üniversitesi, Denizli, Türkiye
Dr. Yedigöller Mühüröğlu	Karadokuz Üniversitesi, Zonguldak, Türkiye
Dr. Erkin Nasuf	İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye
Dr. A. Hakan Onur	Dokuz Eylül Üniversitesi, İzmir, Türkiye
Dr. Güner Önce	Dumlupınar Üniversitesi, Kütahya, Türkiye
Dr. Metin Özdoğan	İdeal Makine Ltd., Ankara, Türkiye
Dr. Reha Özel	Türk Petrolleri Anonim Ortaklığı, Ankara, Türkiye
Dr. Ümit Özer	Çukurova Üniversitesi, Adana, Türkiye
Dr. Abdurrahim Özgenoğlu	Atılım Üniversitesi, Ankara, Türkiye
Dr. İhsan Özkan	Selçuk Üniversitesi, Konya, Türkiye
Dr. A. Günhan Paşamehmetoğlu	Atılım Üniversitesi, Ankara, Türkiye
Dr. Dursun Sarı	Atılım Üniversitesi, Ankara, Türkiye
Dr. Cem Şensöğüt	Dumlupınar Üniversitesi, Kütahya, Türkiye
Hasan Şişman	Ulaştırma Bakanlığı, DLH Genel Müdürlüğü, Ankara, Türkiye
Dr. Çelik Tatar	Dokuz Eylül Üniversitesi, İzmir, Türkiye
Dr. Zafer Toper	Groundwork Consulting (Pty) Ltd., Johannesburg, Güney Afrika
Dr. Levent Tutluoğlu	Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, Türkiye
Dr. Reşat Ulusay	Hacettepe Üniversitesi, Ankara, Türkiye
Dr. Erdal Ünal	Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, Türkiye
Dr. Murat Ünal	Selçuk Üniversitesi, Konya, Türkiye
Dr. Bahtiyar Ünver	Hacettepe Üniversitesi, Ankara, Türkiye
Dr. Mahir Vardar	İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye
Dr. Mete Yeşil	Normandy Madencilik, İzmir, Türkiye
Dr. A. Ekrem Yüce	İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye
Dr. Erdoğan Yüzer	İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye
Mehmet Yumlu	Çayeli Bakır İşletmeleri AŞ, Rize, Türkiye

İçindekiler Table of Contents

Önsöz <i>Foreword</i>	iv
Düzenleme Kurulu <i>Organizing Committee</i>	vi
Bilim Kurulu <i>Scientific Committee</i>	vii
1 Teorik ve Analitik Çalışmalar, Sayısal Metotlar <i>1 Theoretical and Analytical Studies, Numerical Methods</i>	
Towards optimal shape of long horizontal openings I.N. Bulychov	3
Kayaçların Poisson oranlarına göre sınıflandırılması <i>Classification of rocks based on their Poisson's ratio</i> H. Gerçek	9
Nokta yük ve tek eksenli basınç dayanımları arasındaki ilişkinin değerlendirilmesi <i>The evaluation of the correlation between point load and uniaxial compressive strength</i> C.A. Öztürk, A.D. Özbakır & E. Nasuf	19
Jeomekanik araştırmalarında kaya mekaniği bilim dalının katkıları <i>Contributions of rock mechanics in geomechanics researches</i> M.K. Gökay & K. Doğan	25
2 Kaya Mekaniği Testleri <i>2 Rock Mechanics Tests</i>	
Scale effect on engineering properties of open non-persistent rock joints under uniaxial loading O.S. Mughieda & I. Khawaldeh	37
Kurna Deresi (Burdur) travertenlerinin fiziko-mekanik özellikleri ve yapı taşı olarak kullanılabilirlikleri <i>Physical and mechanical properties of Kurna Stream (Burdur) travertines and usage as a building stone</i> A. Yalçın & M. Özçelik	43
Kayaçların doku özellikleri ile kırılma ve öğütülme özellikleri arasındaki ilişkinin incelenmesi <i>Investigation of the crushing and grinding properties of rocks related to textural properties</i> B. Kekeç, M. Ünal & C. Şensöğüt	49
Donma-çözülme sürecinin Ankara ignimbritinin jeomekanik özellikleri üzerine etkisinin doğal ve laboratuvar ortamında karşılaştırmalı olarak incelenmesi <i>Comparative investigation of the effects of freezing and thawing process on geomechanical properties of Ankara ignimbrite under laboratory and field conditions</i> A. Binal, K.E. Kasapoğlu & Ç. Seğmenoğlu	59

Kaya tuzu üzerinde bazı mühendislik tasarım parametrelerinin belirlenmesi <i>Determination of some engineering design parameters on rock salt</i> İ. Özkan & S. Düzyol	67
Liman dolgusunda kullanılacak Pliyo-Kuvaterner bazaltların (Yumurtalık-Adana) fiziko-mekanik özelliklerinin incelenmesi <i>Physico-mechanical properties of Plio-Quaternary basalts (Yumurtalık-Adana) in causeway construction</i> A. Acar, İ. Dinçer & H. Tağa	77
Travertenlerde gözenek dolgu uygulamalarının kayacın teknik özelliklerine etkisinin sayısal incelemesi <i>A numerical analysis for the effect of pore filling applications in travertines on technical parameters of the rock</i> S. Demirdağ & L. Glündüz	85
Kaya malzemesinin elastisite modülünün kestirimi için görgül bir eşitlik <i>An empirical equation for estimating elasticity modulus of intact rock</i> H. Sönmez, C. Gökçeoğlu, K.E. Kasapoğlu, E. Tuncay & K. Zorlu	93
Spesifik kesme enerjisi ile spesifik deformasyon enerjisinin değerlendirilmesi <i>The assessment of specific cutting energy with specific destruction energy</i> A. Ersoy & Ü. Atıcı	101
Kayaçların tek eksenli basma dayanımının basit deney yöntemleriyle tahmini <i>Predicting uniaxial compressive strength of rocks from simple test methods</i> H. Başarır, M. Kumral & A. Özsan	111
Bir andezit ocağında bazı mekanik özelliklerin jeoistatistiksel benzetimi <i>Geostatistical simulation of some mechanical properties in an andesite quarry</i> A.E. Tercan & Y. Özçelik	119
Malzeme bileşiminin çimentolu macun dolgu dayanımı üzerine etkisi <i>The effect of material composition on the strength of cemented paste backfill</i> E. Yılmaz, A. Kesimal & B. Erçikdi	123
Kil içeren bazı kayalarda deney örneklerinin şeklinin ıslak kararlılık deneyine etkisi <i>The effect of sample shape on the slake durability of some argillaceous rocks</i> E. Kolay, K. Kayabalı & T. Beyaz	129
Numune boyutunun Shore sertliği üzerine etkisinin belirlenmesi <i>Evaluation of the effect of sample size on Shore hardness measurements</i> R. Altındağ & A. Güney	139
Bazı kayaların tek eksenli yükleme altında elektrik potansiyel davranışları <i>Electric potential responses of some rocks under uniaxial loading</i> M. Kılıç, H.S. İnal & H. A. Bilgin	145
Mermerlerde birleşmeye zorlanan çatlakların davranışı <i>Behavior of discontinuities that are forced to combine in marbles</i> M.K. Gökay, İ. Özkan & K. Doğan	151
Beton malzemelerde dayanım değerlerinin belirlenmesi için hasarsız yeni bir yaklaşım: Elektriksel geçirgenlik yöntemi <i>A nondamaging new approach for determining strength values in concrete materials: Electrical conductivity method</i> İ. Özkan, N. Bilim, R. Sezer & M.K. Gökay	157
Süreksizlik yüzey pürüzlülüğünün farklı yöntemler ile tanımlanması <i>Description of discontinuity surface roughness by using different methods</i> M. Ünal & B. Ünver	169

Süreksizlik pürüzlülüğü ve anizotropinin makaslama dayanımına etkisi <i>Effect of discontinuity roughness and anisotropy on shear strength</i> A.K. Denli, C. Karpuz & H.Ş.B. Düzgün	181
--	-----

III. Amenhotep kaya mezarının (Mısır) çevre kayasının özellikleri ve açıklıklarının duraylılığı <i>Properties of surrounding rock and the stability of openings of the rock tomb of Amenhotep III (Egypt)</i> Ö. Aydan & M. Geniş	191
---	-----

Kayaçların ısı iletkenliklerini etkileyen faktörler <i>The parameters affecting thermal conductivity of rocks</i> K. Görgülü, Y.S. Durutürk & A. Demirci	203
--	-----

3 Jeoteknik ve Arazi Ölçümleri

3 Geotechnics and In-situ Measurements

Karabayır ariyet ocağının jeoelektrik yöntemi ile modellenmesi ve rezerv tespit çalışmaları <i>Modeling and reserve estimation studies for Karabayır fill material pit via resistivity method</i> E. Arpaz, F. Ödük & M. Tokgöz	213
---	-----

Kayalarda mekanik özelliklerin jeofizik yöntemlerle belirlenmesi: Antakya-Suriye sınır yolu çalışması <i>Definitions of mechanical features using geophysical methods on rocks: Antakya-Syria border road working</i> A. Büyüksaraç	223
---	-----

Süreksizlik yüzeyi bozunma derecesi ve açıklık parametrelerinin Süpren (Eskişehir) mermer ocaklarındaki blokların boyutuna olan etkisi <i>The effect of discontinuity surface weathering degree and aperture parameters on the size of blocks in Supren (Eskişehir) marble quarries</i> H.A. Nefeslioğlu, C. Gökçeoğlu & H. Sönmez	233
--	-----

Divriği YNK-3 istihsal kuyusunun tahkimat tasarımı için kaya birimlerinin bazı malzeme ve kütle özelliklerinin belirlenmesi ve sınıflandırılması <i>Determination and classification of some material and mass properties of rock units for support design of Divriği YNK-3 production shaft</i> İ. Özkan, A. Ceylanoğlu & B. Erdem	237
---	-----

Plaka yükleme deney düzeneğinin oluşturulması ve denenmesi çalışmaları <i>Establishment of plate loading test system and experimental studies</i> A. Ceylanoğlu & Y. Gül	247
--	-----

Kaya kütlesi içindeki süreksizlik dağılımlarının ortaya konulmasında yeni bir yaklaşım <i>A new approach for the determination of discontinuity distributions in rock mass</i> A. Turanboy	253
--	-----

4 Şevler, Yerüstü ve Yeraltı Madenciliği

4 Slopes, Surface and Underground Mining

3R – Rock related risk management system for mines K.S. Koldaş	263
---	-----

Babadağ (Denizli) ilçesini etkileyen uzun süreli kaya şevi duraysızlığının statik ve dinamik koşullar açısından araştırılması <i>Investigation of the long-term rock slope instability affecting Babadağ (Denizli) town considering static and dynamic conditions</i> S.Y. Çevik & R. Ulusay	267
--	-----

Uzun süreli Babadağ (Denizli) heyelanının kaya mekanikliği açısından incelenmesi <i>An investigation of a long-term landslide of Babadağ (Denizli) from a rock mechanics point of view</i> H. Kumsar, Ö. Aydan, H. Tano & O. Atak	277
Pulpınar Krom İşletmesinde püskürtme beton uygulamaları ve sonuçlarının geleneksel ahşap tahkimatla karşılaştırması <i>Shotcrete implementations in Pulpınar Chromite Mine and comparison with the traditional timber support systems</i> S. Yüksek, A. Demirci & Ö. Dayı	289
Koç Deresi (Hafik-Sivas) kum-çakıl ocağı malzemelerinin alkali-silika reaksiyonu özellikleri <i>Alkali-silica reactivity features of gravel-sand aggregates in Koç Deresi (Hafik-Sivas)</i> D. Erik & M. Mutlutürk	297
Harşit çayı (Giresun-Tirebolu) kırılmış dere malzemesinin agrega olarak kullanılabilirliğinin incelenmesi <i>Investigation of the potential use of the crushed material from Harşit river (Giresun-Tirebolu) as aggregate</i> İ. Çavuşoğlu, A.O. Yılmaz, İ. Alp & M. Vici	305
Doğu Karadeniz bölgesinde faaliyet gösteren taşocakları için uygun üretim yönteminin geliştirilmesi <i>Development of appropriate production method for quarries operating in Eastern Black Sea region</i> A.O. Yılmaz, A. Tatarhan, İ. Çavuşoğlu	311
5 Delme – Patlatma ve Çevresel Etkiler 5 Drilling – Blasting and Environmental Effects	
Bir manyezit açık işletmesinde uygulanan kontrollü patlatma çalışması <i>A controlled blasting application in a magnesite open-pit mine</i> Ö. Akkoyun	323
Yer radarı (GPR) yöntemi ile patlatma tasarımlarının iyileştirilmesi <i>Enhancements of blasting design pattern by using ground penetrating radar (GPR)</i> G.G.U. Aldaş, S. Kadioğlu & E.U. Uluggerli	331
Araklı-Taşönü kalker ocağında patlatma kaynaklı yer sarsıntılarının değerlendirilmesi <i>Evaluation of ground vibrations induced by blasting at Araklı-Taşönü limestone quarry</i> B. Erçakdı, A. Kesimal & E. Yılmaz	337
Petrol boru hattı yakınında patlatmadan kaynaklanan titreşim ölçümlerinin değerlendirilmesi <i>Evaluation of vibration measurement caused by blasting nearby a petroleum pipeline</i> Ü. Özer & A. Dağ	349
6 Yeraltı Kaya Kazıları ve Yapıları 6 Underground Rock Excavations and Structures	
İstanbul Metrosu örneğinde yeraltı kaya yapıları için karar sayısı yaklaşımı <i>Determinative number aspect for underground excavations and an assessment from İstanbul Metro case</i> M.D. Köksal	357
An insight into the New Austrian Tunnelling Method (NATM) M. Karakuş & R.J. Powell	367
New tunneling with monolithic press concrete lining N. Bulychev, N. Fotieva, A. Levchenko & S. Gilshtein	381
Analytical method of designing shallow tunnel linings of a variable thickness A.S. Sammal, N.S. Bulychev & S.I. Khrenov	385

Study of parallel undersea or under-river tunnel linings stress state N.N. Fotieva & L. Yu. Voronina	389
İstanbul Metrosu tünel kazılarında kullanılan hidrolik kırıcıların verimliliğinin incelenmesi <i>Investigation of hydraulic crushers' performances used in İstanbul Metro excavations</i> A. Kahrıman, A. Karadoğan, U.G. Akkaya, G. Tuncer, İ. Karamustafa & M. Aksoy	395
Yazarlar Dizini <i>Author Index</i>	403

Towards optimal shape of long horizontal openings

I.N. Bulychiev

Department of Tunnels and Metropolises Saint Petersburg State Rail Way University Saint Petersburg Russia

ABSTRACT: General analytical criterion of fully optimal shape for an opening in elastic plane subject to arbitrary stress state is advised. Principle of partial shape optimisation in given geotechnical conditions is derived from general criterion. The data needed is stress concentration at the contour of test circular opening located at the axis of tunnel to be designed. One can use analytical solutions, numerical results or in situ measurements. Some numerical results obtained on plane elastic FE models are discussed.

1 INTRODUCTION

Nowadays, problem of analytical evaluation of stress and strain state of linear elastic mass surrounding an opening (or system of parallel ones) seems to be entirely solved. Formulations of optimizational problems concerning openings in elastic medium appeared in 70-ies. Russian scientists (Cherepanov 1974), (Viderhaus 1976) derived analytical solution for the system of periodically located openings. Later Banichuk (Aitaliyev et al, 1986) had advised both the algorithm and computer software package for numerical solution of optimizational problem by method of disturbance of boundaries.

Both analytical and numerical approaches are searching for fully optimal shape having minimal possible stress concentration and constant values of tangent normal stress along the unknown contour. As a result,

- shape of resultant contour cannot be anticipated;
- it can be plotted only by coordinates of points laying on the contour;
- nothing is known about impact of deviations from the theoretically optimal shape;
- fully optimal shape can be inconvenient in driving and use.

2 GENERAL CRITERION of FULLY OPTIMAL SHAPE

Consider elastic isotropic imponderable medium having one or several parallel openings. Stresses σ_1 and σ_2 are applied at the infinity. Criterion of

constant stress distribution along the contour of optimal shape in terms of Kolosov-Muskhelishvili complex potentials (Muskhelishvili 1963) looks like this:

$$\sigma_\rho + \sigma_\theta = \sigma_1 + \sigma_2 = 4 \operatorname{Re}[\Phi(z_0)] = \text{Const.}$$

Here $z_0 = \varpi(\zeta_0)$ - conform mapping function for optimal contour, where $\zeta_0 = e^{i\theta}$. According to (Muskhelishvili 1963),

$$\Phi(z) = \Phi(\varpi(\zeta)) = \frac{\varphi'(\zeta)}{\omega'(\zeta)},$$

and condition of $\Phi(z) = \text{Const}$ is satisfied only if

$$\varphi'(\zeta) = \text{Const} \cdot \omega'(\zeta),$$

which means that

$$\varphi(\zeta) = \text{Const} \cdot \omega(\zeta)$$

and

$$\text{Const} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \Phi^\infty.$$

Thus, fully optimal shape of opening in elastic medium enables not only constancy of stress concentration along the contour, but constancy of first stress tensor invariant in entire medium as well.

Second complex potential, ψ , can be derived from condition of zero radial stresses along unloaded contours:

$$\sigma_p = \operatorname{Re} \left\{ 2\Phi(z_0) - \frac{2\zeta_0^2}{\omega'(\zeta_0)} \times \right. \\ \left. \times [\overline{\omega'(\zeta_0)}\Phi'(z_0) + \omega'(\zeta_0)\Psi(z_0)] \right\} = 0;$$

As

$$\Phi(z_0) = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \Phi^\infty; \quad \Phi'(z_0) = 0$$

$$\Psi(z_0) = \frac{\Psi'(\zeta_0)}{\omega'(\zeta_0)};$$

then

$$\Psi'(\zeta_0) = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{4} \cdot \frac{\overline{\omega'(\zeta_0)}}{\zeta_0^2} = \Phi^\infty \cdot \frac{\overline{\omega'(\zeta_0)}}{\zeta_0^2}$$

For conform mapping function looking as

$$z_0 = R \left(\zeta_0 + \sum \frac{a_n}{\zeta_0^n} \right),$$

expression $\frac{\omega'(\zeta_0)}{\zeta_0^2}$ can be transformed into

$$\frac{\overline{\omega'(\zeta_0)}}{\zeta_0^2} = -\omega'(\overline{\zeta_0})$$

and finally,

$$\Psi'(\zeta_0) = -\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{4} \omega'(\overline{\zeta_0}) = -\Phi^\infty \omega'(\overline{\zeta_0});$$

$$\Psi(\zeta_0) = -\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{4} \omega(\overline{\zeta_0}) = -\Phi^\infty \omega(\overline{\zeta_0}).$$

One can see that fully optimal is the only shape which entirely coincides with isolines of complex potentials.

3 PARTIAL OPTIMIZATION APPROACH

Up to now, the only known optimal shape is the elliptical one for the single opening in homogenous isotropic elastic plane. For the hydrostatic stress field ellipse turns into circle, and for uniaxial one – into cut. It is well known that radii of optimal elliptical opening must be proportional to main stress values:

$$\frac{a}{b} = \frac{\sigma_1}{\sigma_2}$$

Function of conform mapping for optimal ellipse

$$z = \omega(\zeta) = R \left(\zeta + \frac{m}{\zeta} \right),$$

$$\text{where } m = \frac{a-b}{a+b} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2},$$

can be written as

$$z = R \left(\zeta + m \cdot \frac{1}{\zeta} \right) = R \left(\zeta + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot \frac{1}{\zeta} \right) = \\ = \frac{R}{\sigma_1 + \sigma_2} \left[(\sigma_1 + \sigma_2)\zeta + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\zeta} \right].$$

Then complex potential ϕ looks like

$$\phi = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{4} \cdot \omega(\zeta) = \\ = \frac{R}{4} \left[(\sigma_1 + \sigma_2)\zeta + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\zeta} \right]$$

Assuming that for most geotechnical problems optimal shape will be based on deformed ellipse, potential ϕ can be expressed as

$$\phi = \frac{R}{4} e^{2i\alpha} \left[(\sigma_1 + \sigma_2)\zeta + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\zeta} + \sum_{v=2}^{\infty} \frac{k_v}{\zeta^v} e^{i\beta_v} \right],$$

where α is angle of stress direction at the infinity, k_v - unknown parameters of local stress redistribution.

The less is the impact of local stress redistribution, the less is need in deforming elliptical shape, *et vice versa*.

In general, partial optimization approach is based on decreasing and equalizing local stress concentrations on the contour of test circular opening by applying elliptical shape.

4 EXAMPLES

Example 1: Two parallel unlined openings in imponderable elastic plane (Figure 1).

Plain strain elastic problem was simulated by FE method. According to vertical symmetry, only half of elastic plane was considered.

The mesh consisted of 72000 tetragonal 8-noded elements and 128000 nodes. Young's modulus $E=1$ and Poisson's ratio $\nu=0.35$.

Initial stress field was formed by unit vertical stress and lateral reaction

$$\begin{cases} \sigma_1 = P = 1; \\ \sigma_2 = \frac{\nu}{1-\nu} P = 0.54. \end{cases}$$

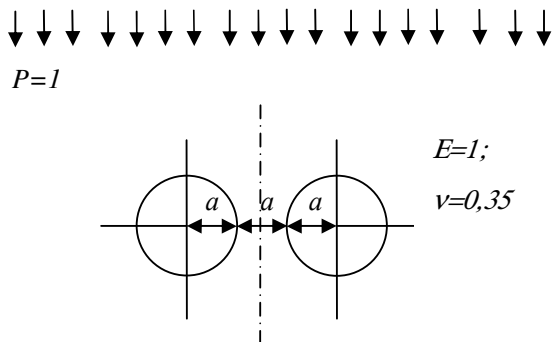


Figure 1 Scheme of problem of two parallel tunnels

Optimization progress is shown at Figure 2. Plotted isolines of third principal stress coincide with tangent normal stresses at the contours of openings.

Needless to say that elliptical shape gives up with tensile stress zones at crown and invert.

Non-symmetrical shape composed by two half-ellipses proved to be closer to optimum than pure elliptical shape. Equalization of stress concentration values on the opposite sides of the opening was obtained by moving vertical axis of half-ellipses towards the wall having maximal stress concentration.

Minimal stress concentration obtained was $1.76P$ i.e. $1.14(\sigma_1 + \sigma_2)$. Thus, the impact of unknown local stress redistribution parameters at the case considered, does not exceed 14%. Note that step of dragging of vertical axis is equal to $0.1a$, where a is radius of test circular opening.

Example 2: Shallow unlined opening in heavy elastic plane.

Consider a tunnel of 2 meters in diameter lying at a depth of 2.5 m from the surface. The burden upon the tunnel crown is 0.5 m. Density of rock is $\gamma=2.5 \text{ t/m}^3$. Young's modulus and Poisson's ratio remained the same as in previous example.

As the own weight of the rock was applied after the tunnel was driven, obtained stress values are not realistic. Nevertheless, principle of ellipse-based partial optimization works in heavy medium as well (see Figure 3).

Due to ovoidal shape, maximal compressive stress was reduced from 96.1 kPa to 70.1 kPa, i.e., up to 27%. Note that optimal shape of shallow tunnel much resembles typical shapes of old European masonry sewers.

REFERENCES

- Aitaliyev S.M., Banichuk N.V. & Kayupov M.A. 1986. *Optimal'noe proektirovanie protyazhennyh podzemnyh sooruzhenij*. Alma-Ata: Nauka publishers.
- Cherepanov G.P. 1974. Obratnye zadachi teorii uprugosti. *Prikladnaya Matematika I Mechanica*, Vol. 38, No 6: 963-979.
- Muskhelishvili N.I. 1953. *Some basic problems of the mathematical theory of elasticity*. P.Noordhof, Gronigen.
- Viderhaus S.B. 1976. Integral'noe uravnenie obratnoj zadachi ploskoj teorii uprugosti. *Prikladnaya Matematika I Mechanica*, Vol.40, No 3: 566-569.

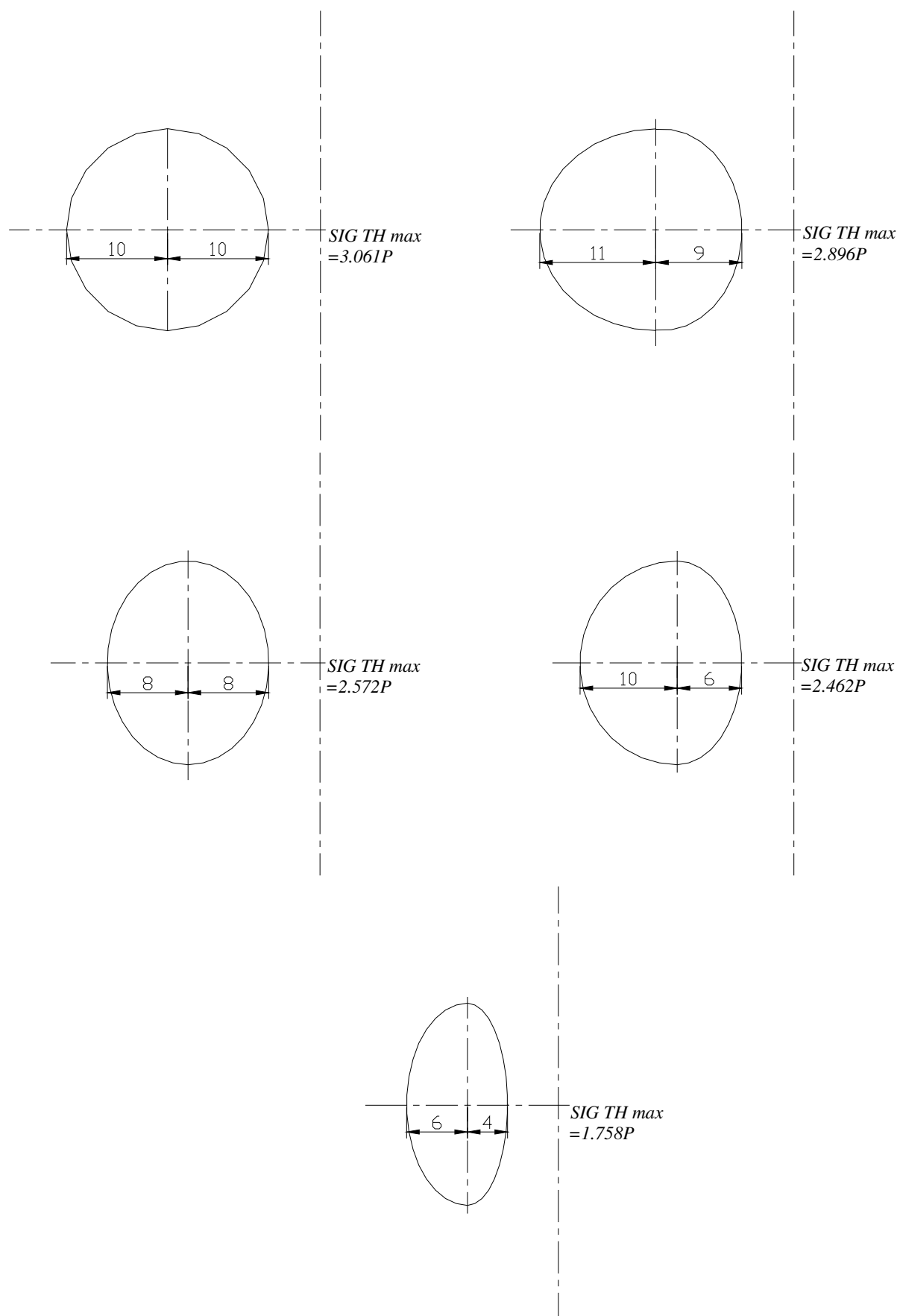
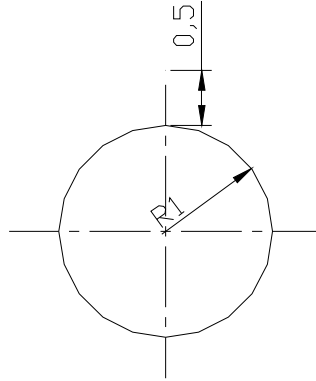
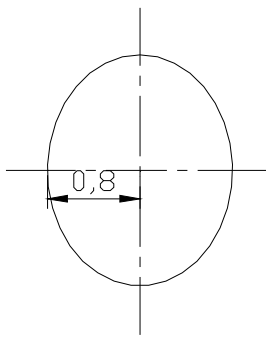


Figure 2 Optimization progress

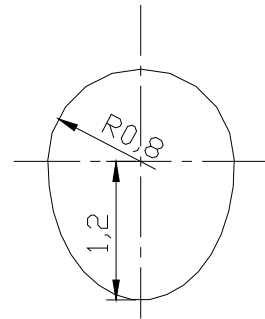
*SIG TH max=96.1 kPa (walls);
min=-4,1 kPa (crown)*



*SIG TH max=83.8 kPa (walls);
min=10.9 kPa (crown).*



*SIG TH max=74.2 kPa (walls);
min=7.6 kPa (crown).*



*SIG TH max=70.1 kPa (walls);
min=9.7 kPa (crown).*

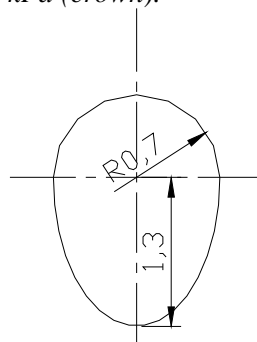


Figure 3 Principle of ellipse-based partial optimization

Kayaçların Poisson oranlarına göre sınıflandırılması

Classification of rocks based on their Poisson's ratio

H. Gerçek

Zonguldak Karaelmas Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü 67100 Zonguldak

ÖZET: Bu bildiride, öncelikle, Poisson oranı hakkında temel bilgiler verilirken konunun tarihçesi ve mekanikteki önemi özetlenmiştir; ayrıca, negatif Poisson oranlı malzemeler tanıtılmıştır. Sonra, Poisson oranının kaya mekaniğindeki önemi tartışılmış, kayaçlar için rapor edilen tipik değerler derlenmiş ve Poisson oranını etkileyen faktörler sunulmuştur. Daha sonra da, kayaçlar için Poisson oranına göre bir sınıflandırma önerilmiştir.

ABSTRACT: In this paper, firstly, fundamental information on Poisson's ratio is given by summarizing the history of the subject and its significance in mechanics; in addition, materials with negative Poisson's ratio are introduced. Then, the importance of Poisson's ratio in rock mechanics is discussed, typical values reported for rocks are compiled, and the factors affecting Poisson's ratio are presented. Finally, a classification is proposed for rocks based on their Poisson's ratio.

1 GİRİŞ

Uluslararası Kaya Mekaniği Derneği'nin Poisson oranını "elastiklik sınırından düşük bir çekme kuvveti altındaki bir cisimde, enine doğrultudaki kılalmanın uygulanan kuvvet doğrultusundaki uzamaya oranıdır (ISRM 1975)" şeklindeki tanımının mekanik açıdan pek tatmin edici olmadığı bir gerçektir. Ancak, bu yetersiz tanım otuz yıldır düzeltilmemiştir. Ayrıca; kayaçlara ait Poisson oranı değerlerinin dar bir aralıkta değişmesi ve kaya mekaniği uygulamalarında Poisson oranının yaklaşık değerinin kullanımının önemli bir sorun oluşturmaması, bu malzeme özelliğinin çok fazla önemsenmemesine yol açmıştır.

Bu bildiri, Poisson oranının özellikle kaya mekaniği ve kaya mühendisliği açısından önemini vurgulamak amacıyla hazırlanmıştır. Öncelikle, Poisson oranı hakkında temel bilgiler sunulmuş ve kaya mekaniğindeki önemi vurgulanmıştır. Sonra da kayaçların Poisson oranıyla ilgili olarak, bazı önemli hususlar tartışılmış ve bir sınıflama önerilmiştir.

2 TARİHÇE

Siméon Denis Poisson, 1781'de Paris yakınlarındaki Pithiviers adlı küçük bir kasabada doğdu; ailesi fakir olduğu için, 15 yaşına kadar okuma ve yazmanın

ötesinde başka bir öğrenim şansı olmadı. 1796'da Fontainebleau'deki amcasının yanına gönderildi ve orada matematik derslerine devam etti. Bu konudaki yeteneğinin çok iyi olması sayesinde, 1798'de Ecole Polytechnique'in giriş sınavlarını üstün dereceyle kazandı. Buradaki mükemmel gelişmesi, o günlerde işlevler kuramı dersini vermekte olan Lagrange ile Laplace'ın dikkatini çekti. 1800'deki mezuniyetinden sonra matematik öğretmeni olarak okulda kaldı ve 1806'da yüksek matematik dersinin sorumluluğuna getirildi. Matematikteki özgün yayınları onu bu daldaki en iyi Fransızlardan biri yaptı ve 1812'de Fransız Bilimler Akademisi'ne üye seçildi. O yıllarda, kuramsal fizik hızlı bir değişim sürecinden geçiyordu ve zamanın matematikçileri de fiziksel problemlerin çözümünde becerilerini kullanıyordu. Bir moleküler yapı modeli fikrine dayanan elastiklik kuramı Poisson'un ilgisini çekmişti ve bu daldaki temel çalışmaları yaptı (Timoshenko 1983).

Poisson, çalışmalarından elde ettiği başlıca sonuçları 1829 ve 1831 yıllarında yayımlanan iki eserine ve verdiği mekanik dersine ekledi. Poisson (1829) ilk yayımlanan eserinde tek eksenli çekme gerilmesi altındaki prizmatik bir çubuğun uzamasında, eksenel birim şekil değiştirmenin ona dik konumda ve dörtte biri kadarlık bir yanıl birim şekil değişikliğine yol açması gerektiği ileri sürdü. Yetersiz bir molekül modeline dayanan bu yaklaşım, bugün Poisson oranı (*Poisson's ratio*) olarak

adlandırdığımız elastik sabitin, hatalı olarak, 1/4 değerini alacağını kestiriyordu (Malvern 1969, Timoshenko 1983).

Poisson (Şek. 1), elastiklik kuramına katkıları dışında; gök mekaniği ve çekim kuramında diferansiyel denklemlerle yapılan işlemleri yetkinleştirmiş, Newton potansiyeli değerlerini nokta ve çeken kütlelerin karşılıklı konumlarına göre vermiş, ısı kuramında Poisson integralini geliştirmiş, elektrik ve ışık konularını incelemiş, manyetiklik kuramında etkiyle mıknatıslanmayı tanımlamış, olasılık hesabının evrenselliğini savunmuş ve kendi adıyla anılan dağılım işlevini ortaya atmıştır. Matematiksel fiziğin yaratıcılarından olan Poisson 1840'ta Paris'te ölmüştür (BLSA 1986).



Şekil 1 S. D. Poisson (Ecole Polytechnique 2003)

3 POISSON ORANININ MEKANİKTEKİ ÖNEMİ

Poisson oranının mekanikteki önemini vurgulamadan önce doğru bir tanımını yapmak gerekir. Literatürde bu konuda çok çeşitli tanımlar bulunmaktadır ve bunların çoğunda bazı hususlar eksik olarak vurgulanmaktadır. "Tek eksenli gerilme altındaki elastik bir katıda, gerilmeye dik doğrultuda oluşan normal birim şekil değiştirmenin gerilme doğrultusundaki normal birim şekil değiştirmeye oranının ters işaretlisidir" şeklindeki bir tanımlama mekanik açıdan oldukça tatmin edicidir.

Poisson oranı, öncelikle, elastiklik kuramındaki Hooke kanunuyla ilgili bağıntılarda karşımıza çıkmaktadır. Statik ve dinamik yöntemlerle ölçülebilen bu büyüklük, oldukça dar bir aralıkta değişen değerler almaktadır. S. D. Poisson'un bu

elastik sabitin 1/4 değerini alması gerektiği sonucuna varmasına karşılık, 1848'de Guillaume Wertheim tarafından cam ve pirinç üzerinde yapılan deneyler bu sonucu desteklememiştir. Wertheim ise, hiç bir kuramsal temeli olmayan, 1/3 oranının alınması önerisini yapmıştır (Love 1944). Birçok malzemenin Poisson oranı bu değerlere yakın olmakla birlikte, elastik bir eşyönlü (izotropik) malzeme için bu sabitin kuramsal olarak -1 ile 0.5 arasında değişebileceği bilinmektedir. Bu alt ve üst sınırlar; Young, rijitlik (makaslama) ve hacim (bulk) modüllerinin (termodinamiğin ikinci temel yasasına göre) pozitif olmaları gereğinin bir sonucudur.

Poisson oranı (lastik/kauçuk türü katılarda olduğu gibi) 0.5 değerine yaklaştıkça, hacim modülü rijitlik modülünden çok büyük hale gelir ve malzeme sıkıştırılmaz (*incompressible*) olarak nitelendirilir. Öte yandan, Poisson oranı -1 değerine yaklaştıkça, malzeme son derece sıkıştırılabilir olurken, kesme gerilmeleri altında şekil değişikliğine karşı direnci aşırı bir şekilde artar. Negatif Poisson oranlı malzemeler hakkında bazı güncel bilgilere daha sonra değinilecektir. Bazı katı elementlerin Poisson oranları büyüklük sırasına göre Çizelge 1'de sunulmuştur.

Elastik katılarda, yalnızca Poisson oranına bağlı bazı mekanik büyüklükler tanımlanabilir. Örneğin; eşyönlü bir elastik katıda Young modülünün (E) rijitlik modülüne (G) oranı:

$$E / G = 2 (1 + \nu) \quad [1.a]$$

bağıntısıyla verilmektedir. Benzer şekilde, yine aynı tür bir elastik katıda, Young modülünün hacim (bulk) modülüne (K) oranı:

$$E / K = 3 (1 - 2\nu) \quad [1.b]$$

olmaktadır. Ayrıca, eşyönlü bir elastik katının oluşturduğu sonsuz ortamda, P (basınç) dalgası yayılma hızının (v_p) S (kesme) dalgası yayılma hızına (v_s) oranının karesi:

$$(v_p / v_s)^2 = 2 (1 - \nu_{dyn}) / (1 - 2 \nu_{dyn}) \quad [1.c]$$

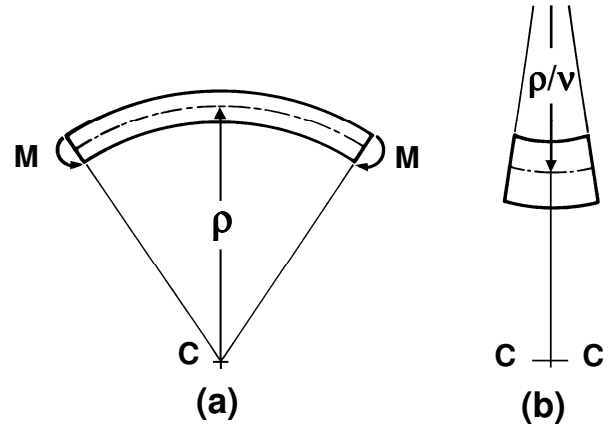
eşitliği yardımıyla hesaplanabilir. Burada, ν_{dyn} : ortamın dinamik Poisson oranı olup, statik yükleme deneylerinden elde edilen değerlerden farklı olabilmektedir.

Genelde, iki-boyutlu elastiklik problemlerinde Poisson oranının pek etkisi yoktur. Ancak, bazı üç-boyutlu gerilme durumlarında, Poisson oranının oldukça dramatik bir etkisi olabilmektedir. Buna en tipik örnek olarak, uçlarına uygulanan eşit fakat zıt yönlü moment çifti etkisiyle eğilen, dikkörtgen kesitli

Çizelge 1 Bazı katı elementlerin Poisson oranları (Winter 2003)

ELEMENT ve SİMGE	POISSON ORANI (v)	
Berilyum	Be	0.032
Europyum	Eu	0.15
Krom	Cr	0.21
Plutonyum	Pu	0.21
Tulyum	Tm	0.21
Yterbiyum	Yb	0.21
Holmiyum	Ho	0.23
Uranyum	U	0.23
Erbiyum	Er	0.24
İtriyum	Y	0.24
Seryum	Ce	0.24
Çinko	Zn	0.25
Disprosyum	Dy	0.25
Osmiyum	Os	0.25
Gadalinyum	Gd	0.26
Iridyum	Ir	0.26
Lutesyum	Lu	0.26
Rodyum	Rh	0.26
Terbiyum	Tb	0.26
Samaryum	Sm	0.27
Toryum	Th	0.27
Latan	La	0.28
Neodinyum	Nd	0.28
Praseodmiyum	Pr	0.28
Prometyum	Pm	0.28
Skandiyum	Sc	0.28
Stronsiyum	Sr	0.28
Tungsten	W	0.28
Demir	Fe	0.29
Magnezyum	Mg	0.29
Kadmiyum	Cd	0.30
Renyum	Re	0.30
Rutenyum	Ru	0.30
Kalsiyum	Ca	0.31
Kobalt	Co	0.31
Molibden	Mo	0.31
Nikel	Ni	0.31
Titanyum	Ti	0.32
Bizmut	Bi	0.33
Selenyum	Se	0.33
Bakır	Cu	0.34
Tantal	Ta	0.34
Zirkonyum	Zr	0.34
Alüminyum	Al	0.35
Kalay	Sn	0.36
Gümüş	Ag	0.37
Hafniyum	Hf	0.37
Vanadyum	V	0.37
Platin	Pt	0.38
Paladyum	Pd	0.39
Niyobyum	Nb	0.40
Silisyum	Si	0.42
Altın	Au	0.44
Kurşun	Pb	0.44
Talyum	Tl	0.45

kirişi gösterebiliriz. İki boyutlu çözümde kiriş, uzunlamasına olarak, eğrilik yarıçapı ρ olan bir yaya bükülecektir (Şek. 2a). Kirişin tarafsız (nötr) eksen üstünde kalan kısmı uzunlamasına çekme gerilmelerine maruz kalırken (uzarken) enlemesine kısalar; tarafsız eksen altında kalan kısmı ise uzunlamasına basınç altındayken (kısalar) enlemesine genişler. Böylece, kirişin dikdörtgen olan özgün kesiti Şekil 2b'deki kesite şekil değiştirir. Kirişin enine kesitinde, başlangıçta düzlemsel olan tarafsız yüzey, şekil değişikliği sonucunda eğrilik yarıçapı ρ/ν olan bir yüzeye dönüşür. Kirişlerde "Poisson etkisi" olarak bilinen bu olgu nedeniyle, kirişin tarafsız yüzeyi ve ona paralel olan tüm yüzeyleri "anticlastic" (bir noktasındaki teğet düzlemin her iki tarafında da yer alan) yüzeylere dönüşür. Marie Alfred Cornu, bu olgudan yararlanarak, 1869'da optik yöntemle Poisson oranının ilk doğrudan ölçümünü yapmıştır (Timoshenko 1970, 1983). Cornu, camdan yapılmış prizmatik çubuklar üzerinde yaptığı eğilme deneylerinde, Poisson oranını $1/4$ olarak ölçmüştür (Love 1944).

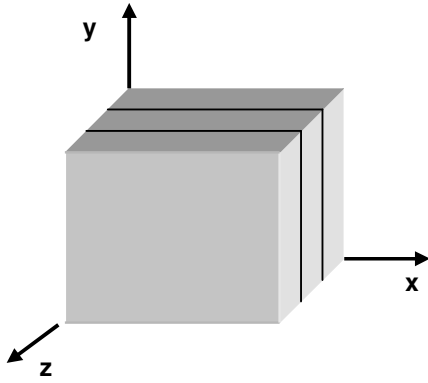


Şekil 2 Dikdörtgen kesitli bir kirişin eğilmesi sırasında, Poisson etkisiyle "anticlastic" yüzeyin oluşması (Timoshenko 1983)

Yönser (anizotropik) malzemelerde, birden fazla Poisson oranı tanımlanmıştır. Örneğin; düzlemsel eşyönlü (*transversally isotropic*) olan malzemelerde, ikisi bağımsız, üç adet Poisson oranı tanımlanmıştır (Şek. 3). Elastiklik kuramı, bu tür malzemelerin Poisson oranı için bir üst sınır vermemekle birlikte, yalnızca enerji ile ilgili hususların ortaya koyduğu

$$2\nu_2 \nu_3 < 1 - \nu_1 \quad [2]$$

bağıntısı geçerlidir (Wittke 1990). Tabakalı yapı gösteren, düzlemsel eşyönlü özellikteki kayaçların Poisson oranlarına daha sonra değinilecektir.



Etkiyen gerilme σ_x ise:

$$E_1 = \sigma_x / \epsilon_x ; v_1 = - \epsilon_y / \epsilon_x ; v_3 = - \epsilon_z / \epsilon_x$$

Etkiyen gerilme σ_y ise:

$$E_1 = \sigma_y / \epsilon_y ; v_1 = - \epsilon_x / \epsilon_y ; v_3 = - \epsilon_z / \epsilon_y$$

Etkiyen gerilme σ_z ise:

$$E_2 = \sigma_z / \epsilon_z ; v_2 = - \epsilon_x / \epsilon_z = - \epsilon_y / \epsilon_z$$

Bağımlı Poisson oranı: $v_3 = (E_1 / E_2) v_2$

Şekil 3 Düzlemsel eşyönlü malzemeler için tanımlanan Poisson oranları (Wittke'den [1990] değiştirilerek)

Bazı maddelerin Poisson oranlarının büyüklük sırasına göre sunulduğu Çizelge 2'ye (aynı zamanda Çizelge 1'e) göre; rapor edilen değerler genellikle sıfır ile 0.5 arasındadır. Elastiklik kuramı Poisson oranının negatif değerler almasına izin vermesine karşın, eşyönlü doğal malzemeler ile birçok yapay mühendislik malzemeleri için bu büyüklüğün negatif olmadığı bilinmektedir. Mekaniksel deneyim ve sezgilerimize ters düşen, negatif Poisson oranlı bir malzeme davranışında; uygulanan basınç gerilmesi doğrultusunda boyu kısalan malzemenin, gerilmeye dik doğrultudaki boyutları da küçülecektir. Çekme gerilmesinde ise tam tersi bir durum söz konusudur: malzeme, etkiyen çekme gerilmesi doğrultusunda uzarken, ona dik doğrultularda da genişleyecektir.

Son yıllarda, yapay malzemelerden olan hücresel katılarda (*cellular solids*) negatif değerler (örneğin; özel işlem uygulanan bazı polimer köpüklerinde -0.7, bakır köpüğünde -0.8) elde edilmiştir (Lakes 1987a, b). Bu tür malzemeler "lastik karşıtı" (*anti-rubber*) olarak da adlandırılmaktadır (Lakes 1993a). Negatif Poisson oranlı malzemelerin şekil değiştirme mekanizması ve olası mühendislik tasarımlarında kullanılması, bu dalda patent sahibi olan Lakes (1991, 1993a, b) tarafından sunulmaktadır. Verilen örnekler arasında en ilginç olanı, delik içi tutturucusu (dübel) örneğidir. Basınç altında sıkıştırılarak itilen tutturucu, daraldığı için kolayca deliğe yerleşirken; çekilerek çıkartılmak istendiğinde genişleyerek delik yüzeyine iyice tutunmaktadır.

Çizelge 2 Bazı maddelerin Poisson oranları (Lorman 1968, Lakes 1987a, Bass 1995, Persson 1999, Kumar et al. 2003, Kinney et al. 2004)

MADDE	POISSON ORANI (v)
Şişe mantarı	~ 0
Beton	
28 günlük	0.10 - 0.21
yüksek performanslı	0.13 - 0.16
Cam	
kuvars	0.167
obsidiyen	0.185
soda	0.23
borosilikat	0.25
Kükürt	0.21 - 0.34
Porselen	0.208
Tungsten karbid (WC)	0.222
Döküm demir (gri)	0.26
Çelik	
yumuşak	0.27 - 0.30
yüksek dayanımlı	0.30
Püskürtme beton	0.25 - 0.29
Diş kemiği (kuru dentin)	0.29
Perspex	0.311
Buz (257 K)	0.324
Alüminyum 2024	0.33
Pirinç (70 Cu / 30 Zn)	0.35
PVC (sert)	0.378
Fosfor bronz (% 5 Sn)	0.38
Epoxy reçine	0.38 - 0.40
Teflon	0.399
Naylon	0.40
Lastik / Kauçuk	~0.50

4 KAYAÇLARIN POISSON ORANI

Poisson oranı, elastik katıların şekil değiştirmesinde rol oynayan bir özellik olduğu için kaya malzemesi veya kaya kütlelerinin şekil değişimiyle ilgili kaya mekaniği problemlerinde karşımıza çıkar. İlgili kaynaklarda (Vutukuri et al. 1974, Hatheway & Kiersch 1986), az sayıda da olsa, bazı kayalar için negatif, bazıları için de 0.5'ten daha büyük Poisson oranı değerleri rapor edilmektedir. Bunlar, büyük bir olasılıkla, kuvvetli derecede yönser özellikteki kayalardır. Poisson oranı negatif olan eşyönlü kayalara rastlanmadığı için, bu büyüklük kayalar için pratikte oldukça dar bir aralıkta değişmektedir.

Çizelge 3'te bazı minerallerin dinamik deneylerde ölçülen Poisson oranları verilmektedir. Çizelge 4'te ise bazı kayalar için rapor edilen Poisson oranı değerleri için anlamlı aralıklar sunulmaktadır. Burada, kaynaklarda rapor edilen bazı uç değerlerin özellikle verilmediğine ve verilen aralıklar dışında daima istisnaların olabileceğine dikkat edilmelidir.

Çizelge 3 Bazı minerallerin Poisson oranları (Bass 1995)

MİNERAL	POISSON ORANI (v)
Elmas (C)	0.069
α -Kuars (SiO ₂)	0.079
Topaz (Al ₂ (F, OH) ₂ SiO ₄)	0.221
Grafit (C)	0.223
Safir (Al ₂ O ₃)	0.234
Manyezit (MgCO ₃)	0.251
Kayatzu (NaCl)	0.253
Manyetit (Fe ₃ O ₄)	0.261
Galen (PbS)	0.270
Rutil (TiO ₂)	0.278
Kromit (FeO Cr ₂ O ₃)	0.280
Florit (CaF ₂)	0.289
Kalsit (CaCO ₃)	0.309
Sfalerit (ZnS)	0.320
Pirit (FeS ₂)	0.326
Jips (CaSO ₄ 2H ₂ O)	0.336

Çizelge 4 Bazı kayaçların Poisson oranları (Vutukuri et al. 1974, Hatheway & Kiersch 1986, ODTÜ 1989a, b, c)

KAYAÇ	POISSON ORANI (v)
Bazalt	0.10-0.35
Diyabaz	0.10-0.28
Diyorit	0.20-0.30
Dolerit	0.15-0.35
Dolomit	0.10-0.35
Gnays	0.10-0.30
Granit	0.10-0.30
Granodiyorit	0.15-0.25
Grovak	0.05-0.20
Kiltaş	0.25-0.40
Kireçtaş	0.10-0.33
Konglomera	0.10-0.40
Kumtaş	0.05-0.40
Kuarsit	0.10-0.33
Marn	0.13-0.33
Mermer	0.15-0.30
Norit	0.20-0.25
Silttaş	0.13-0.35
Şeyl	0.05-0.32
Tuz	0.05-0.30
Tüf	0.10-0.28

Kaya malzemesinin Poisson oranı statik deneylerle (ISRM 1978, ASTM 1998a) ölçülebildiği gibi, elastik dalga hızlarının ölçüldüğü dinamik deneylerle (ISRM 1977, ASTM 1998b) de dolaylı olarak belirlenebilmektedir. Günümüzde kullanılan statik deneyler, ilk defa 1908'de Eduard August Grüneisen tarafından yapılan, tek eksenli gerilme altındaki örneklerde eksenel ve yanal birim şekil değiştirmelerin ölçüldüğü deneylere dayanmaktadır.

Ancak, kaya kütlelerinin Poisson oranının belirlenmesi için dinamik yaklaşımlar pratikte tek seçenektir.

Kaya mekaniği ve kaya mühendisliği açısından da Poisson oranı birçok alanda önem kazanmaktadır. Aşağıda, Poisson oranının başlıca kullanım veya uygulama alanları üzerinde durulacaktır.

Öncelikle, örneklerin tek eksenli basınçla yüklendikleri kaya mekaniği deneylerinde, yükleme başlıkları ile örnek yüzeyleri arasında kısıtlayıcı sürtünmeler oluşmasının önlenmesi için başlık malzemesi ile kaya örneğinin E/v oranlarının birbirine yakın olması gerekmektedir (Pells 1993). Yükleme başlığı yapımında yaygın olarak kullanılan sertleştirilmiş çelikte bu oran yaklaşık olarak 700 civarındadır. Ancak, kayaç türlerinden çok azı bu değere sahiptir. Bu amaçla, kayaçlar için daha uygun olabilecek alüminyum ($E/v \approx 200$) veya pirinç ($E/v \approx 300$) kullanılabilirse de, kolayca hasar gören bu malzemeler yükleme başlığı yapımında tercih edilmemektedir (Pells 1993).

Kayaçların mekanik özelliklerinin uygulanan gerilme türünden etkilendiği bilinmektedir. Tıpkı tek eksenli dayanımlarda olduğu gibi, kayaçların tek eksenli şekil değiştirebilirlik (*uniaxial deformability*) özelliklerinin (Poisson oranı ve Young modülünün) de basınç ya da çekme gerilmesi durumlarında farklı olması gerektiği akla gelmektedir. Gerçekten de Krech et al. (1974) tarafından yapılan bir araştırmaya göre; kaya malzemesinin basınç altındaki Young modülü (E_c), çekme gerilmesi altında ölçülen modülünden (E_t) farklı (genelde daha büyük) olmaktadır (Çizelge 5). Benzer şekilde, Poisson oranının da basınç ve çekme gerilmeleri altında farklılık göstereceği beklenmelidir. Bu kapsamda, düzlemsel eşyönlü özellikteki arjilit üzerinde Liao et al. (1997) tarafından yapılan çalışma az da olsa bir farklılığı ortaya koymuştur.

Ayrıca, kayaçlarda statik deneylerden ölçülen Young modülünün, dinamik deneylerden elde edilen modül (E_{dyn}) değerlerinden farklı olduğu bilinmektedir (Çizelge 5) (Krech et al. 1974, Eissa & Kazi 1987, Çolak 1998). Aynı durum, büyük bir olasılıkla, statik ve dinamik Poisson oranları için de geçerli olacaktır. Ancak, statik ve dinamik deneylerden elde edilecek değerler arasında anlamlı ilişkiler olup olmayacağı kapsamlı bir çalışmada araştırılmalıdır.

Düzlemsel eşyönlülük (*transverse isotropy*), tabakalaşma gösteren tortul veya başkalaşım kökenli kayaçlarda sıkça görülen bir özelliktir. Daha önce (Şekil 3'te) de belirtildiği gibi, bu tür kayaçlarda üç adet Poisson oranı tanımlanmıştır. Sağlam kaya malzemesi üzerinde yapılan laboratuvar deneylerine

Çizelge 5 Bazı kayaçların elastik özelliklerinin gerilme durumuyla değişimi (Krech et al. 1974)

KAYAÇ	YOUNG MODÜLÜ (GPa)			POISSON ORANI (ν_{dyn})
	Basınç (E_c)	Çekme (E_t)	Dinamik (E_{dyn})	
Barre Graniti	45.6	17.5	32.5	0.233
Westerly Graniti	49.9	19.6	44.3	0.213
St. Cloud Gri Granodiyoriti	70.8	30.0	48.4	0.245
Sioux Kuvarsiti	56.4	27.9	56.8	0.138
Berea Kumtaşı	13.8	1.49	8.50	0.329
Salem Kireçtaşı	43.9	30.0	37.9	0.272
Holston Kireçtaşı	62.2	73.3	30.4	0.316
Dresser Bazaltı	86.1	119	110	0.264

göre; ν_1 ve ν_2 değerleri, eşyönlü malzemeler için üst sınır olan 0.5 değerinden daima daha küçük çıkmaktadır; ancak ν_3 , 0.5 civarında veya daha büyük değerler alabilmektedir (Wittke 1990). Bu çerçevede, düzlemsel eşyönlülük gösteren bazı kömür çevre kayaçları üzerinde Çolak (1998) tarafından yapılan çalışma oldukça ilginç sonuçlar vermiştir (Çizelge 6).

Çizelge 6 Düzlemsel eşyönlü, kömür çevre kayaçlarında statik yöntemle ölçülen Poisson oranları (Çolak 1998)

KAYAÇ (İlgili damar, konum)	ν_1	ν_2	ν_3
Kumtaşı (ince-orta taneli) (Acenta, tavan taşı)	0.241	0.299	0.339
Kumtaşı (ince-orta taneli) (Acılık, taban taşı)	0.208	0.292	0.363
Kumtaşı (orta taneli) (Büyük, tavan taşı)	0.217	0.322	0.364
Kumtaşı (ince taneli) (Çay, taban taşı)	0.173	0.274	0.411
Kumtaşı (orta taneli) (Çay, tavan taşı)	0.263	0.243	0.393
Kumtaşı (orta taneli) (Domuzcu, taban taşı II)	0.261	0.283	0.325
Kiltaşı (Domuzcu, taban taşı I)	0.281	0.363	0.482
Silttaşı (Nasifoğlu, tavan taşı)	0.231	0.287	0.515
Silttaşı (Sulu, tavan taşı)	0.218	0.318	0.364

Tek eksenli basınç gerilmesi altında yüklenen gevrek bir kayacın yenilmesini kapsamlı ve ayrıntılı olarak inceleyen Bieniawski (1967a, b), yenilme aşamalarının birbirinden ayırt edilmesini sağlayan ölçütleri ilk öneren araştırmacıdır. Günümüzde de geçerliliğini hala koruyan bu ölçütlerden biri de kaya malzemesinin Poisson oranının etkiyen gerilmeyle değişimini göz önünde bulundurmaktadır. Bu ölçüte göre; silindirik kaya örneği, "doğrusal elastik davranış" evresinden "kontrol edilebilir veya duraylı çatlak ilerlemesi" (*stable crack propagation*) evresine geçerken çapsal (ϵ_d) veya çevresel (ϵ_θ) birim şekil değiştirmelerin eksenel gerilme (σ_L) ile değişimi doğrusallıktan sapmaktadır. Başka bir deyişle; doğrusal elastik evrede sabit olan Poisson oranı, yeni mikro-çatlak oluşumu ve/veya mevcutların ilerlemeye başlaması nedeniyle artmaya başlamaktadır (Bieniawski 1967a, b).

Gerek zemin mekaniği, gerekse de kaya mekaniğinde yaygın uygulamaları olan temel çözümlerde, gerilme dağılımları ortamın Poisson oranından etkilenmektedir. Bu temel çözümlere örnek olarak;

- sonsuz elastik ortama etkiyen nokta yükü (Kelvin Problemi),
- yarı sonsuz elastik ortam yüzeyine etkiyen normal kuvvet (Boussinesq Problemi),
- yarı sonsuz elastik ortam yüzeyine etkiyen teğetsel kuvvet (Cerruti Problemi) ve
- yarı sonsuz elastik ortam içindeki bir noktaya etkiyen kuvvetler (Mindlin Problemleri)

gösterilebilir (Poulos & Davis 1974).

Kaya mühendisliğinin yeraltı açıklıklarıyla ilgili uygulamalarında, birincil ve ikincil gerilmeler kapsamında, Poisson oranı yine karşımıza çıkmaktadır. Örneğin; Terzaghi ve Richart'ın (1952) "elastik-yatay rijitlik kuramı"na göre, yatay birincil gerilmenin (P_h) düşey birincil gerilmeye (P_v) oranı ortamın Poisson oranına bağlıdır ve

$$k = P_h / P_v = \nu / (1 - \nu) \quad [3.a]$$

bağıntısıyla verilmektedir.

Sheorey et al. (2001) de, yarı görgül bir yaklaşımla, yatay birincil gerilmelerin kestirimi için şu bağıntıyı önermiştir:

$$P_h \text{ (MPa)} = [\nu P_v + \beta G_T E (H + 1000)] / (1 - \nu) \quad [3.b]$$

Burada; P_v : düşey birincil gerilme (MPa), E : ortamın Young modülü (MPa), β : doğrusal ısı genleşme katsayısı ($^{\circ}\text{C}^{-1}$), G_T : jeotermal düşüm (gradyent) ($^{\circ}\text{C}/\text{m}$), H : derinlik (m) dir.

Sonsuz genişlikteki bir ortamda açılan tünel, galeri vb. gibi iki-boyutlu yeraltı açıklıkları çevresindeki ikincil gerilmelerin dağılımıyla ilgili problemlerin düzlem birim şekil değiştirme (*plane strain*) çözümlerinde, ortamın Poisson oranı yalnızca eksenel ikincil gerilmeyi veren aşağıdaki bağıntıda karşımıza çıkmaktadır:

$$\sigma_z = P_z + \nu [\sigma_r + \sigma_\theta - (P_v + P_h)] \quad [4]$$

Burada; P_z : açıklığın uzun eksenine paralel konumdaki birincil gerilme, σ_r : ışınsal (radyal) ikincil gerilme ve σ_θ : teğetsel ikincil gerilmedir. Ancak, sığ tüneller çevresindeki ikincil gerilmelerin dağılımıyla ilgili çözümlerde ortamın Poisson oranının, az da olsa, bir etkisinin olduğu bilinmektedir. Bu etki, çok sığ derinliklerde ve açıklık yüzeyinde daha belirgindir (Gerçek 1990).

Tünelin kazı aynası çevresindeki elastik yer değiştirmeler, bir bakıma, tünel aynasının önündeki daha kazılmamış kaya kütesinin sıkışabilirlik özelliği ile ilgilidir. Aynanın hemen ilerisindeki ve gerisindeki normalleştirilmiş yer değiştirmeler, ortamın Poisson oranından etkilenmektedir (Ünlü & Gerçek 2003). Benzer bir olgu da sondaj deliği dibindeki gerilme yığılmalarının kayacın Poisson oranından etkilenmesi şeklinde karşımıza çıkmaktadır (Li & Schmitt 1997).

Öte yandan, Poisson oranı üç-boyutlu elastik çözümlerde de sıkça karşımıza çıkar. Bunlara tipik bir örnek olarak; sonsuz ortamda, yalnızca düşey birincil gerilme (P_v) altındaki küresel açıklık çevresinde oluşan elastik gerilmeleri gösterebiliriz. Sıfırdan farklı tüm ikincil gerilme bileşenlerinin ortamın Poisson oranına bağlı olduğu bu problemde, açıklık çevresindeki bir noktada oluşan ışınsal gerilme bileşeni aşağıdaki bağıntıyla verilmektedir (Obert & Duvall 1967).

$$\sigma_r = P_v \{ [14-10\nu-(38-10\nu) a^3/r^3 + 24 a^5/r^5] + [10\nu-14 + (50-10\nu) a^3/r^3 - 36 a^5/r^5] \sin^2\theta \} / (14-10\nu) \quad [5]$$

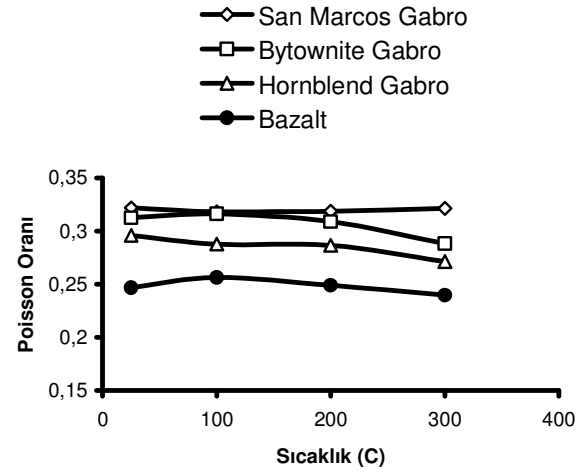
Burada; a : küresel açıklığın yarıçapı, r : açıklığın merkezinden olan uzaklık ve θ : noktayı açıklığın merkezine birleştiren doğrultunun düşeyle yaptığı dar açıdır. Eşitlik [5]'te Poisson oranının söz konusu gerilme bileşenine katkısı oldukça ilginçtir.

Kaya malzemesiyle ilgili deneysel çalışmalara göre; kayacın Poisson oranının, fiziksel ya da mekanik, diğer bir özellik ile ilişkisinin olmadığı anlaşılmaktadır (D'Andrea et al. 1965). Ancak, çevresel unsurların, Poisson oranını bir şekilde etkileyeceği beklenebilir. Bunlardan belki de en kolayca belirlenecek etki sıcaklıkla ilgili olmalıdır.

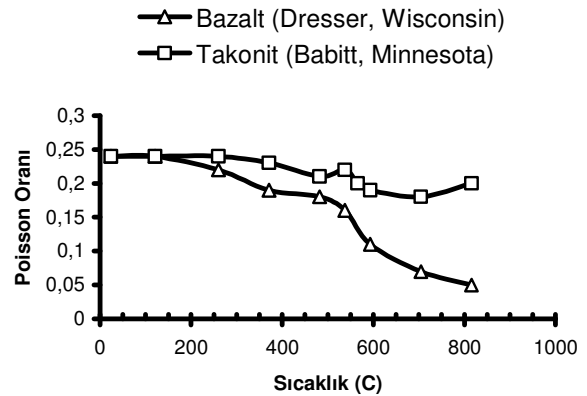
Mevcut deney verileri, kayaçların Poisson oranının nispeten düşük sıcaklıklarda (300 °C'ye kadar) pek fazla değişmediğini gösterirken (Şek. 3), oldukça yüksek sıcaklıklarda, bazı kayaçların Poisson oranı dramatik şekilde azalmaktadır (Şek. 4).

Son olarak, kömürlerin Poisson oranı hakkında söylenebilecek en önemli hususları da şöyle özetlemek mümkündür:

- Kömürün karbon içeriği % 90'ı aşınca, dinamik elastik özellikleri (Poisson oranı da dahil) belirgin bir şekilde yönser olmaktadır (Van Krevelen 1993).
- Çok farklı kömür türleri için Poisson oranının 0.346 alınabileceği rapor edilmektedir (Szabo 1981).
- Zonguldak Havzası kömür damarlarından bazılarına ait Poisson oranları Çizelge 7'de sunulmuştur.



Şekil 3 Bazı kayaçların Poisson oranının nispeten düşük sıcaklıklarda değişimi (veriler Christensen'den 1986)



Şekil 4 Bazı kayaçların Poisson oranının yüksek sıcaklıklarda değişimi (veriler Wingquist'ten 1969)

Çizelge 7 Zonguldak Kömür Havzası'ndaki bazı kömür damarlarının Poisson oranları (ODTÜ 1989a, b, c)

DAMAR (İşletme, örnekleme kotu)	POISSON ORANI	
	Teğetsel (v_t)	Kiriş (v_s)
Acılık (Gelik, -150)	0.32	0.26
Acun (Gelik, -50 / -150)	--	0.44
Akalın (Gelik, -150)	0.42	0.28
Büyük (Kandilli, - 300 /-350)	0.34	0.28
(Kandilli, - 450)	0.29	0.23
Çay (Gelik, -150)	0.28	0.28
(Asma, -170)	0.48	0.49
Hacımemiş (Gelik, -260 /-360)	0.33	0.26
(Asma, -170)	0.46	0.30
Kurul (Asma, -50)	0.16	0.15
Nasufoglu (Asma, -200 / -250)	0.29	0.28
Özkan (Gelik, -360)	0.32	0.24
Sulu (Gelik, -260 /-300)	0.30	0.17
Taban Acılık (Asma, -50)	0.30-0.48	0.24-0.38
Tavan Acılık (Asma, -50;-250)	0.24-0.29	0.15-0.40

5 KAYAÇLAR İÇİN ÖNERİLEN POISSON ORANI SINIFLAMASI

Aslında, kayaçların Poisson oranları için yapılacak bir sınıflamada alt sınırın sıfır ve üst sınırın da 0.5 olması, ya beş aralıklı ya da üç aralıklı sınıflama seçeneklerini akla getirmektedir. Beş aralıklı sınıflama seçeneğinde, kaçınılmaz bir şekilde, 0.1'lik aralıklar seçilirken (Çizelge 8), üç aralıklı sınıflama durumunda ise 1/6'lık aralıkların seçilmesi gerekecektir (Çizelge 9). Ancak bu aralıkların, Poisson oranına bağlı olan çeşitli mekanik büyüklüklerdeki yansımaya da dikkat edilmelidir. Örneğin; eşitlik [1.a-c]'de sunulan bir dizi mekanik büyüklük yalnızca Poisson oranına bağlıdır. Üç veya beş aralıklı sınıflama seçeneklerinde yalnızca Poisson oranına bağlı tüm bu büyüklükler için de anlamlı aralıkların seçilmesi mümkün olmaktadır.

Çizelge 8 Poisson oranına göre beş aralıklı sınıflama önerisi

SINIFLAR	POISSON ORANI (v)
Çok Düşük	$0 \leq v < 0.1$
Düşük	$0.1 \leq v < 0.2$
Orta	$0.2 \leq v < 0.3$
Yüksek	$0.3 \leq v < 0.4$
Çok Yüksek	$0.4 \leq v < 0.5$

Çizelge 9 Poisson oranına göre üç aralıklı sınıflama önerisi

SINIFLAR	POISSON ORANI (v)
Düşük	$0 \leq v < 1/6$
Orta	$1/6 \leq v < 1/3$
Yüksek	$1/3 \leq v < 1/2$

6 SONUÇ

Poisson oranının; tarihçesi, elastik katıların şekil değişimindeki rolü, kaya mekaniği ve kaya mühendisliğindeki uygulama alanları sunulmuştur. Ayrıca, çeşitli elementlerin, malzemelerin, minerallerin ve kayaçların Poisson oranı değerleri derlenmiştir. Son olarak da, kayaçlar için Poisson oranlarını temel alan sınıflamalar önerilmiştir.

KAYNAKLAR

- ASTM 1998a. D3148-96: Standard test method for elastic moduli of intact rock core specimens in uniaxial compression. *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 04.08 Soil and Rock, West Conshohocken, PA: ASTM, 306-310.
- ASTM 1998b. D2845-95: Standard test method for laboratory determination of pulse velocities and ultrasonic elastic constants of rock. *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 04.08 Soil and Rock, West Conshohocken, PA: ASTM, 254-259.
- Bass J.D. 1995. Elasticity of minerals, glasses and melts. *Mineral Physics and Crystallography: A Handbook of Physical Constants*, T.J. Ahrens (Ed.), Washington DC: American Geophysical Union.
- Bieniawski Z.T. 1967a. Mechanism of brittle fracture of rock, Part I: Theory of the fracture process. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 4 (4): 395-406.
- Bieniawski Z.T. 1967b. Stability concept of brittle fracture propagation in rock. *Engineering Geology*, 2 (3): 149-162.
- BLSA 1986. *Büyük Larousse Sözlük ve Ansiklopedisi*, Cilt: 15, İstanbul: Gelişim Yayınları AŞ, s. 9444.
- Christensen N.I. 1986. Seismic velocities. *Handbook of Physical Properties of Rocks*, R.S. Carmichael (Ed.), Vol. 2, Boca Raton, Florida: CRC Press, pp. 1-228.
- Çolak K. 1998. Zonguldak Havzası Kömür Çevre Kayaçlarının Dayanım ve Deformasyon Anizotropisinin İncelenmesi, Doktora Tezi, ZKÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Maden Mühendisliği Anabilim Dalı, Zonguldak.
- D'Andrea D.V., Fischer R.L. & Fogelson D.E. 1965. *Prediction of Compressive Strength from Other Rock Properties*, USBM Report of Investigations, RI 6702.

- Ecole Polytechnique (2003) URL: <http://www.ecole-polytechnique.com.fr/infoEcole/historique/Poisson.JPG>
- Eissa E.A. & Kazi A. 1988. Relation between static and dynamic Young's moduli of rocks. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 25 (6): 479-482.
- Gerçek H. 1990. Sağ tüneller çevresindeki gerilmeler. 2. *Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumu Bildiriler Kitabı*, Ankara: TUKMD, s. 1-16.
- Hatheway A.W. & Kiersch G.A. 1986. Engineering properties of rocks. *Handbook of Physical Properties of Rocks*, R.S. Carmichael (Ed.), Vol. 2, Boca Raton, Florida: CRC Press, pp. 289-331.
- Howatson A.M., Lund P.G. & Todd J.D. 1991. *Engineering Tables and Data*, 2nd edn., London: Chapman & Hall.
- ISRM 1975 *Terminology (English, French, German)*, Lizbon: ISRM.
- ISRM 1977 Suggested methods for determining sound velocity. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 15 (2): 53-58.
- ISRM 1978 Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 16: 135-140.
- Kinney J.H., Gladden J.R., Marshall G.W., So J.H. & Maynard J.D. 2004. Resonant ultrasound spectroscopy measurements of the elastic constants of human dentin. *J. of Biomechanics*, 37: 437-441.
- Krech W.W., Henderson F.A. & Hjelmstad K.E. 1974. *A Standard Rock Suite for Rapid Excavation Research*, USBM Report of Investigations, RI 7865.
- Kumar A., Jayakumar T., Raj B. & Ray K.K. 2003. Correlation between ultrasonic shear wave velocity and Poisson's ratio for isotropic solid materials. *Acta Materialia*, 51 (8): 2417-2426.
- Lakes R.S. 1987a. Foam structures with a negative Poisson's ratio. *Science*, 235: 1038-1040.
- Lakes R.S. 1987b. Negative Poisson's ratio materials. *Science*, 238: 551.
- Lakes R.S. 1991. Deformation mechanisms of negative Poisson's ratio materials: structural aspects. *Journal of Materials Science*, 26: 2287-2292.
- Lakes R.S. 1993a. Advances in negative Poisson's ratio materials. *Advanced Materials*, 5: 293-296.
- Lakes R.S. 1993b. Design considerations for negative Poisson's ratio materials. *ASME Journal of Mechanical Design*, 115: 696-700.
- Li Y. & Schmitt D.R. 1997. Effects of Poisson's ratio and core stub length on bottomhole stress concentrations. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 34 (5): 761-773.
- Liao J.J., Yang M.T. & Hsieh H.Y. 1997. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 34 (5): 837-849.
- Lorman, W.R. 1968 *Engineering Properties of Shotcrete*, American Concrete Institute, SP-14.
- Love A.E.H. 1944. *A Treatise on the Mathematical Theory of Elasticity*, 4th edn., New York: Dover Publications, Inc.
- Obert L. & Duvall W.I. 1967 *Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock*, New York: John Wiley & Sons, Inc.
- ODTÜ 1989a. TTK Gelik İşletmesi Kömür ve Kayalarının Kaya Mekaniği ve Dizayn Parametrelerinin Çıkarılmasının Araştırılması, TTK Genel Müd. için hazırlanan projenin 3. Ara Raporu. ODTÜ Maden Mühendisliği Bölümü, Ankara.
- ODTÜ 1989b. Asma İşletmesi Kömür ve Kayalarının Kaya Mekaniği ve Dizayn Parametrelerinin Çıkarılmasının Araştırılması, TTK Genel Müd. için hazırlanan projenin 3. Ara Raporu. ODTÜ Maden Mühendisliği Bölümü, Ankara.
- ODTÜ 1989c. Kandilli İşletmesi Kömür ve Kayalarının Kaya Mekaniği ve Dizayn Parametrelerinin Çıkarılmasının Araştırılması, TTK Genel Müd. için hazırlanan projenin 2. ve 3. Ara Raporları. ODTÜ Maden Mühendisliği Bölümü, Ankara.
- Pells P.H. 1993. Uniaxial testing. *Comprehensive Rock Engineering*, J.A. Hudson et al. (Eds.), Vol. 3, London: Pergamon, 67-85.
- Persson B. 1999. Poisson's ratio of high-performance concrete. *Cement and Concrete Research*, 29: 1647-1653.
- Poisson S.D. 1829. Mémoire sur l'équilibre et le mouvement des corps élastiques. *Mem. de l'Acad. Paris*, Vol. 8.
- Poulos H.G. & Davis E.H. 1974. *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*, New York: John Wiley & Sons.
- Sheorey P.R., Murali Mohan G. & Sinha A. 2001. Influence of elastic constants on the horizontal in situ stress. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 38: 1211-1216.
- Szabo T.L. 1981. A representative Poisson's ratio for coal. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 18: 531-535.
- Terzaghi K. & Richart R.E. 1952. Stresses in rock about cavities. *Geotéchnique*, 3: 57-90.
- Timoshenko S.P. 1970. *Theory of Elasticity*, 3rd edn. New York: McGraw-Hill, Inc.
- Timoshenko S.P. 1983. *History of Strength of Materials*, New York: Dover Publications, Inc.
- Ünlü T. & Gerçek H. 2003. Effect of Poisson's ratio on the normalized radial displacements occurring around the face of a circular tunnel. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 18: 547-553.
- Van Krevelen D.W. 1993 *Coal - Typology, Physics, Chemistry, Constitution*, Amsterdam: Elsevier.
- Vutukuri V.S., Lama R.D. & Saluja S.S. 1974. *Handbook of Mechanical Properties of Rocks*, Vol. 1, Clausthal: Trans Tech Publications.
- Wingquist C.F. 1969. *Elastic Moduli of Rock at Elevated Temperatures*, USBM Report of Investigations, RI 7269.
- Winter M. 2003. WebElements™, the periodic table on the WWW, URL: <http://www.webelements.com/>
- Wittke W. 1990. *Rock Mechanics - Theory and Applications with Case Histories*, R. Sykes (Trans.), Berlin: Springer-Verlag.

Nokta yük ve tek eksenli basınç dayanımları arasındaki ilişkinin değerlendirilmesi

The evaluation of the correlation between point load and uniaxial compressive strength

C.A. Öztürk, A.D. Özbakır & E. Nasuf

İstanbul Teknik Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü İstanbul

ÖZET: Kayaç malzemelerinin dayanımlarının tespiti kaya mekaniği için önemli konular arasında yer almaktadır. Özellikle laboratuvar çalışmalarından elde edilen tek eksenli basınç dayanımı, kayaç malzemesinin dayanımını veren en güvenilir yöntemlerdendir. Ancak bazı durumlarda yeter ve gerek numuneye sahip olmak mümkün olmamaktadır. Bu durumda ise, Broch ve Franklin (1972) tarafından geliştirilen ve ISRM (1985) tarafından önerilen nokta yük dayanımından faydalanmak mümkündür. Bu dayanım değerleri kaya kütlelerinin değerlendirilmesinde de girdi parametreleri olarak kullanılmaları açısından son derece büyük önem arz etmektedirler. Her iki dayanım değerleri arasındaki ilişkilerin incelendiği pek çok çalışma günümüze kadar ulaşmaktadır. Tüm bu çalışmaların en ortak noktaları ise oluşturulan veri setlerinden hareket ederek genellikle lineer regresyon analizi ile bu iki parametre arasındaki ilişkinin varlığının araştırılması şeklinde olmuştur. Bu çalışmada ise, kayaçların nokta yük dayanımları ile tek eksenli basınç dayanımları arasındaki ilişkinin varlığı, bulanık modellemeyen yararlanılarak gerçekleştirilmiştir. Elde edilen sonuçlar, diğer çalışmalar ile karşılaştırılmış ve bulanık modellemenin kaya mekaniği uygulamalarında önemli bir yer edineceği fikrine ulaşılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Bulanık modelleme, nokta yük dayanımı, tek eksenli basınç dayanımı

ABSTRACT: Determining the magnitude of the strength of rock material is an important research area for rock mechanics. Especially the uniaxial compressive strength derived from the laboratory experiments is the well-known method for strength determination. However, sometimes it is very hard to get a proper sample for the test. The point load test that was developed by Broch and Franklin (1972) and also suggested by ISRM (1985) is applied for this situations. Added to that, these strength values are valid and vital for the evaluation of the rock mass strength properties as an input parameter. The correlations between these two strength values have been investigated for years. The most important similarity of these researches are that they generally are extracted by linear regression analysis by using a data set. The main objective of this study is to construct a new correlation base for these two parameters by using fuzzy modelling domain. The results of this model are compared with the former works and this gives the idea that fuzzy logic will have an important tool for rock mechanics applications.

Key Words: Fuzzy modelling, point load strength, uniaxial compressive strength

1 GİRİŞ

Yeraltı açıklarının tasarımı veya şev duraylılığının analizi gibi kaya mühendisliği problemlerinin çözümü için gerekli olan parametrelerden en önemlilerinden biri, kaya kütlesi veya kayaç malzemesinin dayanımıdır. Dayanım değerinin güvenilir bir şekilde tespit edilmesine bu problemlerinin çözüm aşamalarında ihtiyaç duyulmaktadır. Kayaç malzemelerinin dayanımları en kolay ve efektif şekilde tek eksenli basınç dayanımı deneyinden elde edilen, tek eksenli basınç dayanımı (σ_c) ile tayin edilir. Bu değer aynı

zamanda pek çok kaya kütlesi sınıflama modeli için girdi parametresi olarak kullanılmasında önemini artırmaktadır.

σ_c laboratuvarında gerçekleştirilen deneyler sonucunda tayin edilebilir. Bu çalışmanın temel konusu bu dayanım değerinin nasıl tayin edildiği ile direk ilişkili olmadığından, bu konu hakkında bilgiler üzerinde kısaca durulmuştur. ISRM standartlarına göre, laboratuvarında hazırlanan NX boyutlarındaki (çapı 54 mm, boyu 108 mm) kayaç numunesi üzerine belirli bir sabit hızda yük uygulanır ve kayacın dayanım değerinin bu yükü taşıma kapasitesinin altında kalması ile numune

kırılır. Bu yenilme değeri, malzemenin tek eksenli basınç dayanımı olarak tanımlanır.

Diğer taraftan 1972 yılında Broch ve Frankin tarafından geliştirilen nokta yük aleti ile de kayaçların dayanımlarının tespit edilmesi mümkündür. Bu ölçme aletinin yardımıyla kayaçların nokta yük dayanımları tespit edilir ve ölçülen bu değerden hareket ederek tasarım problemlerinin çözümü gerçekleştirilebilir. Tıpkı σ_c ' de olduğu gibi, nokta yük dayanım değeri de bazı kaya kütlesi sınıflama sistemlerinde, kaya kütlesinin dayanımının tespit edilmesi amacıyla kullanılır. Nokta yük dayanımı, özellikle kayaçdan ISRM standartlarına uygun numune almanın mümkün olmadığı durumlarda uygulanabilmesi, test aletinin basit olması gibi durumlarından dolayı avantajlı hale gelmektedir.

Literatürde, bu iki dayanım parametresi arasındaki ilişkinin araştırıldığı çalışmalar bulunmaktadır. Bu sayede, bir kayacın nokta yük dayanım değerinin tespit edilmesini müteakiben σ_c hakkında fikir sahibi olmak mümkündür. Ancak tüm bu çalışmalar incelendiğinde görülür ki, bu çalışmalar istatistiksel tabanlı olup, lineer regresyon analizi yardımıyla gerçekleştirilmiştir. Özellikle yer bilimlerinin pek çok çalışma alanlarında, lineer regresyon analizi bölgesel değerler için geçerli olabileceken, genel olarak çoğu zaman hatalı sonuçların doğmasına neden olabilir. Benzer şekilde, kayaçların sınıfları gözönüne alınacak olunursa, her iki değişken arasında ilişkinin her kayaç sınıfı için farklı olması durumunda lineer regresyon analizinde gözardı edilmek zorunda kalmaktadır.

Bu olumsuzlukları bertaraf etmek, ve her iki değişken arasında şimdiye kadar olanlarda daha güvenilir bir ilişki ortaya sunabilmek kaya mühendisliği problemlerinin çözümü açısından faydalı olacaktır. Bu çalışmada, bu iki değişken arasındaki ilişkinin varlığı bulanık esaslara dayandırılarak gerçekleştirilmiştir. 1965 yılında Zadeh tarafından ortaya sürülen bulanık küme teorisinden hareket edilerek teşkil ettirilen bulanık modellemenin yer bilimlerinin çalışma konuları içersinde sıkça kullanılması ve uygulamaların daha başarılı olması bu modellemenin kullanılmasının güvenilirliğini artıran sebeplerden biridir. Bunun yanında, bir kayacın dayanımı üzerinde etkisi olan parametrelerin ne derece etkin olduğu günümüz koşullarında çok iyi saptanamamakta ver her durumda belli bir belirsizlik hakim kalmaktadır. Bu belirsizliklerin genel kaynakları ise şöyle sıralanabilir.

a. Malzeme olarak kullanılan kaya malzemesi, içerdiği yapı (doku matris ilişkisi), çatlak durumlarının belirsizliği, anizotropinin etkisi

(mikto çatlakların etkisi) ve oluşumundan kaynaklanan bir takım belirsizliklere sahiptir. Günümüz teknolojisinde bu belirsizlikleri veya bazı parametrelerin genel yapı üzerindeki etkisinin tam çözülememesi belirsizlik kaynağı olarak gösterilebilir.

b. Diğer taraftan, test aletlerinin güvenilirliği, numunenin yöreyi temsil edip etmemesi, testi yapan kişi subjektifliği, numune hazırlamada karşılaşılan sebeplerde belirsizlik kaynakları olarak gösterilebilir.

Sonuç itibariyle, kaya mekaniği çalışmalarının temelini oluşturacak olan deneysel çalışmalarda her zaman bir belirsizlik söz konusu olacaktır. Söz konusu iki parametre arasındaki ilişkinin araştırılması noktasında, mevcut problemin belirsizlik problemi olarak tanımlanması ve çözümünün belirsizlik problemlerinin çözüm teknikleri ile ilişkilendirilmesi doğru olacaktır.

İşte bu sebeplerden dolayı bu çalışmada σ_c ile nokta yük dayanımı arasındaki ilişki bulanık modelleme gerçekleştirilerek araştırılmıştır. Bu araştırmanın yapılabilmesi için öncelikle bir veri seti hazırlanmış ve devamında bulanık modeller oluşturularak, nokta yük dayanımından σ_c değerinin elde edilmesi yoluna gidilmiştir.

Elde edilen sonuçlar şimdiye dek yapılan çalışmalar ile karşılaştırıldığında da görülmüştür ki, bu modelleme tekniği ile iki parameter arasındaki bağıntının araştırılması son derece olumlu sonuçlara yol açmaktadır.

2 MEVCUT KORELASYONLAR

Bu bölümde, Broch ve Franklin tarafından, 1972 yılında nokta yük dayanımının öne sürülmesini müteakiben, birçok araştırmacı tarafından geliştirilen ve hali hazırda kullanılmakta olan, nokta yük dayanımı – basınç dayanımı ilişkileri verilmiştir.

Yukarıda da verildiği gibi bu iki parametre arasındaki ilişkinin varlığı ilk kez Broch ve Franklin (1972) tarafından gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmaların dayandığı temel nokta Eşitlik 1'de "a" olarak gösterilen katsayının bulunması esasına dayanmaktadır. Tüm bu çalışmalarda farklı kayaçlar için deneyler gerçekleştirilmiş ve akabinde lineer regresyon analizi kullanılarak a katsayısının çözümüne gidilmiştir.

$$\sigma_c = a \cdot I_{s(50)} \quad (1)$$

Çizelge 1 a katsayısının değişimi (Chau & Wong 1996)

Araştırmacı(lar)	Yılı	a
Broch&Franklin	1972	24
Bieniawski	1974	24
Bieniawski	1974	22,5
Brook	1980	24
Hassani & Scoble & Whittaker	1980	29
Read & Thornton & Regan	1980	
1) Tortul Kayaçlar		16
2) Bazaltlar		20
Forster	1983	14,5
ISRM	1985	20-25

Çizelge 1'den de görüleceği üzere pek çok araştırmacı bu iki parametre arasındaki ilişkiyi bulmaya çalışmış ve sonuç olarak a katsayısının 14,5 ile 29 arasında olduğunu öne süren çok farklı sonuçlar elde edilmiştir.

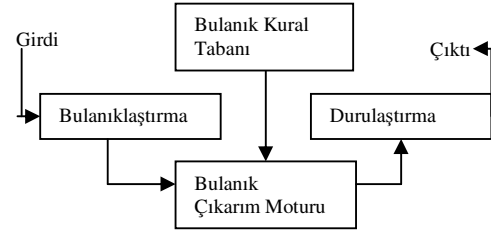
Bu büyük değişimin sebebi modelleme tekniği olarak kullanılan lineer regresyon analizinin, iki parametre arasındaki ilişkinin değerlendirilmesi için yeterince uygun olmamasıdır.

Bildirinin giriş kısmında da belirtildiği üzere, kayaç malzemesi kontrolü mümkün olmayan belirsizlikler içermektedir. Oysa lineer regresyon analizi içerdiği kabullerden dolayı bu belirsizlikleri modelleyebilecek bir yapıya sahip değildir. Diğer taraftan, lineer regresyon analizinin gerçekleştirilmesi için mutlaka veri seti oluşturulmasına ihtiyaç duyulmaktadır. Oysa kaya mekaniğinde, özellikle kaya kütlelerinin dayanımlarının tespit edilmesi aşamasında sözel verilerin ve tecrübelerin kullanılması gerekmektedir. İşte bulanık mantık tüm olumsuzlukları içermemesi açısından bu bildirinin kapsamında olan, nokta yük dayanımı ile basınç dayanımı arasındaki ilişkinin değerlendirilmesinde kullanılmıştır.

3 BULANIK MODELLEMENİN AŞAMALARI

İki parametre arasındaki ilişkinin bulanık modelleme ile araştırılmasından dolayı, bulanık bir model oluşturulurken geçilen aşamalara kısaca değinilmiştir.

Şekil 1'de de gösterildiği üzere, bulanık modelleme, bulanıklaştırma, bulanık kural tabanı, bulanık çıkarım motoru ve durulaştırma olmak üzere temelde 4 aşamadan oluşmaktadır.



Şekil 1 Bulanık modellemenin aşamaları.

Bulanıklaştırma aşamasında, girdi kümesi kendi içersinde bulanık kümeler ayrılır ve her kümenin elemanları üyelik derecelerini veren bir bulanık küme fonksiyonu ($\bar{U}(x)$) ile tanımlanır. Benzer işlem çıkış kümesi içinde gerçekleştirilir ve böylece girdi ve çıktı parametreleri bulanıklaştırılır. Daha sonra bulanık kural tabanı oluşturulur ve böylece sözel olarak girdinin hangi bulanık kümesinin olması durumunda çıktının hangi bulanık kümenin elemanı olacağı belirlenir. Bulanık çıkarım motoru ile her bir girdi değeri için, çıktı değerinin alacağı değerler kümesi tespit edilmiş olur ki, bu değerler kümesi bulanık kural tabanı ile oluşturulur. Durulaştırma işlemi ise, bulanık modelden, mühendislik dizaynlarında kullanabilmek için tek bir değer elde edilmesi aşamasında çalıştırılır. Farklı durulaştırma yöntemleri farklı amaçlar için kullanılırken, en çok merkezleme yöntemi kullanılır (Şen 2001).

4 İLİŞKİNİN BULANIKLAŞTIRILMASI

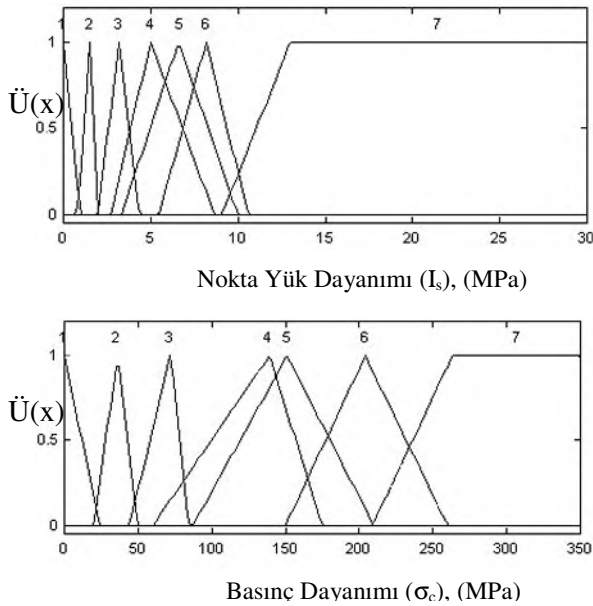
Gerçekleştirilmek istenen bulanık modellemenin yapılabilmesi için, öncelikle bir veri setinin oluşturulması planlanmış ve bu planlamadan sonra, laboratuvarında σ_c ve nokta yük dayanımı deneyleri gerçekleştirilmiştir. Deneyler ISRM (1985) standartların uygun olarak teşkil ettirilmiş ve kayaçların nokta yük dayanımları olarak $I_{s(50)}$ değerleri verilmiştir.

Çizelge 2'den de görüleceği üzere numuneler seçilirken dayanımlarının geniş bir aralıkta değişmesi ve genellikle mühendislik uygulamalarında özellikle ülkemizde sıkça karşılaşılan kayaç türleri olmasına dikkat edilmiştir.

Bu aşamadan sonra, bulanık model oluşturma aşamasına geçilmiş ve girdisi nokta yük dayanımı, çıktısı ise σ_c olan model kurulmuş ve Şekil 2' de verilmiştir.

Çizelge 2 Deneysel çalışmaların sonuçları

Tanım	$I_{s(50)}$ (MPa)	σ_c (MPa)
Harzburgit	0,979	34,87
Kireçtaşı	1,900	32,90
Kireçtaşı	1,518	94,26
Kireçtaşı	6,653	119,30
Kireçtaşı	3,013	27,22
Kumtaşı	2,682	65,47
Çamurtaşı	1,12	11,52
Çamurtaşı	0,83	8,74
Kireçtaşı	3,95	115,7
Kireçtaşı	4,00	125,9
Kireçtaşı	4,31	131,4



Şekil 2 Nokta yük-tek eksenli basınç dayanımı bulanık modeli

Şekilden de görüleceği üzere, nokta yük dayanımı girdisi ve σ_c çıktısı 7 kümeye ayrılmıştır. Burda, nokta yük dayanımı değerinin 0-30 MPa, σ_c değerinin ise 0-350 MPa arasında değiştiği kabul edilmiştir. Girdi ve çıktı kümeleri bulanıklaştırıldıktan sonra, bu iki küme arasındaki mantıksal olarak kural tabanı oluşturulmuş ve Çizelge 3' de verilmiştir.

Bu aşamadan sonra ise durulaştırma yöntemi seçilmiş ve durulaştırma yöntemi olarak da yapılan analizler sonucunda en uygun yöntemin merkezleme olacağına karar verilmiştir.

Bu çalışmaların sonucunda girdisi nokta yük dayanımı çıktısı σ_c olan bir bulanık model elde edilmiştir. Modelin çalışmasını test edebilmek için daha evvel hazırlanan veri setinden faydalanılarak her bir nokta yük dayanım değeri için modelden elde edilen σ_c değerleri tayin edilmiş ve Çizelge 4' de verilmiştir.

Çizelge 3 Bulanık kural tabanı

Eğer	$I_{s(50)}=1$	ise	$\sigma_c=1$
Eğer	$I_{s(50)}=2$	ise	$\sigma_c=2$
Eğer	$I_{s(50)}=3$	ise	$\sigma_c=3$
Eğer	$I_{s(50)}=4$	ise	$\sigma_c=4$
Eğer	$I_{s(50)}=5$	ise	$\sigma_c=5$
Eğer	$I_{s(50)}=6$	ise	$\sigma_c=6$
Eğer	$I_{s(50)}=7$	ise	$\sigma_c=7$

Çizelge 4 Bulanık model çıktıları

$I_{s(50)}$ (MPa)	Deneysel σ_c (MPa)	Model σ_c (MPa)
0,979	34,87	33,40
1,900	32,90	35,10
1,518	94,26	35,30
6,653	119,30	159,00
3,013	27,22	90,50
2,682	65,47	66,30
1,12	11,52	35,20
0,83	8,74	16,20
3,95	115,7	123,00
4,00	125,9	125,00
4,31	131,4	132,00

Bu sayede, oluşturulan bulanık modeli kullanarak kayaların nokta yük dayanımlarından tek eksenli basınç dayanımlarının kestirilmesi mümkün hale gelmiştir.

5 KARŞILAŞTIRMA

Oluşturulan modelin daha evvel yapılmış olan çalışmalarla karşılaştırılması yapılarak modelin güvenilirliği test edilmiştir. Karşılaştırma kriterleri olarak korelasyon katsayısı, rölatif hata büyüklükleri ve hatanın karelerinin ortalamasının karekökü (RMSE) parametrelerinden faydalanılmıştır.

Karşılaştırma işlemleri bulanık modelden elde edilen σ_c ve lineer modelden elde edilmiş σ_c değerlerinin deneysel sonuçlarla karşılaştırılması ile gerçekleştirilmiştir. Lineer model olarak Broch ve Franklin (1972) tarafından öne sürülen eşitlik ($a=24$) kullanılmıştır.

Korelasyon katsayılarının araştırılmasında lineer modelden elde edilen σ_c değeri ile deneysel basınç dayanımı değerleri saçılma diyagramına çizdirilmiş ve lineer regresyon analizi ile korelasyon katsayısının 0.53 olduğu tespit edilmiştir. Benzer işlem bulanık model içinde gerçekleştirilmiş ve korelasyon katsayısı 0,62 olarak tespit edilmiştir.

Rölatif hata değerleri ise her bir veri girişi saptanmış ve aşağıdaki çizelgede sunulmuştur.

Çizelge 5 Rölatif hata yüzdeleri

$I_{s(50)}$ (MPa)	Lineer model rölatif hata (%)	Bulanık model rölatif hata (%)
0,979	32,59	4,22
1,900	27,85	6,27
1,518	61,34	62,55
6,653	25,29	24,97
3,013	62,35	69,92
2,682	1,68	1,25
1,12	57,14	67,27
0,83	56,12	46,05
3,95	18,06	5,93
4,00	23,75	0,71
4,31	21,28	0,45

Çizelge 5’den de görüleceği üzere, bildirinin kapsamında oluşturulan bulanık modelden elde edilen sonuçlar, lineer modele nazaran çok daha iyi sonuçlar vermektedir. Bulanık modelden elde edilen sonuçların %50’ sinde hata oranı %7’ den daha az olmasına karşın, lineer modelde verilerin sadece %9’ unda bu değerin altında bir hata oranına ulaşılabilmektedir.

III. karşılaştırma parametresi olarak seçilen RMSE değerinin sonuçları ise şu şekilde elde edilmiştir. Lineer modelden elde edilen sonuçların RMSE değeri 18,71 olurken, bulanık modelden elde edilen sonuçların RMSE değeri 5,72 çıkmıştır. Karşılaştırma çalışmalarından elde edilen sonuçlar toplu olarak Çizelge 6’da verilmiştir.

Çizelge 6 Lineer ve bulanık modelin karşılaştırılması

	Lineer Model	Bulanık Model
Ortalama Rölatif Hata	45,06	18,71
RMSE	18,71	5,72
Korelasyon Katsayısı	0,53	0,62

Sonuç olarak, nokta yük dayanımından hareket ederek kayaç malzemesinin σ_c nın tespit edilmesi amacıyla oluşturulan bulanık modelden elde edilen sonuçlar, mevcut çıkarım lineer modelinden çok daha güvenilir sonuç vermektedir.

6 SONUÇ

Kayaç malzemelerinin dayanımlarının tespit edilmesi mühendislik problemlerinin çözümü için gerekli olan en önemli parametrelerdendir. Bu çalışmada kayaçların nokta yük dayanımları ile

basınç dayanımları arasındaki ilişkinin varlığı bulanık modelleme gerçekleştirilerek araştırılmıştır.

Bu çalışmaya temel oluşturması amacıyla tek eksenli basınç dayanımları 8 ile 130 MPa arasında değişen kayaç numunelerine nokta yük ve tek eksenli basınç dayanımı (σ_c) testleri uygulanmıştır. Hazırlanan bu veri setinden hareket ederek, girdisi nokta yük dayanımı çıktısı ise σ_c olan bir bulanık model oluşturulmuştur.

Oluşturulan bulanık modelin mevcut modellere göre çalışmasını test etmek amacıyla istatistiksel karşılaştırma kriterlerinden (korelasyon katsayısı, rölatif hata ve RMSE) faydalanılmış ve her bir karşılaştırma kriterinde elde edilen sonuç; bulanık modelin, lineer modelden daha güvenilir çalıştığı göstermiştir.

Sonuç olarak, bulanık mantık yasaları kullanılarak oluşturulan modelin, klasik istatistik yasalarına göre oluşturulan modelden çok daha güvenilir olduğu kanısına varılmıştır.

Bildiri kapsamında öne sürülen modelin, tek eksenli basınç dayanımları 8 ile 130 MPa arasındaki kayaç malzemeleri için daha güvenilir bir sonuç vereceği ve veri setinin genişletilmesi ile elde edilecek sonuçların lineer modelden çok daha iyi sonuç vereceği göz ardı edilmemelidir.

KAYNAKLAR

- Broch E. & Franklin J.A. 1972. The point load strength test. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 9, 669-697.
- Chau K.T. & Wong R.H.C. 1996. Uniaxial compressive strength and point load strength of rocks, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 33 (2), 183-188.
- ISRM 1981. *Rock characterization, testing and monitoring – ISRM Suggested Method.* Pergamon. Oxford.
- ISRM 1985. Suggested method for determining point load strength. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 22, 51 – 62.
- Şen Z. 2001. Bulanık Mantık ve Modelleme İlkeleri, Bilge Kültür Sanat.
- Zadeh L.A. 1965. Fuzzy sets. *Informat. and Control.* 8, 338-353.

Jeomekanik araştırmalarında kaya mekaniği bilim dalının katkıları

Contributions of rock mechanics in geomechanics researches

M.K. Gökay & K. Doğan

Selçuk Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü Konya

ÖZET: Özellikle kaya temeller konusunda yapılacak çalışmaların dayandırılacağı temel araştırmalar incelendiğinde kaya mekaniğinin önemi açıkça belirlidir. Sağlam zemin olarak bilinen kaya kütleleri üzerinde kurulacak yapıların temelini oluşturan kayaçların mekanik davranışlarının araştırılması kaya mekaniği laboratuvarlarının önemli işleri arasında olmalıdır. Bu kayaçların üzerine gelen statik yapı (bina, baraj, köprü, uçak-pistleri, karayolu vb.) yüküne göre dayanıklılığının, deprem gibi dinamik hareketlere karşı davranışının araştırılması uzman kaya mekanikçilerin görevleri ve araştırma konuları arasındadır. Bu makale kapsamında kaya temeller üzerine inşa edilen binalara örnekler verilmiş ve bunların temelini oluşturan kaya kütlesine verdikleri yük etkilerinin neler olabileceği anlatılmıştır.

Anahtar sözcükler: Kayaç temeller, kayaç temellerin farklılığı, kayaç temellerin yük taşıma özelliği.

ABSTRACT: When foundations on rocks and related researches are evaluated especially rock mechanic and its applications are appeared very important. Mechanical behaviors of the rock foundation which are located as bases of any constructions should be determined by applying the standard tests of rock materials, and the test samples should also be tested at rock mechanic laboratories. Static load of buildings and dynamic ground vibration loads (earthquakes) on foundation rocks have been researched by several researchers in rock mechanic science area. Therefore foundations on rocks are separate research area in rock mechanics like the research performed for the foundations on soil material in soil mechanics. In this study, construction build on rocky base were presented and effects of their static loads on their foundations were discussed.

Keywords: Rock ground, differences of rock ground, load bearing of rock ground.

1 GİRİŞ

Genel olarak depremler yerkabuğunda oluşan kırılmaları takip eden yer hareketleri olduğu için oluşum nedenlerinin ortaya çıkarılması, sonuçlarının etkisini azaltmakta kullanılabilecek bilgileri sağlayacağı için önemlidir. Ülkemizde son 10 yıl içerisinde meydana gelen depremler; sorumsuz şehircilik anlayışının, hatalı yapılaşma ve yer seçiminin, kötü bina yapım-kontrolörlük uygulamalarının sonuçlarının ne kadar üzücü olabileceğini yaşayarak öğretmiştir. İnsanların bir daha bu şekilde üzülmemesi, deprem konusunda geliştirilecek açık görüşlülüğe, bilimsel tartışma ortamına ve sıkı denetimlere bağlıdır. Depremlerin büyüklüğü ve açtığı toplumsal yaraların herkese medya aracılığıyla duyurulması ilgili bakanlıkları harekete geçirmiştir. Binaların sağlamlığı konusunda yeni önlemler ve yönergeler düzenlenmesi girişimleri artmıştır. Bu aşamada konuyla ilgili meslek sahiplerinin yer aldığı çalışma gruplarının

oluşturularak çok disiplinli bir çalışma ortamının hazırlanması için yeni bir fırsat doğmuştur. Konuya yaklaşım, herkesin eğitimini aldığı ve üzerinde çalıştığı mühendislik konularında kararlar vermesinin yolunu açmakla daha da güvenilir olacaktır.

Bu kapsam dahilinde resmi yetkililerce çeşitli yasal düzenlemeler ve yeni kararnameler hazırlanmakta olduğu ve bir kısmının yayınlandığı bilinmektedir. Bunların hazırlanması aşamasında Maden Mühendisleri Odası tarafından; jeofizik, uygulamalı jeoloji (jeomekanik), inşaat mühendisliği (geoteknik) ve maden mühendisliği (kaya mekaniği) meslek gruplarında verilen eğitim ve bu mesleklerin deprem konusunda yapabilecekleri uygulamalar konusunda bilgiler içeren bir ön çalışma “*Belediye yerleşim alanlarında yapılacak yer araştırmalarına ilişkin genelge taslağı*” hazırlanmıştır. Bu taslak yer araştırmaları yapabilecek durumdaki jeofizik, inşaat, jeoloji ve maden mühendisliği uzmanlık dallarında, üniversite eğitimi sırasında alınan bilgileri ve yer

araştırmalarına katkıları açısından yapabilecekleri incelemeleri açıklamaktadır.

Bu taslak metinde yer alan kaya mekaniği uzmanlık dalı; depremin oluşumundan, depremin yerleşim bölgelerindeki kayaç alt yapısını nasıl etkilediğine kadar birçok ilgili konuyu araştırdığı için önemlidir. Mühendislik yapılarının (binalar, köprüler, barajlar, gökdelenler, tüneller, madenler, havaalanları, otoyollar, hangarlar, yeraltı ve üstü doğalgaz, ham petrol depoları, vb.) kaya kütleleri üzerindeki etkilerinin incelenmesi bu bilim dalının uğraş alanı içindedir. Depremle ilgili konuşmalarda sözü edilen “sağlam zemin” genellikle temelinde kaya olan bölgelerdir. Kayaçlar arası farklılıkları araştıran, kaya üzerine gelen statik yapı yüklerinin ve dinamik deprem yüklerinin kayaca yaptığı yıkıcı etkileri bulmaya çalışan kaya mekaniği bilim dalı özellikle deprem konusunda önemle üzerinde durulması gereken bir bilim dalı olarak ortaya çıkmaktadır.

Bu makale kapsamında kaya kütlelerinin statik yapı yüklerine karşı davranışlarındaki farklılıklar toprak zeminlere göre karşılaştırılarak verilecektir. Statik yük nedeniyle kayaç veya toprak zeminlerin yapılar altında yer değiştirmesi bu yapıların üzerinde öncelikle çatlaklar oluşmasına neden olacaktır. Yapıları zayıflatan bu süreksizlikler yapıların yıkılmasına veya ilk dinamik yer hareketinde (depremde) yapıların daha fazla zarar görmesine, belki de yıkılmasına neden olacaklardır. Burada, yapı temellerini teşkil eden ortamın toprak, sert toprak-yumuşak kayaç veya kayaç olabileceğini unutmadan, yapı temelleri konusunda kaya mekaniği çalışmalarının önemli olduğu vurgulanmaya çalışılarak, ortaya çıkan bazı belirsizliklerin giderilmesine çalışılacaktır. Böylece meslek taassubuyla geçmişte yapılan hatalardan kaçınmak ve kaya mekaniği üzerinde uzmanlaşan mühendislerin yapmaları gereken işleri sergilemenin yanında, kayaç temeller konusunda varsa yanlış anlamaları önleyerek ilgili konularda zemin (toprak) mekaniği (soil mechanics) veya farklı konularda uzmanlaşmış farklı meslek uzmanlıklarının karar vermesinin (resmi raporlar hazırlamasının) bilimsel temellerde ne kadar yanlış olacağını ortaya koymaktır.

2 MÜHENDİSLİKTE GRUP ÇALIŞMASININ ÖNEMİ

Mühendislik alanında yapılan araştırmalar derinleştikçe belirli fiziksel güçlerin farklı alanlardaki etkilerinin araştırılmasının farklı mühendislik birimlerince yapıldığı, fakat bu güçlerin

temel prensipleri araştırılmaya başlandığı zaman temelde benzer temel bilim yaklaşımlarının kullanıldığı görülmektedir. Özellikle bu makale kapsamında yer verilen mühendislik anabilim dalları (kaya mekaniği, zemin mekaniği, jeofizik) konusunda yürütülen çalışmalar yıllar içinde maden, jeoloji, jeofizik ve inşaat mühendisliği konusunda farklı uygulama alanları bulmuş ve farklı konularda derinlemesine araştırmalara kaynaklık etmişlerdir. Bu konularda edinilen tecrübelerin bu dört mühendislik dalındaki uygulamalarda çok önemli yerleri vardır. Mekanik temel bilim dalının farklı dalları olan ve farklı anlayışlarla gerçek doğanın davranışlarını modellemeye çalışan bu dört anabilim dalı uygulamada kendi alanlarını ilgilendiren birçok pratik çözüm yolları önermektedir. Deprem ve binaların temeli konusunda yapılan çalışmalar ele alındığında binaların üzerine yapıldığı yerin (temelin) özellikleri sıralandığında bu dört anabilim dalında yapılan çalışmalar birbirinden farklı konuları inceledikleri için her birinin yeri ve önemi gözardı edilemeyecek kadar büyüktür.

Özellikle burada ele aldığımız kaya temeller konusunda yapılacak çalışmaların dayandırılacağı temel araştırmalar incelendiğinde kaya mekaniğinin önemi açıkça belirlidir. Sağlam zemin olarak bilinen kaya kütleleri üzerinde kurulacak binaların; temelini oluşturan kayaçların mekanik davranışlarının araştırılması kaya mekaniği laboratuvarlarının önemli işleri arasındadır. Bu kayaçların üzerine gelen statik yapı yüküne göre dayanıklılığının, deprem gibi dinamik hareket ve ek yatay ve düşey yükleme getiren etkiler karşısında davranışının araştırılması uzman kaya mekanikçilerin görevleri ve araştırma konuları arasındadır. Kayacın bir temel olarak davranışını incelemek kaya mekaniği bilim dalının üzerinde durduğu alt başlıklar altındadır. Bu konu birçok kaya mekaniği kitabında ve sempozyumunda yıllardır yer almaktadır. Eğer temeldeki kaya kütlesi çok çatlaklı ve zayıf olursa, çok fazla deformasyona neden olacaktır. Bu kayaçları örneklemek için; bozuşmuş zayıf kalkerler, killer ve kiltaşları, şeyller, kırılğan kumtaşları, tüfler ve poroz (boşluklu) kireçtaşları sayılabilir. Bunlara ana kütleleri içinde mağaralar olan karstik kireçtaşlarını ve çok fazla kırıklı, çatlaklı, kayaçları da ekleyebiliriz (Goodman, 1980).

Goodman (1980) Sowers'in (1977), bozuşmuş poroz bir kireçtaşı formasyonu üzerinde yapılan bir binanın temeline yaptığı statik basıncın 10 kPa bulması halinde bu formasyonun bina temeli altında, sağlam kireçtaşlarından farklı olarak, 20 cm'ye kadar varan düşey oturmaya (yer değiştirmeye) neden olacağını yazdığını belirtmektedir. Kayaç zeminlere gelen yüke göre kayaç içindeki

deformasyonların belirli şartlar için hesaplanmasının yanında; depremi oluşturan ve kayaçlar içinde yer alan faylardaki kayma-kırılma mekanizmaları, kayaçların derinliklerine göre değişen gerilme etkileşimleri, arazideki doğal gerilme yönleri ve kırılması beklenen yeni bölgelerin gerilme analizi, deprem oluşum mekanizması ve kayanın yenilme kriterleri vb. araştırmalar kaya mekanikçilerin temel uğraş alanlarıdır. Bu konuların özel uzmanlaşma gerektirmesi, üzerinde MSc ve PhD çalışması yapılan konular olması, Avrupa'daki birçok ülkenin kaya mekaniği uygulama konularıyla ilgili olarak özel konulu araştırma enstitülerinin bulunması, kaya mekaniğinin önemini bir kez daha artırmaktadır.

Adapazarı-1999 depreminden sonra ilgili bakanlıklarca hazırlanan ve detayları düşünülmeden biraz da acele olarak yapılan bazı yönetmelikler veya yönetmelik düzenlemeleri, yapılacak bina ve diğer yapıların temellerinin statik yüklere ve depremlere karşı dayanıklı olup olmadığının belirtildiği zemin raporlarında bilimsel şüphelerin artmasına neden olmaktadır. Bu konuda en son sözü söyleyecek olan bilimsel yaklaşımlardır. Meslek yanlılığıyla veya yapılan bazı tanımlama hatalarıyla çıkartılmaya çalışılan bazı yönetmeliklerin depreme dayanıklı yapıların yapılmasını değil, belki de rant paylaşımını değiştirmekten öteye gitmeyeceği unutulmamalıdır. Bu çalışmalarda asıl amaç mesleklerin bir arada bilimsel temellere göre karar vermesidir. İlgili yapı temeli konusunda; jeologların genel jeoloji konusunda; zemin (toprak) mekaniği uzmanlarının toprak zeminler konusunda; kaya mekaniği uzmanlarının kayaç zeminler konusunda; jeofizik uzmanlarının temelin sismik davranışları konusunda raporlar hazırlaması bilimsel tartışmaya neden olmayacak bir iş bölümünü oluşturacaktır. Raporları hazırlayacak uzmanların ilgili mühendislik anabilim dalında MSc veya PhD derecesine sahip olması, bu kişilerin etik kurallara uygun olarak hazırlayacakları raporların daha da gerçekçi ve bilimsel olmasını sağlayacaktır. İnsana yararlı olmayan, insana herhangi bir katkı sağlama yeterliliği olmayan, hatta bazı yerlerinde yapılan hatalı ön kabullerle sonucu da şüpheli olan kararların verilmesi önlenmelidir. Verdiği kararlar konusunda uzmanlaşmamış mühendislerin hazırladığı resmi raporlar, hem kendileri için hem de bu raporları tescil ettiren ve tescil eden mühendislere bilimsel ve etik bir yüküdür. Bu raporlardan dolayı ileride ortaya çıkacak üzücü olayların sorumluluğu (farklı sonuçlara yol açabilecek zemin etütlerinin sorumluluğu), hayatını kaybedecek hiçbir insanı geri getiremeyecektir. Bu nedenle bina ve yapıların yer seçiminde verilecek kararların, mümkün olan bütün sorumlu mühendislerce (sorumlulukların tam olarak

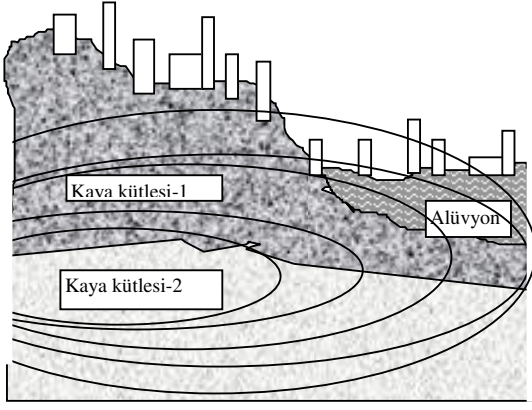
tariflenmesinden sonra) ortak karara bağlanması ve olabilecek kötü olayların en aza indirilmesi doğal felaketlerin etkilerini azaltma üzerine çalışan her mühendisin en önemli görevleri arasındadır.

3 YERKABUĞUNUN YAPISI, KAYAÇLAR ve BİNALAR

Genel olarak herhangi bir yapı temelinde rastlanabilecek stratifikasyon Şekil 1'de gösterildiği gibi olacaktır. Yerkabuğunun üst kısmına ait bu derinlemesine kesit, farklı jeolojik şartlardan ve farklı ayrışma-erozyon etkilerinden dolayı farklılıklar gösterebilmektedir. Birçok bölgede ise erozyondan dolayı yüzey alüvyon birikintilerinin ve toprak tabakasının taşındığını ve buraların kayaç yüzeyler olarak kaldığını görmekteyiz. Taşınabilen toprak ve kayaç parçalarının tekrar sedimantasyonu, taşıyıcı ortamın yavaşladığı eğimlerde veya tamamen durgunlaş-tığı düz alanlarda olmakta ve bu bölgeler taşınan alüvyon malzemelerle dolmaktadır. Bu dolgunun kalınlığı arttıkça, kendi ağırlıklarından oluşan düşey yük altında pekişmektedir. Mağmatik, metamorfik ve sedimanter kayaç türlerinin ve farklı karışımlardan oluşan toprakların statik ve mekanik davranışları farklı olacaktır. Şekil 2'deki gibi belirli bir bölgeyi etkileyen deprem şok dalgalarının nerede daha fazla hissedileceği, hangi ana kayaç, alüvyon veya toprak tipinin şok dalgasını emeceği veya daha fazla yansıtacağı konuları üzerinde araştırmalar bütün dünyada sürmektedir. Adapazarı-1999 depreminin etkilerini araştıran araştırmacılar benzer şekilde bölgenin jeolojik yapısını ve yıkılan binaların lokasyonunu karşılaştırmışlardır (Çetinel vd., 2003; Çinicioğlu, vd., 2003). Bu konuda bilinen genel anlamdaki bilgi, alüvyon katmanlarda sarsıntının daha fazla hissedildiğidir.



Şekil 1 Yerkabuğunun yeryüzüne yakın bölümünün stratifikasyonu



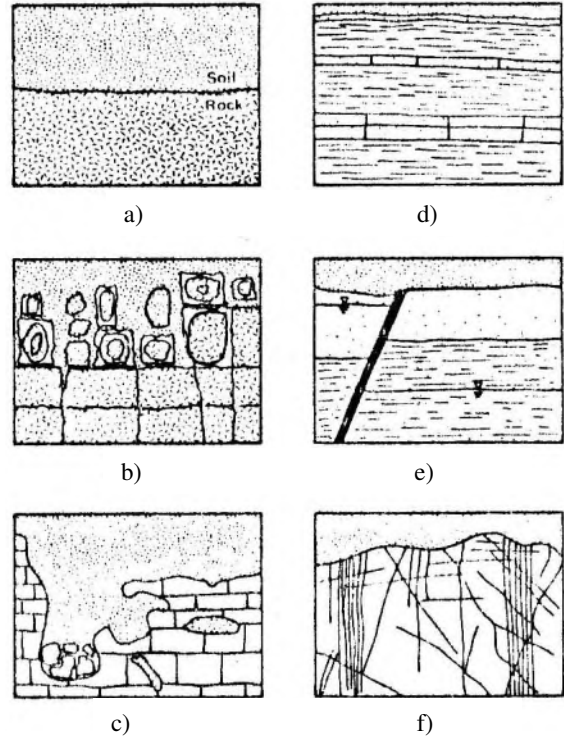
Şekil 2 Yapıların temeli oluşturabilecek toprak ve kayaç temeller

Bunun anlamı elastik modülü düşük olan temeller üzerinde kurulu yapılarda deprem dalgalarının etkisi daha fazla hissedilerek, yatay veya dikey yönde gelen dinamik deprem yüklerine verilen deformasyonlar fazla olduğundan bu yerler üzerinde bulunan yapılarda yıkım daha fazla olabilecektir. Deprem etkileri genel olarak incelendiğinde, farklı bölgelerde oluşan depremler ile bazen aynı depremin etkilediği farklı lokasyonlar arasında etki farklılıkları ortaya çıktığı gözlenmektedir. Bu farklılığın nedenlerinden birisi, temelleri oluşturan ortamların mekanik davranış farklılığıdır. Farklı kayaçlar ve topraklarda deprem dalgalarının geçiş hızı farklı olduğu için, bunların üzerlerinde bulunan yapılar da farklı etkilenecektir.

Yerkabuğunda temel oluşturabilecek farklı formasyonların kesitleri Şekil 3'de gruplar halinde görülmektedir. Bu grupları Goodman (1980) şu şekilde açıklamaktadır:

- İdeal bir temel ortamı, üst toprak katmanı tarafından iklim şartlarından korunmuş az çatlaklı taban kayacı.
- Bozuşmuş bir kayaçta, kısa mesafelerde bile dikey ve yatay yönlerdeki kaya kütlesi özellikleri ve kayaç üst yüzey şekli değişecektir. Bu formasyonlarda binaların yüksekliklerini belirlemek ve izin verilebilen taşıma kapasitesini bulmak çok karmaşık olabilmektedir.
- Bu grup boşluklu temel kayaçlarını içermektedir. Özellikle karstik kireçtaşı ortamının üzeri toprak ve alüvyonlarla kaplanmış olabilir. Burada alttaki kayacın düzensiz yüzey şekillerinin bilinmesi zorlaşmıştır. Buralarda derin boşluklar, şevimsi yapılar, dipsiz uçurumlar şeklinde oyulmalar olmuştur ve üzeri toprakla örtülü olduğu için görülemezler. Bu taban kayaç yüzeylerinde hiç beklenmeyen bir yerde ani yükseltiler de görülebilmektedir.

- Temel formasyonunda tabakalı kayaçlar, varsa, yapı temelinde tabaka eğimlerine göre düzenli olarak değişen mekanik özellikler beklenebilir. Bu tabakaların topluca birlikte gösterdikleri mekanik davranış türü bireysel davranışlarından farklı olabilmektedir. Mekanik özellikler yönünden zayıf bir tabakanın sağlam tabakalar arasında, bina yükünden dolayı sandviç gibi ezilmesinin mümkün olabileceği unutulmamalıdır.
- Yapı temelinde yer alan bir fay, altere olmuş yan duvarlarıyla, tabakaların veya daha önceden var olan yeraltı su seviyesinin değişmesine neden olabilir.
- Çok fazla kırıklı ve çatlaklı kayaçlar aynı kayacın sağlam olanına ait taşıma kapasitesini, çatlaklılık seviyesine göre çok aşağılara çekecektir.

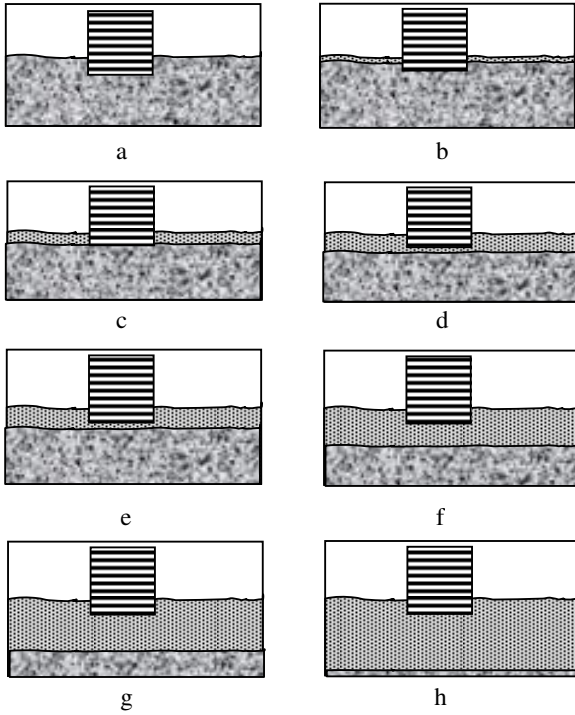


Şekil 3 Yapıların temeli oluşturabilecek farklı kayaçlar (Goodman 1980)

Uygulamada yapılan binaların temeline bakıldığında Şekil 4'de verildiği gibi farklı kesitlerle karşılaşmak mümkündür (Şekil 5-7). Bu genel kesit şartlarının hangi yerleşim bölgesinde (hangi şehrin hangi mahalleleri) yaygın olduğunun ortaya çıkarılması, farklı formasyonların mekanik davranışlarının ölçülmesi, olabilecek bir deprem sonucunda ortaya çıkacak zararın boyutlarını da aşağı yukarı ortaya koyabilir. Belirli bir yerde var olan yapıların

temellerindeki fiziki durumun verilen bu temel kategorilerinden hangisine girdiğinin belirlenmesi, bu temeller üzerine yorum yapacak uzmanın belirlenmesi açısından önemli olacaktır. Bu kesitlerde verilen temel kategorileri genel olarak şu şekilde sıralanabilir:

- Kaya temel
- Kaya-çok ince toprak örtülü temel ($t < 2$ m)
- Kaya-ince toprak örtülü temel ($2 < t < 4$ m)
- Kaya-orta derinlikte toprak örtülü temel ($4 < t < 10$ m)
- Orta derinlikte toprak örtülü temel ($10 < t < 25$ m)
- Orta-yüksek kalınlıkta toprak temel ($25 < t < 50$ m)
- Yüksek kalınlıkta toprak temel ($50 < t < 100$ m)
- Çok yüksek kalınlıkta toprak temel ($t > 100$ m)

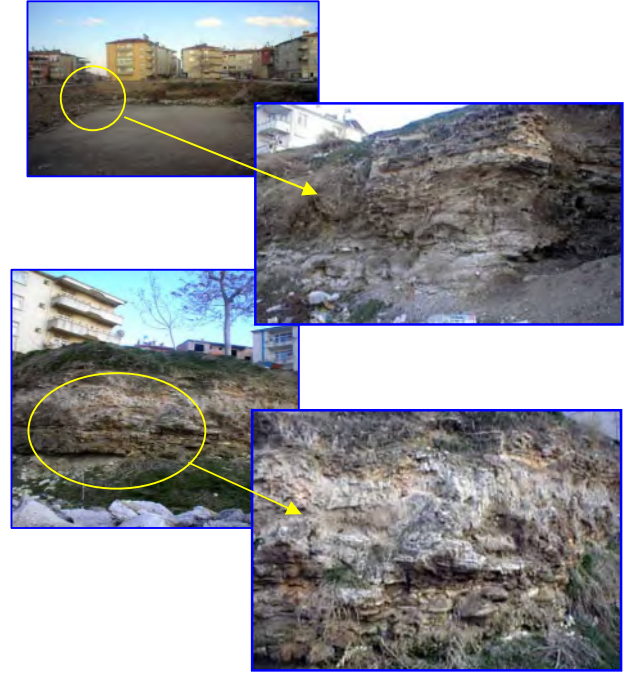


Şekil 4 Kayaç derinliğine göre oluşabilecek farklı temel durumları

Adapazarı-1999 depremi sonrası yapılan araştırmalar derinleştikçe, ilk başlarda fark edilemeyen sonuçlara ulaşılmaktadır. Bu araştırmalarda, zayıf zemin (toprak veya kayaç) yapısıyla, binaların kendi yapım hataları (bilerek veya farkında olmadan yapılan) birleşince yıkımın daha da etkili olduğunu belirten ilgili araştırmacılar (Çinicioğlu vd. 2003; Çetinel vd. 2003) ayrıca toprak zemin altında bulunan ana kayaç kütlelerinin yüzey şeklinin de yıkılmalar üzerinde etkili olduğu sonucuna varmışlardır (Cevher vd. 2003).



Şekil 5 Ankara çevre yolu üzerinde kurulan yeni bir yerleşim alanı, yaklaşık 50 cm toprak üst tabakanın altında yer alan kireçtaşı tabakaları üzerinde kurulmaktadır.



Şekil 6 Karaman şehir merkezinde açılan bir yapı temelinde görülen çok zayıf ve boşluklu kireçtaşlarının ilgili mahallenin altında bulunduğu açıkça görülmektedir

Bu araştırma sonucuna göre, taban kayaç yüzeyi toprak altında kendisine gelen sismik şok dalgalarını farklı açılarda yansıtmaktadır ve yansımanın yeryüzüne ulaştığı lokasyonlar ilave bir deprem şokuyla daha sarsıntı geçirdikleri için, buralarda yıkım daha şiddetli olmaktadır. Bu sonuç Şekil 4'de verilen farklı temel gruplarının belirlenmesinin önemini vurgulaması açısından önemlidir. Yerleşime açılması düşünülen yeni bölgelerde, yüzeydeki toprak kalınlığının bulunarak buralardaki temel kategorilerinin belirlenmesi; toprak altındaki taban taşı yüzey haritasının çıkarılması belki ilk başta masraflı bir çalışma olacaktır, fakat sonraki yıllarda elde edilen bilgilere göre tasarlanan yapılarda insanların daha güvenli bir şekilde yaşamaları

sağlanmış olacaktır. Bu uygulama eski yerleşim bölgelerinde de kademeli olarak uygulandığı zaman, birçok insanın depremler yüzünden veya statik bina yükünden yıkılan binalar (Kahramanmaraş, Gaziantep ve Konya da yaşananlar) nedeniyle hayatlarını kaybetmeleri biraz olsun önlenmiş olacaktır.



Şekil 7 Konya şehir merkezinin kuzey doğusunda, yerleşime yeni açılan, Selçuklu ilçesi, Binkonutlar mahallesinde 3, 5 ve 8 katlı binaların yapıldığı temeller. Tabandaki çatlaklı, kristalize kireçtaşları üzerinde 1-5 m kalınlığında toprak (kil) bulunmaktadır

4 YAPILARIN YÜKLERİ ve TEMELLERİN TAŞIMA KAPASİTESİ

Binaların üzerine yapıldıkları temele uyguladıkları ve kendi ağırlıklarına bağlı olarak gelişen gerilmelerin etkisi temelde bulunan yapıları etkileyecektir. Bu etkileme statik bina yükünün temel tarafından taşınmasıyla hareketsiz olarak gerçekleştiği sürece binalar duraylı olacak aksi durumda binalarda çatlamalar oluşacak, daha da kötü durumlarda binalar belki de yıkılma noktasına gelecektir. Binaların ağırlığını ne oluşturur sorusu düşünüldüğünde, hemen akla gelen ve bina ağırlığının önemli bir bölümünü oluşturanlar şu şekilde sıralanabilir;

- Betonarme ağırlığı, (demir, kum, çimento ve diğerleri),
- Tuğla duvar ağırlığı,
- Sıva ağırlığı,
- Fayans, seramik ve diğer döşeme ağırlıkları,
- Çatı, kiremit ve izolasyon malzemesi ağırlığı,
- Kapı, pencere, dolap gibi marangozluk hizmetlerinin toplam ağırlığı,
- Su ve kalorifer tesisatı ve malzemelerinin (tesisat içindeki su dahil) ağırlığı,
- Bütün elektrik kabloları ve elektriği kullanıma çeviren bütün cihazların ağırlığı,
- Evlerde bulunan ev eşyalarının ağırlığı,
- Binada yaşayan toplam hareketli canlı (insan, hayvan, bitki) sayısı ve ağırlığı,
- Binadaki camlı eşyalar ve cam ağırlığı,
- Binada korkuluk ve diğer amaçla kullanılan bütün koruyucu metal veya ahşap malzeme ağırlığı,
- Evlerde tabana döşenen yalıtım malzemeleri ve üstündeki kaplama ağırlığı,
- Her türlü iş ortamı için gerekli olan ve bina içine yerleştirilen iş-ekipman ve makinelerinin ağırlığı,
- Binalarda bulunabilecek her türlü depo ve benzeri bölümlerde saklanan özel veya ticari malların ağırlığı,
- Bunlara ek olarak binalarda bulunabilecek bütün diğer malzemelerin ağırlığı.

Bu ağırlığı teşkil eden malzemelerin bina içindeki yerleşimlerinin homojen olup olmaması bina temeline verilen yüklerin homojen olup olmamasına neden olacağı için önemlidir. Örnek olarak düşünülebilecek 10 katlı ve katta 4 dairesi bulunan bir apartman için toplam bina ağırlığı 8000-10000 ton civarında olabilmektedir. Bu ağırlığın temele verilme şekline göre bina temelleri farklı tasarımda olabilmektedir. Binanın uygulayacağı bu statik yükün uygun statik yapı ve temel tasarımıyla alttaki formasyona aktarılması binanın sağlamlığını garanti etmemektedir. Temel formasyonlarında oluşacak gerilme yenilmeleri, yapı zemininde hareketlenmeye neden olabilecektir. Bu nedenle binanın toplam yükünün zemin üzerine dağıtılması sırasında, yük konsantrasyonunu homojenize etme çalışmaları ve zemine (toprak veya kayaç) yük aktaracak beton blokların yeterince geniş tutulması zemin birim alanındaki yükün azalmasını sağlayacaktır.

Yapı yükleri konusunda yapılabilecek bu tasarım uygulamalarına karşın temelde bulunacak toprak veya kayaçların yük taşıma kapasitelerinin belirlenmesi yapılan tasarımda belirlenen yapı yükünün ilgili zemin tarafından taşınıp taşınamayacağını önceden gösterecektir. Bu konuda

daha önceden de yazıldığı gibi temelde bulunan kayaç veya toprağın mekanik özellikleri, temelin yük taşıma kapasitesini direkt olarak etkilerler. Temellerde bulunan farklı ortamlara göre temellerin yük taşıma kapasitelerinin hesaplanması için farklı araştırmacıların önerdiği eşitlikler aşağıda sıralanmıştır (Gökay 2001).

a) *Toprak ortamlar (homojen, yumuşak ve plastik özellikler gösterenler);*

- Nadai (1931): Kayma yüzeylerindeki özelliklere bağlı olarak $q_u = \tau_f = C + \sigma_f \cdot \tan \Phi$
- Ağırlicsız toprak temel ortamları için $q_u = C \cdot N_c + q \cdot N_q$
- Terzaghi (1943), Meyerhof (1965), Terzaghi & Peck (1967): $q_u = 1/2 (B \cdot \gamma \cdot N_\gamma)$
Genel durum için ($C \neq 0$, $\Phi \neq 0$, $\gamma \neq 0$)
 $q_u = C \cdot N_c + q \cdot N_q + (1/2) (B \cdot \gamma \cdot N_\gamma)$
- Meyerhof (1955), Vesic (1975): Dikdörtgen bir temel için; $q_u = C \cdot N_c (1 + 0.3 (B/L)) + \gamma \cdot D \cdot N_q + (1 - 0.2 (B/L)) \cdot N_\gamma \cdot (B/L) \cdot \gamma$

Eşitliklerde; B=genişlik, L=uzunluk, D=yan (surcharge) derinlik olarak kullanılmıştır. Diğer notasyonlar standart mekanik özelliklerdir.

b) *Yumuşak kayaç-sert toprak özelliği gösterenler;*

- Brady & Brown (1985): Kohezyonlu kayaçlar için; $q_u = 1/2 (B \cdot \gamma \cdot N_\gamma) + C \cdot N_c$
- Skempton (1945): Kohezyonlu kil için;
 $q_u = 5 \cdot C \cdot (1 + 0.2 (B/L)) \cdot (1 + 0.2 (D/B))$
Plaka yükleme deneylerinde $D=0$ olduğundan; $q_u = 5 \cdot C \cdot (1 + 0.2 (B/L))$
Kare plakalar için; $B=L$; $q_u = 6 \cdot C$

c) *Kaya kütlelerinde;*

- Mohr - Coulomb kriterine ($\sigma_1 = C + q \cdot \sigma_3$) göre; yenilmeye başlama $\sigma_1 = \sigma_{cr} + q \cdot \sigma_3$, burada $\sigma_1 = Ph$, $\sigma_3 = q_u$, $q_u = \sigma_{cr} + q \cdot \sigma_{cp}$,
Sonuçta : Alt limit; $q_u = \sigma_{cp}$, Üst limit; $q_u = \sigma_{cp} \cdot (q_p + 1)$ dir.
- Hoek & Brown (1980) yaklaşımına göre;
 $\sigma_1 = \sigma_3 + (m \cdot \sigma_c \cdot \sigma_3 + s \cdot (\sigma_c)^2)^{(0.5)}$ temel yaklaşımı yenilme sırasındaki dayanımın bulunmasında kullanılması için tekrar düzenlenerek;

$$q_u = \sigma_c + (s)^{(0.5)} + (m \cdot s)^{(0.5)} + (s \cdot r)^{(0.5)}$$

şeklini almıştır.

Farklı formasyonların taşıma yükünün hesaplanmasında ancak ilgili temel türüne göre araştırılmış yük taşıma eşitliğinin kullanılması gerektiği açıktır. Bunun yanında laboratuarlardan elde edilen değerlerden yola çıkılarak elde edilen yük taşıma değerlerinin de gerçek ortamlarında farklı olabilecekleri gözden kaçırılmaması gereken bir konudur. Bu konuyla ilgili olarak kireçtaşları üzerinde yapılan bir arazi araştırmasının (Gökay 1988) sonuçlarına göz atılırsa, kayaç temellerin taşıyabilecekleri yükü bulmak amacıyla, toprak temeller için yukarıda da gösterilen eşitlikler kullanıldığında çok yanıltıcı sonuçların elde edildiği görülecektir. Bu durum Gökay (2001) tarafından Çizelge 1'de özetlenmiştir.

İlgili araştırmada, Balıkesir Simav yeraltı ocağında bulunan Kireçtaşı ve kolemanit cevheri için laboratuvar mekanik deney sonuçları ve arazi plaka yükleme deney sonuçları elde edilmiştir (Gökay 1988). Daha sonra laboratuvar sonuçları kullanılarak bulunan kireçtaşı ve kolemanit yük taşıma değerleri, farklı araştırmacıların önerdiği eşitliklerden yararlanılarak hesaplanmıştır. Toprak ve kayaçlar için önerilen eşitliklerden hesaplanan yük taşıma sonuçları karşılaştırma amacıyla Çizelge 1'de ayrı ayrı gösterilmektedir. Bu çizelgede arazide yapılan plaka yükleme deney sonuçlarından ölçülen gerçek yük taşıma değerleri de gösterilmektedir. Bu çizelgedeki hesaplanan yük taşıma değerleri (q_u) ise, laboratuardan elde edilen tek eksenli basınç dayanımı sonuçlarının aynısı (azaltma faktörü= 1,0) ve 5 katı azaltılmış (azaltma faktörü=0,2) değerler için ayrı ayrı bulunmuştur. Böylece ilgili araştırmada arazi basınç dayanımı değerlerine ulaşılmaya (modelleme) çalışılmıştır. Sonuçlardan da görüleceği gibi toprak temeller için verilen eşitliklerden elde edilen sonuçlar arazide yapılan plaka yükleme deney sonuçlarından çok yüksektir. Örneğin kireçtaşında yapılan arazi deneyinden yük taşıma değeri $q_u = 9,26$ MPa elde edilirken, hesaplamalardan elde edilen değerler arasında bu değere en yakın olanı toprak

Çizelge 1 Elde edilen sonuçların karşılaştırmalı dökümü (Gökay 1988; Gökay 2001)

Kaya Türü	σ_c azaltma faktörü	Azaltılmış σ_c (MPa)	Ölçülen q_u (MPa)	Toprak için			Kayaç için	
				Terzaghi q_u (MPa)	Değ. Terzaghi q_u , (MPa)	Skempton q_u (MPa)	Mohr- Coulomb q_u , (MPa)	Hoek & Brown q_u , (MPa)
Killi	1,0	19,43	9,26	158,73	64,01	37,90	42,13	7,77
kireçtaşı	0,2	3,88	9,26	31,64	12,01	7,56	8,01	7,77
Kolemanit	1,0	17,33	9,14	427,35	108,79	23,79	38,60	6,93
	0,2	3,46	9,14	85,03	21,64	4,69	7,40	6,93

temel için verilen eşitliklerde Skempton'un sonucudur, ($qu=37,90$ MPa). Bu sonuç tek eksenli basınç değerinin azaltılmış oranda kullanılması durumunda $qu= 7,56$ MPa olarak hesaplanmıştır. Toprak zeminler için önerilen Skempton eşitliğinden elde edilen bu değer azaltılmış değerler kullanıldığında arazide ölçülen plaka yükleme deney sonucuna en yakın sonucu veren sonuç olarak belirlenmiştir. Hoek ve Brown'un verdiği eşitliğin ve bundan elde edilen sonucun, laboratuvar tek eksenli basınç dayanım sonuçları değiştirilmeden bile araziden elde edilen plaka yükleme deney sonuçlarına yaklaştığı görülmektedir. Kayaçlar içindeki süreksizliklerin taşıma yükünü etkilemesi doğal bir sonuç olduğuna göre; kayaç taşıma yükü hesaplaması için süreksizliklerin etkisini eşitliklerine bir tür etkileşim faktörü olarak katan Hoek ve Brown eşitliğinden elde edilen sonuçların arazi plaka yükleme deney sonuçlarına daha yakın değerler vermesi çok şaşırtıcı olmamıştır. Kayanın malzeme özelliklerine göre geliştirilen Mohr-Coulomb eşitliğinin sonucu ancak azaltılmış tek eksenli basınç değeri kullanılırsa arazi qu değerine yakın olmaktadır. Bunun nedeni, bu eşitliğin süreksizlik etkileşimlerini içine alacak bir formülasyona sahip olmamasıdır. Doğal ortamlarında kayaç temelleri süreksizlik içermeden bulmak çok zor olduğuna göre, yük taşıma değerlerini hesaplarken bu özelliklerini dikkate alan eşitlikleri kullanmak yerinde olacaktır. Bu konudaki araştırmaların yetersiz olması, doğal ortamında kayaç ve toprak zeminler için daha gerçekçi yük taşıma eşitliklerinin araştırılmasını gerektirmektedir.

5 SONUÇ

Kaya mekaniği alanında yapılan araştırmaların yapı temellerinde kayaç bulunması halinde mutlaka değerlendirmeye alınması gerektiği bu makale kapsamında gösterilmiştir. Toprak temeller için verilen eşitliklerin kayaç temellerde kullanılması ve yük taşıma kapasitelerinin bu değerlere göre ayarlanması çok büyük bir mühendislik hatası olarak değerlendirilmelidir. Yapı temellerinin toprak veya kayaç olmasına göre analiz ve test teknikleri değiştiği için kayaç temellerini kaya mekaniği uzmanlarının değerlendirmesi yerinde olacaktır. Bu konuda farklı mühendislerce verilecek her türlü raporun etik olarak tutarsızlığı ve bilimsel hatalara açık olması, bu raporların herhangi bir mahkeme veya bilimsel heyet önünde savunulmasını da zorlaştıracaktır. Toprak tabakasının kalınlığı, tabanda bulunan kayaç türü ve özellikleri bir bölgenin yer araştırmaları sırasında belirlenmesi

gereken konular arasındadır ve bunların grup olarak farklı mühendisler tarafından değerlendirmesi uygun olacaktır. Yapılan veya yapılması düşünülen arazi veya laboratuvar deneylerinin yorumlanmasında ilgili uzmanlık alanları ve bu konuda araştırma yapanların bilgi ve tecrübeleri çok önem taşımaktadır.

Bu araştırmadan elde edilen bir başka değerlendirme de şu şekilde özetlenebilir; arazideki kayaçlar içinde gözlenemeyen birçok yapısal kusur vardır, bu süreksizlikler ilgili kayaçlardan arazide elde edilen yük taşıma değerlerinin, hesaplanan değerlere göre düşük çıkmasına neden olmaktadır. Bu nedenle önemli yapıların temeli için, mutlaka arazide plaka yükleme deneyleri yapılmalıdır. Bu deneyler yardımıyla temelin yük taşıma kapasiteleri belirlenmeli, mühendislik yapısının türüne göre temeli teşkil edecek kayaç veya toprak ortamının özelliklerine göre farklı hesaplanan yük taşıma değerleri de kullanılarak ortaya çıkan değer sapmaları gözlenerek bunların nedenleri değerlendirilmelidir. Ancak böylesi detaylı bir zemin (toprak veya kayaç) etüdü işlevsel olarak görevini yerine getirmiş sayılabilir.

KAYNAKLAR

- Brady B.H.G. & Brown E.T. 1985. *Rock mechanics for underground mining*. London: Allen-Unwin Press.
- Çetinel T. vd. 2003. İzmit ve civarının zemin özelliklerinin mikrotremör ölçümleriyle belirlenmesi, *Deprem Sempozyumu*, Kocaeli Üniversitesi, s487-497.
- Cevher M., Avdan F., İpek Ö. & Keçeli D.A. 2003. 17 Ağustos 1999 depreminde İzmit Büyükşehir Belediyesi sınırlarındaki hasar dağılımı ve bölgesel zemin etütlerinde dikkat edilmesi gereken hususlar, *Deprem Sempozyumu*, Kocaeli Üniversitesi, 165-176.
- Çinicioğlu S.F. vd. 2003. Hasar risk değerlendirme çalışmalarında zemin özelliklerinin etki seviyesi, *Deprem Sempozyumu*, Kocaeli Üniversitesi, 147-154.
- Goodman R.E. 1980. *Introduction to Rock Mechanics*. New York: John Wiley & Sons.
- Gökay M.K. 1988. Bearing capacity analysis of layered rock for an underground mine. *Master tezi*, ODTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara.
- Gökay M.K. 2001. Plaka yükleme deneyi ve killi kireçtaşlarından elde edilen tecrübelerin incelenmesi, *Yerbilimleri Açısından Konya Sempozyumu*, Selçuk Üniversitesi, *Bildiri özleri kitabı* 21, Konya.
- Hoek E. & Brown E.T. 1980. *Underground excavations in rock*, London: The Institution of Mining and Metallurgy.
- Meyerhof G. 1955. Influence of roughness of base and groundwater condition on the bearing capacity of foundations, *Geotech.* N5, 227-242.
- Meyerhof G. 1965. Shallow foundations, *Proc. ASCE*, V91, NO: SM2, 21-31.
- Nadai A. 1931. *Plasticity*, New York: McGraw-Hill.
- Skempton A. 1942. An investigation of the bearing capacity of soft clay soil, *J. Inst. Civil Eng.* V18, 307.
- Terzaghi K. 1943. *Theoretical soil mechanics*, New York: John Wiley Publications.

- Terzaghi K. & Peck R.B. 1967. *Soil mechanic in sengineering practice*, 2nd Edition, New York: John Wiley & Sons.
- Vesic 1975. Ultimate loads and settlements of bearing capacity and settlement in sand, *Proc. Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations*, Duke Univ., Durham, N.C. US: 53.

Scale effect on engineering properties of open non-persistent rock joints under uniaxial loading

O.S. Mughieda & I. Khawaldeh

Jordan University of Science and Technology Irbid Jordan

ABSTRACT: This study was investigated experimentally the scale effect on failure mechanisms, shear strength, and modulus of elasticity of blocks having non-persistent rock joints under uniaxial loading. The parameters investigated were angle of orientation with respect to the applied axial load, degree of persistence, and the size of the block. Three block sizes were tested having dimensions of (63.5 × 28 × 20.3) cm, (40.7 × 20.3 × 13.5) cm and (30.5 × 15.24 × 10) cm with different degrees of persistence. The test results indicated that there was a scale effect on the strength of blocks with open non-persistent rock joints. Specifically, the results showed a reduction in strength with increasing size of the sample. For example, for a degree of persistence of 0.2 and inclination angle of 45°, the strength of the large sample was 9.15 MPa. In contrast, for medium size sample the strength was 9.81 MPa and that of the small size sample was 12.20 MPa. However, the results indicated that there was no size effect on the modulus of elasticity. In addition, the test results showed that the actual mobilized strength of open non-persistent rock joint was less than the value predicted by Jennings' equation. This difference may be attributed to the stress concentrations at the joint tips, rather than uniform distribution of stress over the joint plane as assumed by Jennings model.

1 INTRODUCTION

A rock mass as an assemblage of intact rock blocks cut by discontinuities is one of the complexities of nature, and the strength of a rock mass is a very fundamental problem in civil and rock engineering. It is well known that the shear strength and deformability of rock joints are strongly influenced by the size of shearing block. Many researchers have pointed out the existence of the scale effect of rock persistent joints (Protodiakonov & Koifman 1963; Krsmonvic & Popovic 1966; Pratt et al. 1972; Bandis et al. 1981; Blejwas & Hansen 1990; Yoshinaka et al. 1991). In many of rock mechanics applications, it is important to evaluate the shear strength on the most potential failure surface. Such a surface consists of a single discontinuity plane or a complex path following several discontinuities and involving some fracture of the intact rock material. The scale effect on the shear strength along the non-persistent rock joints have not been studied yet.

The exact behavior of non-persistent rock joints at failure under uniaxial or biaxial loading condition is not well understood due to the interaction between the intact rock segments and the joint segments. The interaction between the intact rock and the joints depends on many parameters such as the geometry of the joint and bridge segments, the slope of the

joint segment, the stiffness of the rock among others (Reyes & Einstein 1991; Jamil 1992; Shen 1995; Mughieda 1997).

Generally, the process of failure begins with the initiation of cracks perpendicular to the joint segment which then becomes parallel to the principal loading axis. These cracks are called wing cracks. Wing cracks are followed by another type of cracks called secondary cracks that initiate from the inner joint segment tips and propagate toward each other and meet across the intact rock segment causing the coalescence of the joint segments leading eventually to failure of the rock. Propagation and coalescence of the secondary cracks are very quick compared to that of the wing cracks.

Although many factors that control the strength and behavior of non-persistent rock joints including number of joint segments, angle of friction of the joints, offset joint have been studied (Mughieda 1997) and still two important factors need to be investigated thoroughly, they are the scale effect on the shear strength and failure mechanisms of non-persistent rock joints. In this work an experimental study was performed to investigate the extent to which the strength, mechanism of failure, and modulus of elasticity of blocks with open non-persistent rock joints is controlled by size of the block.

Uniaxial compression tests were performed on blocks made of rock like material. Three block sizes were tested having dimensions of $(63.5 \times 28 \times 20.3)$ cm, $(40.7 \times 20.3 \times 13.5)$ cm and $(30.5 \times 15.24 \times 10)$ cm with different degrees of persistence (joint length percent of the total non-persistent length). Non-persistent joints were inserted in the block body during casting by using sheets of glass pulled out after enough time of setting of the sample. The axial load and axial displacement and the shear and normal displacements across rock bridge and joint segment were measured using Linear Variable Differential Transducers (LVDTs). The results were recorded and analyzed to draw conclusions.

2 SPECIMEN PREPARATIONS and TESTING

2.1 Specimen preparation

Many investigators (Heuer & Hendron 1969; Rosenblade 1971; Goodman et al. 1972; Johnston & Choi 1986) concluded that it was very difficult to have a model material that simulates rocks in all physical properties. In this study the model material used was made of mixing silica sand, ordinary Portland cement type I and water in 72%, 16%, and 12% proportion by weight, respectively. High sand content and low cement content were used in order to obtain grain to grain contact that, in turn cause, low tensile strength and high friction angle. The intact strength parameters ϕ_i , and c_i , determined from direct shear test on intact samples taken from cubes under normal stress within the interested range were 33° and 0.6 MPa. The ratio of unconfined compressive strength to the tensile strength for the material was 12 and the ratio of secant modulus to the unconfined compressive strength was 1100.

The procedure developed by Jamil (1992) for preparing open non-persistent joints was used in this research with some modification. In this study, the aluminum angle frame supported by four posts was placed as shown in Figure 2 making the height of the frame ten inches from the base of the frame. Two steel plates with thickness of 0.152 cm and 0.052 cm and a height of 35.56 cm were used. The width varied according to the position and orientation of the joint cut in a manner to form a T-shaped plate. The arms of the T-shaped plates were made to rest on the aluminum frame. Glass plate with 2 mm thickness was used to form open joints and was cut according to the width of the joint and installed between the steel plates. The glass was cut in such a manner to extend about three inches above the plate.

The stainless steel plate was placed on the other side of the glass so as to sandwich it. All the plates were arranged in accordance with this procedure. To maintain a proper spacing of 10 cm, two wooden spacers were placed between two joint rows. To maintain the orientation, the plate was made to touch the two sides of the mold.

The mold described earlier was firmly attached to a vibratory table with the help of C-clamps. The concrete mix was placed in three lifts. The first two lifts were roughly 7.6 cm in height while the third had a height of 6.35 cm. Three cylinders of 10.1 cm diameter and 20.32 cm height were cast in the same manner as the sample. After every lift, the vibrator was switched on and kept running for 15-20 s. Before placing the second lift of concrete mix, the cycle chain was pulled in a counter-clockwise direction to make the gears move upward by roughly 5.1 cm, thus, lifting the plates and leaving the glass inside to form a joint. Similarly, the second lift was placed and the same procedure was repeated. After the last lift, the plates were taken out by raising the aluminum frame. The sample was kept in the mold undisturbed for about 3 hours to allow initial setting of the concrete mix making sure that the sample was leveled at the top. Then, the glass was pulled out of the sample.

Each sample was kept in the mold for about 24 hours and moved for curing for 28 days and before moving it to the testing site. Wooden boards secured with furniture clamps were placed on all sides of the sample before moving to avoid the possibility of splitting the jointed sample. The non-persistent joint was formed by cutting out the glass according to the required configuration, considering length and orientation of joint segment (β). Sample geometry and mold arrangements are shown in Figures 1 and 2, respectively.

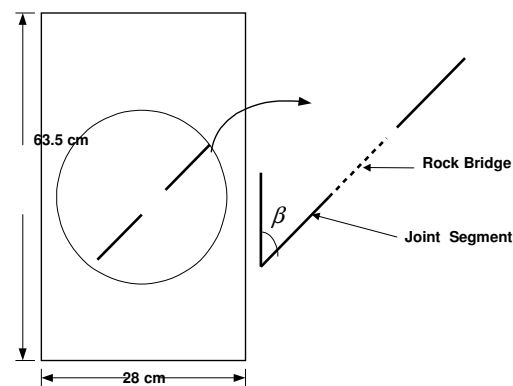


Figure 1 Geometry of the specimens and pre-existing joints

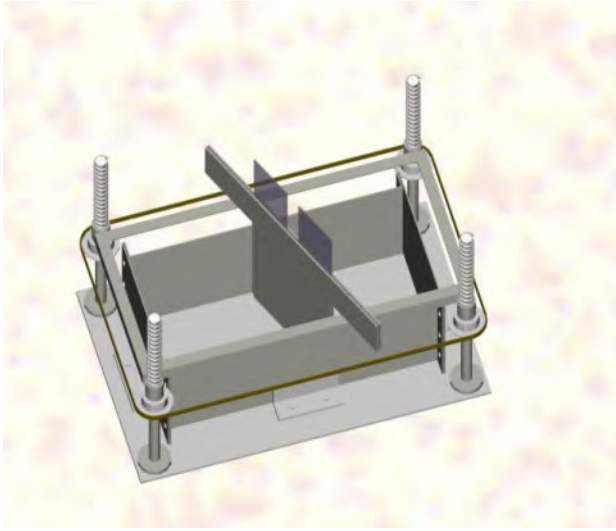


Figure 2 Arrangement for making open joints

2.2 Test machine, instrumentation and recording

The tests were performed using a 2000 kN universal compression machine. The load applied on the sample was measured by load cells installed on the testing machine. The total deformation and the displacements in the vicinity of the joint, were measured by Linear Variable Differential Transducers (LVDT) with a maximum range ± 5 mm (sensitivity ± 0.001 mm). For accurate displacement measurement, LVDTs were placed on the surface of the sample by fixing them with steel brackets. After drilling a hole at the predetermined place on the sample, the steel brackets were fixed using a pin. Readings of the Load cells and LVDTs were recorded and collected by using a Hewlett Packard data acquisition system.

3 RESULTS and DISCUSSION

3.1 Scale effect on the mode of failure

The results showed two modes of failure; one across the intact material, and the other along the non-persistent joint plane. Failures showed in Figures 3a and 3b indicated that the mode of failure depends on three factors: (1) degree of persistence, K (2) orientation of non-persistent joint with the applied load, β , and (3) size of the sample. Figures 3a and 3b show that for a degree of persistence of 0.6 and 0.8, with $\beta = 45^\circ$ or 67.5° , the shearing along the plane of non-persistent joint is the dominant mode of failure. However, the mode of failure has changed

according to the size of the tested specimen when $K = 0.4$ and $\beta = 67.5^\circ$. The large specimen failed across the intact material, while the small size specimen failed along the joint plane. This behavior has been observed for specimens having $K = 0.2$ or 0.6 with $\beta = 45^\circ$. Generally, the mechanism of failure for the samples that failed by the shearing along the non-persistent joint was characterized by initiation of wing cracks at the tip of the open joint segments and propagate in the direction of the axial load. Then, secondary cracks initiated and propagated along the non-persistent joint crossing the bridge in very short period of time causing the failure of the sample. This behavior can be explained by examining the stress distribution in the vicinity of the joint segment. The open joint redistributed the stress field and the wing cracks had to take a curved path to follow the maximum principal stress. After the occurrence of the wing cracks, there was no tensile stress along the coalescence path while high shear stresses existed inside the bridge and the maximum shear stress appeared at the joint tip and was directed along the non-persistent joint. The secondary cracks were initiated at the crack tips where the shear stress reached a maximum and they propagated in the direction of maximum shear stress which was parallel to the direction of non-persistent joint (Shen et al. 1993).

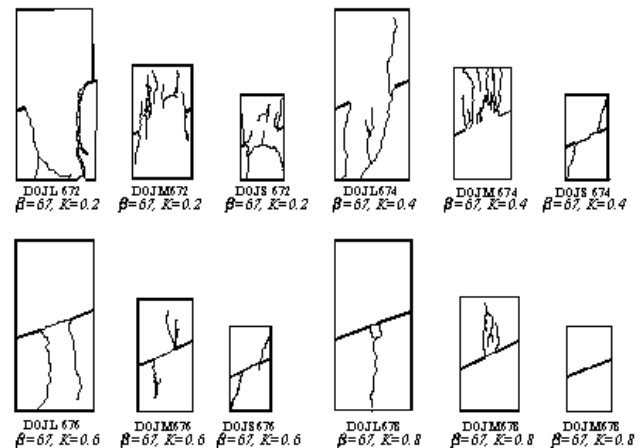


Figure 3a Scale effect on the mode of failure, $\beta = 67^\circ$

3.2 Scale effect on strength

To eliminate the effect of variation in curing time for the samples, variation in mixes for the samples, and material sources, strength of each sample was normalized by dividing it by the average unconfined compressive strength of the cylinders for each sample. The results of the tested specimens are shown in Figure 4. As shown in Figure 4, increasing

the size of the sample for all degrees of persistence caused a decrease in the strength. For example for degree of persistence of $K=0.2$, inclination angle $\beta=45^\circ$, the strength of the large sample was 9.15 MPa compared to 9.81 MPa and 12.2 MPa for the medium and small size samples, respectively.

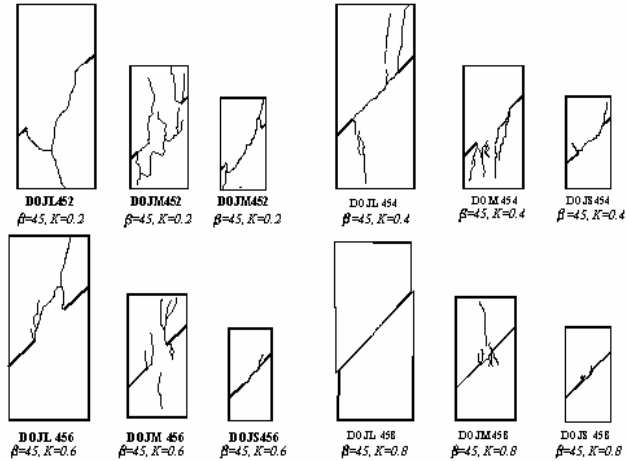


Figure 3b Scale effect on mode of failure, $\beta = 45^\circ$

It can also be noticed that the size effect was more significant with higher degree of persistence as shown in Figure 4. It can be seen from this figure that the reduction in strength with increasing degree of persistence was not constant for small samples, while there was a steady reduction in strength with increasing degree of persistency for medium and large samples.

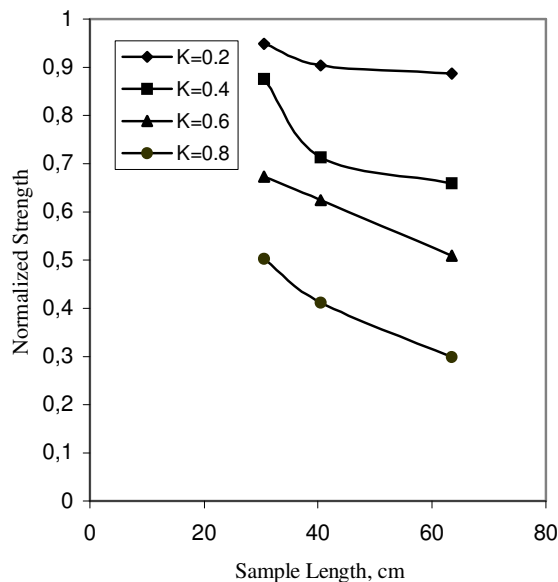


Figure 4 Scale effect on the strength of non-persistent joint, $\beta = 67.5^\circ$

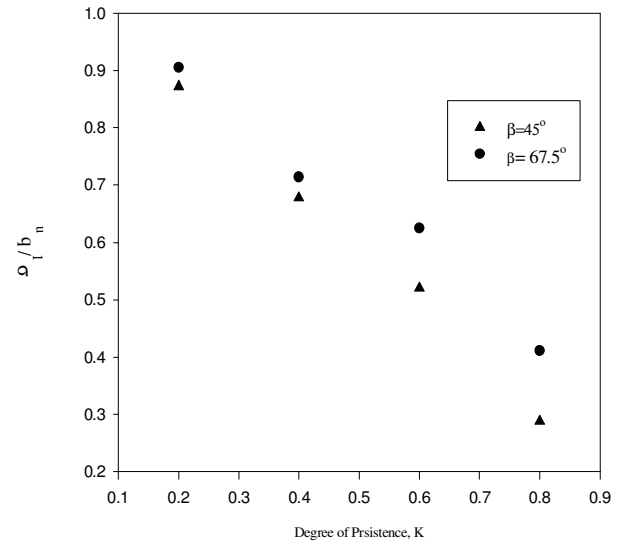


Figure 5 Effect of $\beta = 67.5^\circ$ on uniaxial strength of medium samples

3.3 Strength of open joint

The strength of open joints has a reference strength (Jennings 1970) given by

$$\tau = (1-k)c_i + \sigma_n \tan \phi_i$$

where c_i is the cohesion intercept of the intact material and ϕ_i is the internal friction angle of the intact material. The actual strength for open joint was less than the value predicted by Jennings equation as depicted in Figure 6. This difference may be attributed to the existence of stress concentration at the joints tips whereas Jennings assumes a uniform distribution of stress over the plane of the joint.

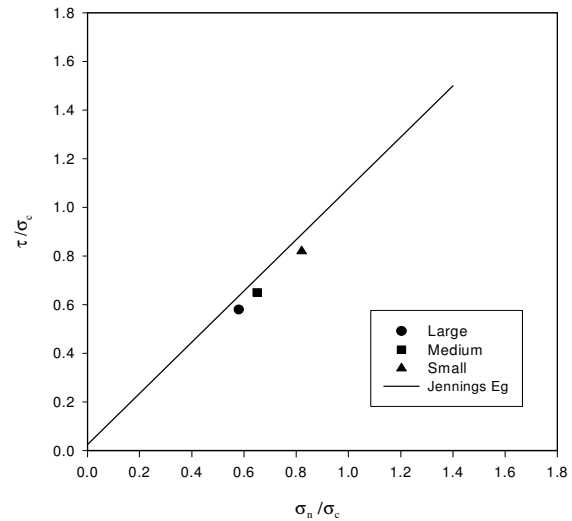


Figure 6 Failure along non-persistent joints, $K = 0.6$, $\beta = 45^\circ$

4 CONCLUSIONS

The following conclusions may be drawn from the present study:

There are two modes of failure; shearing failure along the non-persistent joint, and failure through the intact material, depending on following three factors:

- a) Orientation of the joint, β : As β increases the mode of failure change from failure through the intact material to shearing failure along the non-persistent joint.
- b) Degree of persistence, K: As K increases the mode of failure tends to change from splitting failure in the intact material to shear failure along the plane of non-persistent joint.
- c) Size of the sample: As the size of the sample decreases the mode of failure changes from splitting failure in the intact material to the shearing failure along the plane of non-persistent joint.

There is scale effect on the strength of non-persistent joint. As the size increases the strength decreases. The reduction of strength is kind of uniform, but no solid conclusion can be drawn due to the limited number of tested specimens. More tests need to be performed to get better understanding about the rate of reduction in strength.

ACKNOWLEDGMENTS

This paper is based upon work supported by Jordan University of Science and Technology (JUST). This support is gratefully acknowledged.

REFERENCES

- Bandis S.C., Lumsden A. & Barton N. 1981. Experimental studies of scale effects on the shear behavior of rock joints. *Int. J. of Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol.18, 1-21.
- Blejwas T. & Hansen F. 1990. Scale in the shear behavior of joints in welded tuff, *Proc. Loen Conf. Rock Joints*, Norway.
- Goodman R.E., Heuze F.E. & Bureau G. 1972. On modeling techniques for the study of tunnels in jointed rock, *Proceedings, 14th Symposium on Rock Mechanics*, Pennsylvania State University.
- Heuer R.E. & Hendron A.J. 1969. *Geomechanical model of the behavior of underground openings in rock subjected to static load*, Rep. 1, Development of Modeling Techniques, Contract Rep. N-69-1, U. S. Army, Engineer Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Vicksburg, MS, February, 209p.
- Jaeger J.C. 1960. Shear failure of anisotropic rock, *Geol. Mag.*, Vol. 97, 16p.
- Jamil S.M. 1992. *Strength of non-persistent rock joints*, Ph.D. thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, IL, U.S.A.
- Jennings J.E.B. 1970. A mathematical theory for the calculation of the stability of slopes in open cast mines, *Proc., Symp. On the Theoretical Background to the Planning of Open Pit Mines with Special References to Slopes Stability*, Johannesburg, pp87-102.
- Johnston I.W. & Choi S.K. 1986. A synthetic soft rock for laboratory model studies, *Geotechnique* 36, No. 2, pp. 251-263.
- Krsmonvic D. & Popovic. 1966. Large scale field tests of shear strength of limestone, *Proc. 1st Congr. ISRM*, vol. 1, pp 733-799.
- Mughieda O. 1997. *Failure mechanisms and strength of non-persistent rock joints*, Ph.D. thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, IL. U.S.A.
- Pratt H.R., Black A.D., Brown W.S. & Brace, W.R. 1972. The effect of specimen size on the mechanical properties of unjointed diorite, *Intl. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 9, pages 513-529.
- Protodiakonov M.M. & Koifman M.I. 1963. The scale effect in investigations of rock and coal, *Proc. 5th Congress Intl. Bureau Rock Mech.*, Leipzig.
- Reyes O. & Einstein H.H. 1991. *Stochastic and centrifuge modeling of jointed rock. Part I- fracturing of jointed rock*. Final report submitted to the Air Force Office of Scientific Research and Air Force Engineering Services Center.

Kurna Deresi (Burdur) travertenlerinin fiziko-mekanik özellikleri ve yapı taşı olarak kullanılabilirlikleri

Physical and mechanical properties of Kurna Stream (Burdur) travertines and usage as a building stone

A.Yalçın & M. Özçelik

Süleyman Demirel Üniversitesi Mühendislik-Mimarlık Fakültesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü 32260 Isparta

ÖZET: Burdur'un güneydoğusunda bulunan Kurna Deresi başta olmak üzere farklı yerlerde yüzeylenen Kurna Deresi travertenleri uzun yıllardan bu yana yapı taşı olarak kullanılmaktadır. Kalınlığı fazla olmayan travertenler litolojik özelliklerinden dolayı hafiftir. İçerisinde bulunan kalker tüfleri nedeniyle ocakta işlenmesi kolaydır. Bulundukları ortamlardan çıkarıldıktan sonra zamanla daha sert ve dayanımlı bir özellik kazanmaktadır.

Burdur ve civarında yaygın olarak kullanılan travertenlerin özelliklerini belirlemek amacıyla ince kesitler yapılarak bileşimi belirlenmiştir. Kurna deresinden alınan travertenlerden örnekleri üzerinde laboratuvar da deneyler yapılarak mühendislik özellikleri belirlenmiştir. Burdur'un karasal iklim özellikleri göstermesi nedeniyle örnekler üzerinde don dayanım deneyleri yapılarak, don etkisindeki davranışları belirlenmiştir. Değerlendirmeler neticesinde Kurna taşı olarak bilinen travertenlerin yapıtaşı olarak nerelerde hangi amaçla kullanılması gerektiği belirlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Burdur, Kurna taşı, traverten, yapı taşı

ABSTRACT: Travertines named as a Kurna Deresi travertine and outcropping in the south-east of Burdur and other near sites have been used as a building stone for a long time. Due to their lithological features, these travertines are displaying small formation thickness and they have low density. Because they include carbonate tuffs it is easy to dig and cut in the mine. After being taken out from the quarries they gradually display more rigidity and strength features in time.

Thin sections have been prepared to investigate petrographic features of travertines which are used extensively in Burdur. Engineering features of the samples taken from Kurna Dere location were determined. Since Burdur has terrestrial climate, freeze tests were also carried out on the samples. At the end of evaluations, it has been determined where and how these travertines should be used as a building stone.

Key Words: Burdur, building stone, Kurna stone, travertine

1 GİRİŞ

Bilindiği gibi insanlar yüzyıllardır çeşitli amaçlar için yaptıkları eserlerinde başta doğal kaynaklar olmak üzere farklı malzemelerden yararlanmışlardır. Günümüzde de özellikle dekoratif amaçlı doğal malzemeler kullanılmaktadır. Bazı bölgelerimizde ki farklı kayaçlar yüzyıllardır yapıtaşı olarak kullanılmış ve halen kullanılmaktadır. Bu tür kayaçların doğada bol miktarda bulunması ve kolayca işlenebilmesi mühendislik yapılarında kullanılmasına etki etmektedir. Günümüzde de bu birimlerin çoğu bazı özellikleri bilinmeden kullanılmaktadır.

Bu çalışmada Burdur ili güneyinde, Yakaköy ve Kurna Deresi dolayında gözlenen Burdur formasyonuna ait yörede Kurna taşı olarak bilinen

ve uzun yıllar boyunca yapıtaşı olarak kullanılan travertenler incelenmiştir. Bu amaçla travertenlerin bazı fiziksel ve mühendislik özellikleri yapılan laboratuvar deneyleri sonucu belirlenmiştir. Yapılan deneyler sonucu bulunan değerler TSE kriterlerine göre değerlendirilerek travertenlerin yapı taşı olarak kullanılabilirliği değerlendirilmiştir.

2 GENEL JEOLojİ

İnceleme alanı ve yakın civarında farklı yaş ve litolojilerde otokton ve allokon konumlu birimler gözlenmektedir. Bölgede en altta; çakıltaşı, kumtaşı, kıltaşı, çamurtaşı, kumlu kireçtaşı, killi kireçtaşı ve çörtlü kireçtaşı aralanmasından oluşan eosen yaşlı fliş fasiyesindeki Kayıköy formasyonu gözlenir. Kayıköy formasyonu litolojiye bağlı olarak; sarımsı,

kahverengimsi ve gri renklerde gözlenmektedir. Kayıköy formasyonu üzerinde Gökçebağ karmaşığı tektonik olarak gözlenir.

Düzensiz bir iç yapıya sahip olan Gökçebağ karmaşığı farklı yaş ve litolojideki birimlerin tektonik olarak karışması sonucu oluşmuştur. Genelde yeşil rengin egemen olduğu karmaşık içerisinde bulunan birimlere bağlı olarak kırmızımsı-kahverengimsi; sarımsı renklerde gözlenir. Gökçebağ karmaşığı; bazik, ultrabazik kayalar (peridotit, diyabaz, gabro) ile kumtaşı, kireçtaşı, radyolarit-çört gibi birimlerin farklı boyuttaki malzemelerinden oluşmuştur. Gökçebağ karmaşığı üzerine oligosen yaşlı Karaburun formasyonu açısız uyumsuz olarak gelir.

Karaburun formasyonu sıkı sert karbonat çimentolu, kötü boylanmalı polijenik çakıllı çakıltaşlarından oluşmaktadır. Sarımsı-kırmızımsı renkli orta kalın katmanlı çakıltaşlarından oluşan Karaburun formasyonu içerisinde yer yer kumlu-kireçtaşı düzeyleri de görülmektedir. Karaburun formasyonu üzerine uyumsuz olarak Burdur formasyonu gelir.

Bölgede geniş alanlarda yüzeylenen yer yer 1200 m kalınlığa erişen Burdur formasyonu; farklı renk ve litolojilerden oluşmuştur. Burdur formasyonu bu özelliklerinden dolayı 3 üyeye ayırılarak tanımlanmıştır. Altta; kırmızımsı-kahverengi kötü boylanmalı çakıltaşlarıyla başlayıp üste doğru kumlu-killi çökeller şeklinde devam eden Akdere üyesi formasyonunun en yaygın ve kalın üyesidir. Alttaki zayıf çimentolu ve kumlu düzeylerin üzerine yeşilimsi, sarımsı-beyaz arasında değişen düzenli laminalı ve ince katmanlı kilaşı, şeyl, çamurtaşı ve killi-kireçtaşı (marn) ardalanmasından oluşan litolojiler gelir. Akdere üyesi üzerinde gözlenen genellikle tüf-tüfitlerden oluşan, açık sarımsı, beyazımsı renkli, orta kalın katmanlı ve zayıf pekleşmiş volkanosedimanter tortullar Gölcük üyesini oluşturur. En üstte kalın katmanlı, erime boşluklu travertenlerden oluşan Yaka üyesi gözlenir. Travertenler sarımsı renkli yersel olarak kahverengimsi görünümlüdür. Yer yer bitki kalıntıları içerirler. Üst miyosen-pliyosen zaman aralığında oluşmuş Burdur formasyonunu oluşturan birimler birbirleriyle yanal ve düşey yönde giriktirler. Burdur formasyonu genellikle kapalı gölsel bir ortamda çökelmiştir.

Tüm bu birimleri Pliyo-Kuvaterner yaşlı genç çökeller açısız uyumsuz olarak üzerler. Bu birimler kil boyutundan blok boyutuna kadar malzeme içeren eski ile yeni alüvyon ile birikinti konisi ve yamaç molozlarından oluşmaktadır. (Özçelik & Yalçın 2002).

3 TRAVERTENLERİN KONUMU ve TANIMI

Travertenler, Burdur ili güneyindeki Yaka Köyü civarı ve Kurna Deresi başta olmak üzere; Burdur Formasyonunun en üst kısımlarında düzlük alanlarda farklı kalınlıklarda gözlenir. Genellikle yatay konumlu olan travertenler kalın katmanlı, yer yer masif görünümlüdür. Farklı renk ve doku özelliklerinde olan travertenler, bazı düzeylerinde süngerimsi bir yapıya sahip olup boşluklar içermektedir. Travertenler içerisindeki bu boşluklar yer yer mağara boyutuna ulaşmaktadır. (Şekil 1). travertenler genellikle sarımsı renkli yersel olarak kahverengimsi görünümlüdür. Yer yer bitki ve boru şekilli alp kalıntıları içerirler. Farklı yerlerde kalker tufünden oluşan beyazımsı ara düzeyler gözlenir. Zaman zaman marnlarla ardalanmalı olarak toplam kalınlıkları 150 m'ye ulaşan travertenlerin tabaka kalınlığı 2-6 m arasında değişmektedir (Şekil 2).

Alınan ince kesitler üzerinde yapılan petrografik inceleme sonucu mikritik karbonat çimentosu içerisinde irili ufaklı kalsit kristallerinden oluştuğı gözlenmiştir. Farklı boyut ve şekillerde boşluklar içerdığı, boşlukların çoğunlukla dolgunuz olduğu bazen ikincil olarak radyal şekilli kalsit kristalleri tarafından doldurulmuş olduğu görülmektedir. Yer yer de bu boşlukların kalker tufü ile dolu olduğu görülür.

Burdur yerleşim alanında yapılan gözlemlerde birçok yapıda travertenlerin kullanıldığı görülmüştür. Burdur'da meydana gelen depremler sonucu hasarlar oluşmuş, buna bağlı olarak yapılarda tadilatlar yapılmıştır. Ayakta kalabilen yapılarda travertenler kullanıldığı gözlenmektedir (Şekil 3-4). Daha çok Burdur'un eski yerleşim alanlarındaki yapılarda gözlenen traverten kullanılarak inşaa edilen binaların dış cephelerinin yapılan tadilatlar sırasında sıvanması nedeniyle bir oran belirlenememiştir.

4 FİZİKSEL ve MEKANİK ÖZELLİKLER

Travertenlerin fiziksel ve mekanik özelliklerini belirlemek amacıyla laboratuvarında bazı deneyler yapılmıştır. Deneyler TSE 699 ve TSE 11143'e uygun olarak yapılmıştır. Deneyler yapılırken travertenler poroz ve kompakt olarak iki gruba ayrılmış ve değerlendirilmiştir. Tüm deneyler SDÜ Mühendislik-Mimarlık Fakültesi Kaya Mekaniğı Laboratuvarında yapılmıştır. Bulunan sonuçların ortalamaları tablolar halinde verilmiştir.



Şekil 1 Travertenlerin genel görünümü



Şekil 2 Traverten ocağından genel görünüm



Şekil 3 Tarihi binalarda kullanılmış travertenlerin görünümü



Şekil 4 Tarihi binalarda kullanılmış travertenler ve yakın görünümü

4.1 Fiziksel büyüklükler

Birim hacim ağırlık, su emme (ağırlıkça ve hacimce), porozite (görünür ve gözeneklilik), komposite gibi özellikler belirlenmiştir. Deneylerde D=L boyutunda (NX) en az beş örnek kullanılmıştır.

Yapılan deneyler sonucu poroz travertenlerin birim hacim ağırlığı ortalama 0,23 N/m³, kompakt travertenlerin birim hacim ağırlığı 0,246 N/m³ olarak bulunmuştur.

ASTM (1985)'ye göre poroz travertenlerin orta yoğunluklu kireçtaşı, kompakt travertenlerin ise yüksek yoğunluklu kireçtaşı sınıfında olduğu görülmüştür (Çizelge 1). Su emme değerlerinin de fazla olmadığı görülmektedir.

Çizelge 1 ASTM (1985)'e göre travertenlerin sınıflandırılması

Traverten	Su emme (ağırlıkça)	Su emme (Hacimce)
Poroz	%7	%14
Kompakt	%2	%5

Gözeneklilik ve doluluk oranı açısından poroz travertenlerdeki dağarların daha fazla olduğu görülmektedir. Wilun & Starewski (1972)'ye göre poroz travertenler çok gözenekli, kompakt travertenler oldukça gözenekli sınıfa girmektedir (Çizelge 2).

Çizelge 2 Travertenlerin gözeneklilik sınıflandırması

Traverten	Porozite (Gözeneklilik)	Porozite (Görünür)	Komposite
Poroz	%17	%14	%83
Kompakt	%10	%5	%90

4.2 Mekanik deneyler

Travertenlerin dayanımlarını belirlemek amacıyla laboratuvarında elde edilen NX örnekler üzerinde en az beş tek eksenli basınç deneyi yapılmıştır. Yapılan deneyler sonucunda poroz travertenlerin ortalama tek eksenli basınç dayanımlarının $2,94 \times 10^{-3}$ N/m², kompakt travertenlerin $5,64 \times 10^{-3}$ N/m² olduğu bulunmuştur.

Karşılaştırma amacıyla D=L boyutundaki NX örnekler üzerinde nokta yükleme deneyi yapılmıştır. Elde edilen ortalama dayanım endeks değerleri; poroz travertenler için $2,54 \times 10^{-5}$ N/m², kompakt travertenler için $4,37 \times 10^{-5}$ N/m² olarak belirlenmiştir. Bieniawski (1975)'ye göre poroz

travertenlerin düşük dirençli, kompakt travertenlerin orta dirençli olduğu görülmektedir (Çizelge 3).

Çizelge 3 Travertenlerin dayanım sınıflandırması

Traverten	Tek Eksenli Basınç Dayanımı (N/m ²)	Nokta Yük Dayanımı (N/m ²)	Kaya Direnci Sınıfı
Poroz	$2,94 \times 10^{-3}$	$2,54 \times 10^{-5}$	Düşük Dirençli
Kompakt	$5,64 \times 10^{-3}$	$4,37 \times 10^{-5}$	Orta Dirençli

Burdur bölgesinin karasal iklim etkisinde olması nedeniyle travertenler üzerinde don deneyi yapılarak, tek eksenli basınç dayanımı belirlenmiş ve don sonrası mukavemet kaybı hesaplanmıştır (Çizelge 4).

Çizelge 4 Travertenlerin dayanım azalma değerleri

Traverten	Tek Eksenli Basınç Dayanımında Azalma
Poroz	% 62
Kompakt	%4,5

Ayrıca travertenlerden alınan örnekler üzerinde suda aşınma deneyleri (slake durability) yapılmıştır. Deneyler sonucu bulunan ortalama suda aşınma indisleri Çizelge 5'de verilmiştir.

Çizelge 5 Travertenlerin dayanım azalma değerleri

Traverten	Suda Aşınma Dayanım İndisi (Id ₂) %
Poroz	78
Kompakt	86

Franklin & Chandra (1972)'ya göre poroz travertenlerin orta, kompakt travertenlerin orta-yüksek slake indisine sahip oldukları gözlenmiştir.

5 SONUÇ ve DEĞERLENDİRME

Travertenler üzerine yapılan fiziko-mekanik deneyler değerlendirildiğinde aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır. Birim hacim ağırlık poroz için 0,23 N/m³, kompakt travertenler için 0,246 N/m³ olarak bulunmuştur. TSE 11143'e göre yapı taşı olarak kullanılabilir. Ağırlıkça su emme poroz için %7 kompakt için %2 olarak bulunmuştur. TSE 11143'e göre ağırlıkça su emme %3'ten fazla olmamalıdır. Buna göre poroz travertenler bu koşulu sağlamamaktadır. Gözeneklilik açısından

bakıldığında kompakt travertenler oldukça gözenekli, poroz travertenlerin ise çok fazla gözenekli olduğu görülmektedir.

Tek eksenli basınç dayanımına göre; poroz $2,94 \times 10^{-3}$ N/m², kompakt $5,64 \times 10^{-3}$ N/m² olduğu belirlenmiştir. Bu sonuçlara göre poroz travertenlerin TSE 11143'e göre gerekli koşulları sağlamadığı, kompakt travertenlerin ise uygun olduğu görülmüştür. Don sonrası basınç mukavemetindeki azalmanın poroz travertenlerde %32, kompakt travertenlerde %4,5 olduğu belirlenmiştir. Buna göre poroz travertenler yapı taşı olma özelliğini sağlamaz iken, kompakt travertenler sağlamaktadır.

Sonuç olarak Burdur formasyonuna göre travertenlerden poroz olanlar TSE 699 ve TSE 11143'e göre yapı taşı olarak kullanıma uygun değildir. Kompakt travertenler ise yapı taşı olarak kullanıma uygundur. Travertenlerin farklı yerlerde kaplama taşı olarak kullanılıp kullanılamayacağını belirlemek amacıyla; aşınma deneyi, darbe dayanım deneyi ve eğilme deneylerinin yapılması gerekir.

KAYNAKLAR

- ASTM (Annual Book of ASTM Standarts). 1985. *Soil and Rock, Building Stones, Section 4*, V. 04-08, 409-423.
- Bieniawski Z.T. 1975. The Point Load test in Geotechnical practice, *Engg. Geol.*, 9, 1-11.
- Franklin J.A. & Chandra R. 1972. The Slake Durability test. *Int., J. Rock Mech. Min. Sci.* 9, 325-341.
- TSE. 1987. Tabii Yapı Taşları Muayene ve Deney Metodları, *TSE 699*, UDK., 691, 2, Ankara.
- TSE. 1993. Traverten- yapı ve kaplama taşı olarak Kullanım, *TSE 11143*, UDK 552, 54:691,215 Ankara.
- Özçelik M. & Yalçın A. 2002. Burdur Formasyonuna ait marnların mühendislik özellikleri ve yapıtaşı olarak kullanılabilirliklerinin araştırılması, *VI. Bölgesel Kaya Mekaniği Sempozyumu*, Konya.
- Wilun Z. & Starewski K. 1972. *Soil Mechanics in Foundation Engineering, Vol. I and II*. London: Intertex Books.

Kayaçların doku özellikleri ile kırılma ve öğütülme özellikleri arasındaki ilişkinin incelenmesi

Investigation of the crushing and grinding properties of rocks related to textural properties

B. Kekeç, M. Ünal & C. Şensöğüt

Selçuk Üniversitesi Mühendislik- Mimarlık Fakültesi Maden Mühendisliği Bölümü Konya

ÖZET: Kayaçların doku özellikleri, kayaçların mekanik özelliklerinin anlaşılmasında büyük öneme sahiptir. Mekanik özelliklerin belirlenmesinde mineral tane şekli, tane-boyut dağılımı ve çimento özelliği gösteren malzemenin miktarı önemli rol oynamaktadır. Bu makale, kapsamlı bir proje çalışmasının sonuçlarından bir bölümünü oluşturmaktadır. Bu çalışmada, kayaçların doku özellikleri ile kırılma ve öğütülme özellikleri araştırılmış ve aralarındaki ilişki istatistiksel yöntemler kullanılarak belirlenmeye çalışılmıştır.

ABSTRACT: Texture properties of rocks have a great importance in understanding of the mechanical properties of the rocks. It is important that the amount of material which behaves as cement, grain shape of mineral and grain size distribution in the determination of the mechanical properties. This paper briefly presents a part of the results of a comprehensive research study. In this study, texture, grinding and crushing characteristics of the rocks were investigated and then their relation between them were also studied by using statistical methods.

1 GİRİŞ

Kayaçlar, karmaşık heterojen kütlelerdir. Mineralojik içeriği, kayaç oluşum minerallerinin özellikleri ve kaya örgüsü yoluyla karakterize edilmektedir. Kayaçların örgü (fabric), doku (texture) ve bozunma (weathering) özelliklerinin, kayaçların mekanik özellikleri üzerinde önemli etkilere sahip olduğu düşünülmektedir. Birkaç araştırma (Howarth & Rowlands 1986; Howarth & Rowlands 1987; Ersoy & Walker 1995; Azzoni et al. 1996; Öztürk & Nasuf 2002) göstermiştir ki, tane boyutu ve yüzey alanı, aynı içeriğe sahip kayaç türlerinin mekanik özelliklerindeki farklılıkların anlaşılması için gerekli ve önemli parametrelerdir.

Doku, kayaçların mekanik özelliklerinin anlaşılmasında büyük öneme sahiptir (Ersoy & Walker 1995). Doku petrolojik anlamda mineral tanelerinin boyutu, şekli ve uzaydaki dağılımı olarak tanımlanmakta ve kayacın kökeni ve tektonik geçmişin bir ürünü olarak kabul edilmektedir. Dokular, kayaç örgülerinin gelişimi ve gelişim mekanizması hakkında bilgi verirler (Leiss et al. 2000). Ayrıca dokular anizotropik fiziki kaya özelliklerini kontrol ederler.

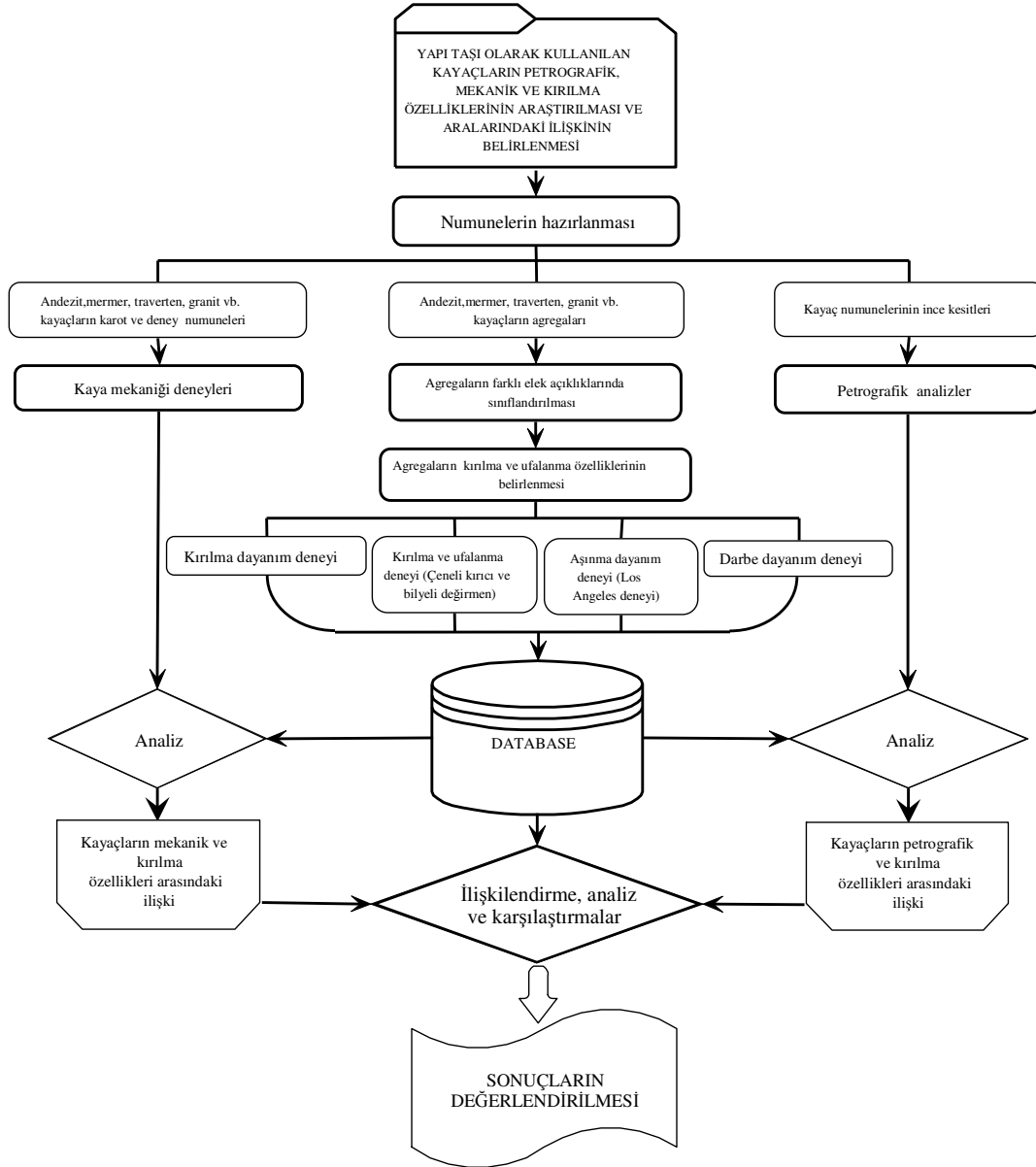
Günümüzde pek çok kayaç türü iç ve dış mekan kaplamaları, yol, kaldırım, beton agregaları vb. alanlarda yaygın olarak kullanılmaktadır. Genellikle

yapıtaşı olarak adlandırabileceğimiz bu tür kayaçların mekanik ve fiziksel özelliklerinin belirlenmesi ekonomik açıdan büyük önem taşımaktadır.

Bu çalışma, kapsamlı bir araştırmanın (Şekil 1) bir bölümünü oluşturan özet bir ön çalışmadır. Bu çalışmada, kayacın mekanik özellikleri kapsamında kayaçların doku, kırılma ve öğütülme özellikleri arasındaki ilişkinin istatistiksel yöntemler kullanılarak belirlenmesi hedeflenmiştir. Bu çalışma, bir kırma ve öğütme çalışmasından öte kayaçların doku özelliklerinin kırılma şekli ve tane boyut dağılımları üzerinde etkili bir parametre olup olmadığını araştırmaya yöneliktir.

2 KULLANILAN MALZEME ve YÖNTEMLER

Bu bölümde, çalışmalarda kullanılan kayaç örnekleri ve uygulanan yöntemler kısaca tanıtılmıştır. Ayrıca yapılan çalışmalar sonucunda, kayaç örneklerinin doku ve bazı mekanik özellikleri belirlenmiş ve sunulmuştur.



Şekil 1 Kapsamlı proje araştırmasının akım şeması

2.1 Kullanılan kayaç türleri

Bu çalışmada, ortak özellikleri olmakla birlikte yapısal ve mekanik özellikleri açısından farklılıklar içeren ve yaygın kullanıma sahip mermer, granit, traverten ve andezit olarak adlandırılan kayaç çeşitleri kullanılmıştır.

2.2 Çalışmada uygulanan yöntemler

a) Mekanik deneyler: Bu çalışmada kullanılan kayaç örneklerinin mekanik özellikleri, ISRM (1981) standartlarına uygun olarak yapılan deneyler ve değerlendirmeler sonucu belirlenmiştir.

b) Doku analiz yöntemleri: Doku analizleri için bir çok teknik ve yöntem geliştirilmiştir. Bu çalışmada, optik yöntem kullanılmıştır. Çalışma sırasında yapılan işlemler aşağıda sıralanmıştır.

- Doku analizi için kayacı tanımlayacak şekilde, her bir kayaçtan ince kesitler alınmıştır.
- Kayaç örneklerinin doku özellikleri petrografik mikroskop kullanılarak belirlenmiştir.
- Her bir numunenin mineralojik içeriği ve yüzdesi, tane boyut oranları ve dağılımı vb. özellikleri incelenmiş ve belirlenmiştir.

Numunelerin doku tanımlamasında, ortalama tane boyut indeksi (OTBI) kullanılmıştır. Numunelerin ortalama tane boyut indeksi aşağıda verilen yaklaşım kullanılarak hesaplanmıştır.

$$OTBI = \frac{1}{100} \sum_{k=1}^n P_k \quad (1)$$

OTBI: Ortalama tane boyut indeksi

P : Toplam yüzde tane boyutu

k : Sınıflandırma aralık sayısı

Ayrıca agregaların ağırlıkça tane boyut dağılımlarını tanımlamada da OTBI kullanılmış ve OTBI* olarak gösterilmiştir.

c) *Malzemenin kırılması, ufalanması ve sınıflandırılması işlemleri:* Araziden alınan blok numuneler çekiç ile kırılarak, kırıcıya beslenecek boyuta (-64+32 mm) indirilmiştir. Kırma işlemleri, laboratuvar ölçekli Sigmoid V- şekilli çeneli kırıcı (Şekil 2) kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Kırıcı çene aralığı 2 cm olarak ayarlanmıştır. Kırılan malzemelerin sınıflandırılması işlemi, 0,5 mm - 32 mm arasında sıralanmış, TS1227-1228 standartlarına uygun, farklı boyutlarda kare gözlü tel ve metal elekler kullanılarak kuru ortamda gerçekleştirilmiştir.

Öğütme deney koşulları standart S ve B tekniğine (Austin et. al. 1984) göre yapılmıştır. Deneyler; bilya şarj oranı 0.20, malzeme-bilya şarj oranı yaklaşık 0.62 ve malzeme şarj oranı 0.05 koşullarında yapılmıştır.

Öğütme işlemlerinde porselen bilyalı laboratuvar ölçekli değirmen kullanılmıştır. Her bir numuneden - 1.0+0,5 mm boyut aralığında, 200'er gr malzeme alınarak, 30'ar dakika süre ile kuru ortamda öğütülmüştür.



Şekil 2 Çeneli kırıcı ve bilyalı değirmen

d) *Şekil faktörü, hacim faktörü ve öğütülebilirlik derecesi tayin işlemleri:* Bu çalışma da, kırıcıdan çıkan tanelerin boyutları, 0-200 mm $\pm$ 0,02 mm hassasiyete sahip dijital kumpas kullanılarak

ölçülmüştür. Ölçülen boyutlar şekil ve hacim faktörlerinin hesaplanmasında kullanılmıştır. Değirmenden çıkan taneler ise 212 μ m boyutuna sahip elek kullanılarak sınıflandırılmış ve elek altına geçen miktarın yüzde oranları hesaplanarak öğütülebilirlik derecesi belirlenmiştir. Kırıcıdan çıkan tanelerin şekil ve hacim faktör değerleri Projeksiyon, boyut, Numin ve Heywood yöntemleri kullanılarak hesaplanmıştır. Projeksiyon ve Heywood yöntemlerinden elde edilen sonuçlar birbirine çok yakın olduğu için sadece Heywood yaklaşımından elde edilen sonuçlara yer verilmiştir. Bu yöntemler aşağıda kısaca tanıtılmıştır.

1. *Boyut ve numin katsayısı kullanılarak şekil ve hacim faktörü hesaplanması :* Mikroskop yöntemleri olarak da adlandırılmaktadır. Şekil ve hacim faktörü, kırılmış tanelerin boyut ve numin katsayıları kullanılarak hesaplanmıştır.

$$d_m = \frac{L_o + B_o + T_o}{3} \quad (2)$$

$$d_n = \frac{X_1 + X_2}{2} \quad (3)$$

$$2(L_o B_o + B_o T_o + L_o T_o) = f d_y^2 \quad (4)$$

$$L_o B_o T_o = k d_y^3 \quad (5)$$

L_o : Tanelerin ortalama uzunluğu (mm)

B_o : Tanelerin ortalama eni (mm)

T_o : Tanelerin ortalama kalınlığı (mm)

f : Şekil faktörü,

k : Hacim faktörü

d_m : Boyut katsayısı,

d_n : Numin katsayısı

X_1 : Üst elek açıklığı,

X_2 : Alt elek açıklığı

y : d_m veya d_n

2. *Heywood yöntemi :* Heywood (1963) tarafından geliştirilmiştir. Bu yöntemde, şekil ve hacim faktörü tayini, ölçülen tane boyutlarının oranlanması ile elde edilen uzama ve düzgünlük oranları kullanılarak hesaplanmıştır.

$$n = \frac{L_o}{B_o}, m = \frac{B_o}{T_o} \quad (6)$$

n : Uzama oranı,

m : Düzgünlük oranı

$$f(H) = 1,57(1 + \frac{n+1}{nm}), k(H) = \frac{\pi\sqrt{\pi}}{8m\sqrt{n}} \quad (7)$$

d) *İstatistik değerlendirme yöntemleri:* analizler sonucu elde edilen verileri değerlendirmek için değişim ve korelasyon katsayısı yöntemleri kullanılmıştır.

3 YAPILAN ÇALIŞMA ve ANALİZLER

Kayaçların doku özelliklerine bağlı olarak kırılma ve ufalanma özelliklerindeki değişimler, Bölüm 2’de kısaca açıklanan yöntemler kullanılarak, aşağıda 4 ana başlık altında incelenmiştir.

3.1 Mekanik deneyler ve sonuçları

Bu çalışmada kullanılan kayaçların sertlik, gözeneklilik, nem içeriği, yoğunluk ve nokta yükleme dayanımı belirlenmiş ve sonuçları Çizelge 1’de sunulmuştur.

3.2 Numunelerin petrografik analizleri

Numunelerin petrografik özellikleri, petrografik mikroskop kullanılarak analiz edilmiş ve değerlendirmeler Şekil 3 ve Çizelge 2’de ayrıntılı olarak verilmiştir.

Şekil 2’de görüldüğü gibi, çalışmalarda dört farklı kayaç türü kullanılmıştır. Bu kayaçların doku tanımlamaları, mineralojik içerikleri ve oranları önemli farklılıklar sergilemektedir. Bu homojen olmayan farklı yapılar, kayaçların mekanik davranışlarının kestirilmesini oldukça güçleştirmektedir. Bu zorluğun; daha çok mevcut teknoloji ile gözlenen ve tanımlanabilen fakat istenilen şekilde sayısallaştırılamamasından kaynaklandığı söylenebilir. Şekil 3’de numunelerin ince kesit fotoğrafları incelendiğinde magmatik ve metamorfik kayaç türlerine ait numunelerin doku özelliklerinin, sedimanter kayaç türünden oldukça farklı olduğu görülecektir. Bu durum, hesaplamalarda kullanılabilen bir özelliği belirsizliğe itmektedir. Bu özellik tane boyutlarının ölçümü ile ilgili olup tane boyut indeksi olarak tanımlanmaktadır. Numunelerin tane boyut indeksi değerleri hesaplanmış ve Çizelge 2’te verilmiştir.

Sedimanter kayaçlara ait örneklerde, Şekil 3’de ince kesit fotoğraflarında da görüldüğü gibi belirgin kristalize tane dağılımı gözlenemediği için doku tanımlaması, tane boyut aralığına ve kırılma düzlemlerine bağlı olarak yaklaşık olarak hesaplanmış ve Çizelge 2’ de verilmiştir.

Çizelge 1 Çalışmada kullanılan numune çeşitleri ve mekanik özellikleri

Numunenin Adı	d	ϕ_g (gr/cm ³)	P (%)	Nem (%)	Is ₍₅₀₎ (MPa)
Granit-AG	99,10	2,67	5,62	0,05	14,466
Granit-KR	89,30	2,81	6,76	0,12	10,084
Granit-KÇ	85,20	2,58	1,16	0,14	8,989
Mermer-A	59,90	2,73	1,83	0,01	8,006
Traverten-M	77,10	2,68	12,31	0,03	6,100
Andezit-A	76,60	2,61	20,69	1,12	12,173
Dasit-S	66,80	2,60	13,08	0,27	2,505
Bej-Y	70,20	2,88	3,47	0,13	9,454
Bej-B	80,50	2,71	1,48	0,03	8,433
Limra	58,10	2,69	11,80	0,02	4,389

d : Shore-schleroscope sertlik derecesi, Is₍₅₀₎ : Nokta yükleme dayanımı indeksi, ϕ_g : Yoğunluk, P : Toplam porozite

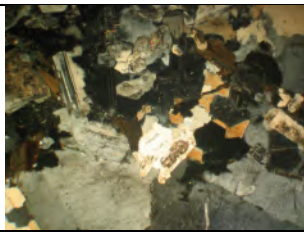
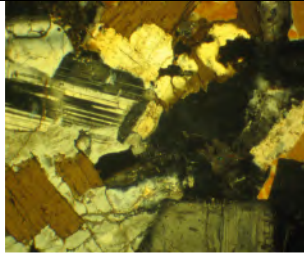
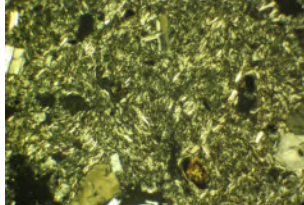
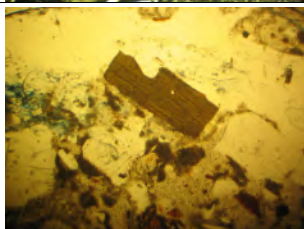
Çizelge 2 Numunelerin OTBI ve tane boyut aralığı değerleri

Kayaç türü	Numune adı	OTBI
Sokulumlu	Granit-AG	2,78
	Granit-KR	3,99
	Granit-KÇ	4,22
Volkanik	Andezit-A	0,297
	Dasit-S	0,398
Metamorfik	Mermer-A	2,50
	Bej-Y	1,89
	Bej-B	1,5
Sedimanter	Traverten-M	2,6
	Limra	0,4

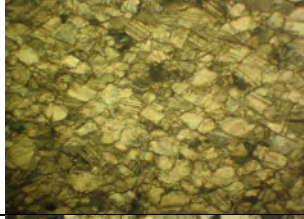
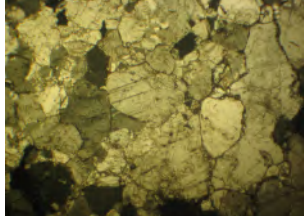
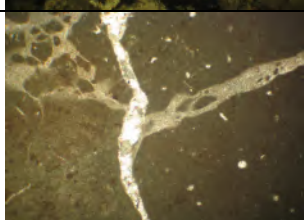
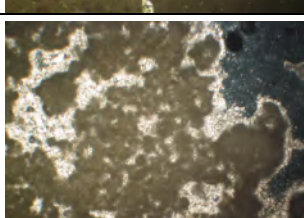
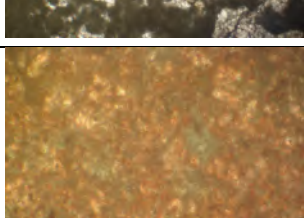
3.3 Kırılma ve öğütülme deney ve sonuçları

Kayaç parçalarının kırılabilirlik ve öğütülebilirlik derecesi, kırılma şekilleri elek analizi ve şekil ölçümleri kullanılarak belirlenmeye çalışılmıştır.

Sınıflandırılan numune tane miktarlarının ağırlık yüzde oranları hesaplanmış ve kümülatif elek altına geçen miktar ile tane boyutu arasındaki ilişki grafikleri kullanılarak, kırılan numunelerin ağırlıkça %50’sinin geçtiği elek açıklıkları (d₅₀) değerleri hesaplanmıştır. Ayrıca mineral tane boyut dağılım hesaplamalarında kullanılan formül (Eşitlik 1),

Mağmatik Kayaçlar		Sokulumlu kayaçlar		Volkanik Kayaçlar					
Granit-KR	Granit-AG	Genellikle gri, koyu gri renkli kuvars, plajiyoklas ve alkali feldispatlar gözle görülebilecek iriliktedir. Kayaca biyotit ve amfiboller koyu rengi vermektedir. Kayaç dokusu kristalleşme derecesine göre holokristalen doku, tane durumuna göre hipidyomorf dokudur. Biyotitlerde oksitleşme ve kloritleşme, plajiyoklaslarda serisitleşme ve mirmekitik doku, albit ikizli zonlu doku ve yarı özşekilli taneler, ortoklaslarda karlsbat ikizi yaygın ve özşekilsiz pertitik dokulu taneler, amfibollerde ise epidotlaşma gözlenmiştir.		Mineral adı	Granit-AG (%)	Granit-KR (%)	Granit-KÇ (%)		
				Kuvars	29	22	3		
				Plajiyoklas	31,5	34	5		
				Ortoklas	21	18	75		
	Granit-KR	Gri, yeşilimsi gri ve pembemsi gri renkli kuvars, plajiyoklas, ortoklas, amfibol ve biyotitler makroskobik olarak gözlenebilmektedir. Kayaç dokusu, kristalleşme durumuna göre holokristalen doku, tane durumuna göre porfirik dokudur. Plajiyoklaslarda serisitleşme ve karbonatlaşma, biyotitlerde oksitlenme ve kloritleşme, ortoklaslarda pertitik doku görülmektedir. Kayaçta taneseli bir fazın içinde yine bu faza ait oldukça iri taneli ortoklas ve plajiyoklas fenokristalleri görülmektedir. Bu sebeple kayaç adı granit porfir olarak tanımlanmıştır.		Amfibol	1,5	12	6		
				Biyotit	7	10	4		
				Mikroklin		3			
				Opak	3	1	2		
				Epidot	3		1		
	Granit-KÇ	Gri, açık gri renkli kuvars, alkali feldispat, plajiyoklas, amfibol ve biyotitler gözle görülmektedir. Ancak kayaçta çok yaygın olarak ortoklas mevcuttur. Kayaç dokusunda, kristalleşme durumuna göre holokristalen doku, tane durumuna göre taneseli doku gözlenmektedir. Biyotitlerde kloritleşme ve oksitleşme, ortoklaslarda pertitik dokular mevcuttur. Kayaç adı Siyenit-Alkali Siyenit olarak verilmektedir.		Sfen			1		
				Muskovit	1,5		3		
				Apatit	1,5				
Serisit				1					
Andezit -A	Kayaç içerisinde grimsi, pembe renkli boşluklu görünüme sahip plajiyoklas, amfibol fenokristalleri gözle görülebilecek durumdadır. Kayacın kristalleşme derecesine göre holokristalen doku, tane durumuna göre porfirik doku, hamur fazına göre traktitik doku, holokristalen porfirik doku gözlenmektedir. Amfibollerde apatitleşme ve kloritleşme mevcuttur. Kayaçta % 80 oranında mikrolit bulunmaktadır.		Mineral adı		Andezit-A (%)		Dasit-S (%)		
			Plajiyoklas		9		35		
			Amfibol		6		8		
			Opak		5				
	Dasit-S	Kayaç içerisinde açık pembe, bej renkli kuvars biyotit ve plajiyoklas fenokristalleri gözle görülebilecek iriliktedir. Kristalleşme derecesine göre hipokristalin doku, tane durumuna göre porfirik doku, vitrofirik porfirik doku gözlenmektedir. Biyotitlerde ve amfibollerde oksitlenme, plajiyoklaslarda zonlanma ve elek dokusu gözlenmektedir. Plajiyoklaslarda volkanik cam kapanımları görülmektedir. Volkanik camın büyük bir kısmı hidrotermal çözeltilerle tekrar kristalleşmekte ve bunun sonucunda mikron boyutunda ikincil kuvarslar oluşmaktadır.		Plajiyoklas mikrolitleri		80			
				Biyotit				12	
				Kuvars				10	
				Volkanik cam				35	

Şekil 3 Numunelerin doku ve mineralojik özelliklerinin tanımlanması ve ince kesit fotoğrafları

Metamorfik Kayaçlar	Mermer -A	Kayacın genel ismi pelojik kireçtaşıdır. Kayaç içerisinde pelojik fosiller gözlenmektedir. Matriks tamamen mikritten oluşmaktadır. İskeletsel taneler mikrit içerisinde sparitik olarak gözlenmektedir. Yer yer bu sparitik dolgular içerisinde silisleşmeler mevcuttur. Bazen çörtlüşme yaygın olarak gözlenmektedir. Ayrıca kayaç içerisinde ikincil damarlar gözlenmektedir. Damar dolgularını spari-kalsitler oluşturmaktadır. Fosil havuzları genelde aragonitten oluşmaktadır. Fakat diyajenez esnasında aragonit çözünüp yeri spari-kalsit ile dolmuştur.		Mineral adı		Mermer-A (%)		Bej-Y (%)			
				İskeletsel taneler		38					
				Mikrit		60					
	Bej-Y	Kesit içerisindeki mineraller genel olarak öz şekilsizdir. Romboedrik şekilli dolomit mineralleri ve zonlanma gözlenmiştir. Kayaç dokusu Ksenotopik mozaik dokudur. Kayaç adı dolomit olarak adlandırılmaktadır.		Opak		2					
				Dolomit				100			
Sedimanter Kayaçlar	Bej-B	Lagün ortamında çökelmiş bir kireçtaşıdır. Çökelme sırasında ortam sakinken çökelme şartlarının değişmesi sonucu küçük akıntılar zemin üzerinde kanallar meydana getirmiş ve daha sonra akıntıların meydana getirdiği ooid, intraklast, biyoklast gibi malzemeler bu kanalcıklar içerisine çökerek mikrosparitik bir çimento ile bağlanmıştır. Daha sonrada tektonik hareketlere bağlı olarak ikincil çatlakların geliştiği ve bu çatlakların kalsit ile dolgulandığı gözlenmiştir. Kayacın adı Oo-intra-bio mikrit veya Vaketaşı olarak adlandırılmaktadır.		Mineral adı		Bej –B (%)		Traverten-M (%)		Limra (%)	
				Ooid		2		6			
				İntraklast		13		24		70	
	Traverten-M	Kayaç çok sıg ve çalkantılı bir ortamda çökelmiştir. Kayaç oluşumunda alglerin rolü büyüktür (Örneğin, küçük karbonat parçacıklarını tutarak mikritik kalsitlerin oluşmasına yardımcı olurlar). Kayaç içindeki organik kısmın bozuluşmasıyla oluşan boşlukların sparitik kalsit ile dolgulandığı gözlenmektedir. Büyük boşluklar, boşluk dolgusu şeklinde dolgulanmış olmakta ve yer yer kovukların orta kısmında boşluklar kalmış veya diyajenez sonrası çözündüğü düşünülmektedir. Kayaç adı Bioinrasparit olarak adlandırılmaktadır.		İskeletsel taneler		25		24		3	
				Sparit		10		34			
				Porozite				12			
	Limra	Kayaç içerisinde 0,2-0,4 mm arasında sparitik karbonat taneleri ve yer yer mikritik taneler bulunmaktadır. Bağlayıcı madde olarak dolomit gözlenmektedir. Bu özelliklere bağlı olarak kayaç adı Dolomitik kireçtaşı olarak adlandırılmıştır.		Dolomit						22	
				Organik Materyal						5	
				Mikrit		50					

Şekil 3 Numunelerin doku ve mineralojik özelliklerinin tanımlanması ve ince kesit fotoğrafları (devam)

agregaların ağırlık yüzde oranlarına uygulanarak kırılan tanelerin ortalama tane boyut indeks değerleri hesaplanmıştır. Numunelerin öğütülebilirlik derecesi ise önceden de belirtildiği üzere 212 µm elek altına geçen miktarın yüzdesi hesaplanarak belirlenmiştir. Bu çalışmalardan elde edilen sonuçlar Çizelge 3’de özetlenmiştir.

Kırılan numunelerin şekil ve hacimlerdeki değişimleri belirlemek için önceden de belirtildiği üzere şekil ve hacim faktörü hesaplama yöntemlerinden faydalanılmıştır. Bu hesaplamalarda +16 mm üstü tanelerde şekilsel farklılıklar belirgin olarak görülmediği için -4+2 mm, -8+4 mm ve -16+8 mm elek aralıklarındaki numuneler kullanılmıştır. Hesaplama sonuçları Çizelge 4’te verilmiştir.

Çizelge 3 Numunelerin kırılma ve öğütülme değerleri

Numune Cinsi	d ₅₀	OTBI*	g (%)
Granit-AG	20,946	5,3037	38,36
Granit-KR	16,216	5,0287	40,31
Granit-KÇ	19,324	5,1147	39,25
Mermer-A	19,527	5,159	96,78
Traverten-M	16,860	4,9832	89,98
Andezit-A	18,986	5,0735	45,59
Dasit-S	14,392	4,7482	65,92
Bej-Y	18,514	5,1417	89,36
Bej-B	16,892	5,1484	38,12
Limra	18,243	5,123	100

g: Öğütülme dereceleri

Çizelge 4 Numunelerin şekil faktörü ve hacim katsayısı değerleri

Numunenin Adı	Şekil faktörü ve hacim katsayısı																	
	Elek aralığı : -4+2						Elek aralığı : -8+4						Elek aralığı : -16+8					
	Mikroskop yöntemi				Heywood yöntemi		Mikroskop yöntemi				Heywood yöntemi		Mikroskop yöntemi				Heywood yöntemi	
	f(d _m)	f(d _n)	k(d _m)	k(d _n)	f(H)	k(H)	f(d _m)	f(d _n)	k(d _m)	k(d _n)	f(H)	k(H)	f(d _m)	f(d _n)	k(d _m)	f(H)	k(H)	
Granit-AG	5,54	10,29	0,77	1,94	2,90	0,29	5,52	10,17	0,77	1,92	2,98	0,30	5,53	8,47	0,78	3,08	0,32	
Granit-KR	5,70	11,88	0,86	2,59	3,41	0,40	5,64	10,27	0,83	2,03	3,20	0,35	5,46	10,14	0,77	3,26	0,36	
Granit-KÇ	4,93	15,10	0,60	3,22	3,04	0,29	5,53	11,40	0,77	2,29	3,00	0,31	5,50	9,16	0,78	3,14	0,33	
Mermer-A	5,45	12,75	0,75	2,67	3,00	0,31	5,27	12,87	0,67	2,57	2,82	0,26	5,47	12,98	0,77	3,13	0,33	
Traverten-M	5,38	13,00	0,74	2,79	3,23	0,35	5,60	9,53	0,79	1,75	2,92	0,30	5,49	9,95	0,77	3,16	0,34	
Andezit-A	5,46	12,62	0,75	2,65	3,05	0,35	5,51	12,19	0,79	2,59	3,28	0,36	5,61	7,57	0,81	3,12	0,34	
Dasit-S	5,59	11,73	0,82	2,48	3,27	0,37	5,56	9,83	0,80	1,88	3,16	0,34	5,57	11,16	0,81	3,36	0,38	
Bej-Y	5,46	13,04	0,76	2,79	3,05	0,32	5,14	10,07	0,61	1,68	2,63	0,22	5,47	10,76	0,77	3,14	0,33	
Bej-B	4,87	13,79	0,55	2,60	2,65	0,22	5,37	10,67	0,72	2,02	2,97	0,30	5,58	8,22	0,79	2,99	0,31	
Limra	5,15	12,94	0,66	2,63	3,03	0,30	5,07	14,38	0,58	2,78	2,57	0,21	5,56	9,46	0,79	3,04	0,32	

3.4 Analiz ve değerlendirmeler

Kırılma ve ufalanma üzerinde birden çok parametrenin etkin olması dolayısıyla, değerlendirme çalışmalarında değişim katsayısı ve korelasyon gibi istatistiksel yöntemlerden yararlanılmıştır.

Numunelerin, tane boyutuna bağlı olarak şekil ve hacim faktörü değerlerindeki değişimi ve uygun yöntemi belirleyebilmek için değişim katsayısı yaklaşımından faydalanılmıştır. Bu amaçla numunelerin farklı boyutlarda ki şekil ve hacim faktörlerinin değişim katsayısı hesaplanmış ve Çizelge 5’te sunulmuştur. Çizelge 5’te boyut katsayısına ve tane boyut oranlarına göre yapılan hesaplamalar ile Numin katsayısına göre yapılan hesaplamalar arasında önemli farklılıkların olduğu görülmüştür. Numin katsayısı hesaplamalarına göre tane boyutu küçüldükçe numunelerin kırılma şekilleri birbirine benzemektedir. Ancak deney sırasındaki gözlemler ve diğer iki yöntem ile yapılan hesaplamalar bunun tam tersi şekilde geliştiğini yani

taneler irileştikçe birbirlerine benzediğini küçüldükçe farklılaştığını, göstermiştir. Bu değerlendirmeler doğrultusunda, boyut katsayısı ve boyut oranlamaları kullanılarak hesaplanan şekil ve hacim faktörü değerleri ve yayılımı daha fazla olduğu için -4+2 mm elek aralığı bu çalışma için referans elek açıklığı olarak kabul edilmiştir.

Kırma ve öğütme işlemleri, önceden de ifade edildiği gibi dört farklı kayaç türünde yapılmıştır. Kayaçların kırılma ve öğütülme özelliklerini tanımlamada etkili olan parametrelerin, kayaç türüne göre değişim katsayıları hesaplanmış ve Çizelge 6’da özetlenmiştir. Çizelge 6’da görüldüğü gibi bu parametrelerin değişim katsayıları, kayaçların bütünü dikkate alınarak ve her biri için ayrı ayrı hesaplanmış ve elde edilen sonuçlardaki farklılıklar gösterilmiştir. Değerlendirmeler değişim katsayısı değerlerindeki yayılım derecesi göz önünde bulundurularak benzerliğe ve farklılığa göre yapılmıştır. Örneğin sokulumlu kayaçlar ile metamorfik kayaçlar benzer derecede öğütülebilirken, d₅₀ parametresine göre sokulumlu

kayaçlar ile volkanik kayaçlar benzer bir dağılım sergileyerek kırılmaktadır. Bu sonuçlar; kayaçların kırılma ve öğütülme özelliklerini tanımlamada etkili olan parametrelerin kayaç türüne bağlı olarak değişebileceğini yani değerlendirmelerde her bir kayaç türünün ayrı ayrı değerlendirmenin daha tutarlı olacağını göstermektedir. Ayrıca benzer değerlendirmeler korelasyon katsayısı kullanılarak da gerçekleştirilmiştir (Çizelge 8).

Bu parametreler arasındaki ilişkiyi belirlemek için korelasyon katsayısı istatistiksel yaklaşımından yararlanılmıştır. Bu ilişkiler Çizelge 7’de ilişki matrisi şeklinde düzenlenerek sunulmuştur. Bu değerlendirmede kayaç türleri dikkate alınmamış bir bütün olarak değerlendirilmiştir. Parametreler

Çizelge 5 Farklı elek aralıklarında sınıflandırılmış agregaların şekil ve hacim faktörlerinin değişim katsayıları

Elek açıklığı	Değişim katsayıları					
	Mikroskop yöntemi				Heywood yöntemi	
	f(d _m)	f (d _n)	k (d _m)	k (d _n)	f(H)	k(H)
-4+2	4,94	9,52	12,51	11,39	6,48	14,99
-8+4	3,48	13,33	11,07	16,92	5,45	13,49
-16+8	0,92	15,42	1,91	22,55	3,18	5,83

Çizelge 6 Kayaç sınıflandırmasına bağlı olarak numunelerin fiziksel ve mekanik özellikleri tanımlayan parametrelerin değişim katsayıları

Parametreler	Değişim katsayıları										
Kayaç türleri	d	Is ₍₅₀₎	OTBI	P	g (%)	d ₅₀	f(H)	f _{dm}	k(H)	k _{dm}	OTBI*
Toplam türler	16,131	39,484	65,861	78,269	39,703	10,065	6,482	4,936	14,987	12,506	2,712
Sokulumlu	6,394	21,166	17,243	53,543	2,028	10,422	6,902	6,155	15,858	14,510	2,231
Volkanik	6,834	65,867	14,532	22,535	18,232	13,764	3,481	1,176	2,778	4,459	3,312
Metamorfik	7,917	8,293	13,895	30,943	3,986	2,663	0,826	0,092	1,587	0,662	0,168
Sedimenter	13,708	26,280	59,876	58,493	35,667	3,719	8,099	4,063	18,463	11,983	1,428

Çizelge 7 Numunelerin fiziksel ve mekanik parametreleri arasındaki ilişki matrisi (korelasyon katsayılarına bağlı olarak düzenlenmiştir)

[illegible]

Çizelge 8 Sınıflandırılan numunelerin fiziksel ve mekanik parametreleri arasındaki ilişkilerin korelasyon değerleri

	Kayaç türleri	OTBI	g	d ₅₀	OTBI*	f (H)	k (H)	f _{dm}	k _{dm}
d	S	-0,990	-0,649	0,545	0,824	-0,481	-0,230	0,578	0,450
	S+V	0,708	-0,868	0,706	0,894	-0,390	-0,451	-0,030	-0,096
	S+V+M	0,517	-0,856	0,319	0,440	-0,054	-0,110	-0,033	-0,043
Is ₍₅₀₎	S	-0,999	-0,722	0,627	0,877	-0,567	-0,327	0,493	0,358
	S+V	0,302	-0,856	0,862	0,937	-0,581	-0,420	-0,017	-0,143
	S+V+M	0,288	-0,439	0,778	0,852	-0,498	-0,353	-0,018	-0,134
P	S	-0,461	0,242	-0,365	0,019	0,434	0,657	1,000	0,988
	S+V	-0,899	0,480	-0,244	-0,375	0,078	0,448	0,430	0,373
	S+V+M	-0,771	-0,281	-0,324	-0,450	0,214	0,518	0,368	0,345
φ _g	S	-0,024	0,643	-0,737	-0,422	0,785	0,922	0,900	0,955
	S+V	0,451	-0,363	-0,181	0,150	0,561	0,557	0,632	0,669
	S+V+M	0,227	0,469	-0,018	0,263	0,190	0,193	0,439	0,439
OTBI	S	---	0,750	-0,658	-0,896	0,600	0,366	-0,457	-0,319
	S+V	---	-0,722	0,293	0,484	0,054	-0,257	-0,359	-0,302
	S+V+M	---	-0,302	0,285	0,453	0,055	-0,239	-0,359	-0,302

S : Sokulumlu, V : Volkanik, M : Metamorfik

değerlendirilmiş parametreler arasındaki ilişkilerde yoğunlaşmaktadır. Çalışmanın amacına uygun yani dokuyu tanımlayan OTBI ile öğütülme derecesi, d₅₀, OTBI*, şekil ve hacim faktörleri arasında beklenilen aksine yoğun bir ilişki gözlenememiştir. Bu durumun, önceden de belirtildiği gibi (Bkz. Çizelge 6) farklı oluşumlara dolayısıyla farklı doku özelliklerine sahip kayaçların farklı davranışlar sergilemesinden kaynaklandığı düşünülmektedir. Bu yaklaşımı tartmak amacıyla kristalize özellik gösteren kayaç türlerini dikkate alarak parametreler arasındaki ilişkiler irdelenmiş ve Çizelge 8’de verilmiştir.

Çizelge 8 incelendiğinde kayaç türüne bağlı olarak parametreler arasındaki ilişkilerdeki değişimler belirgin olarak görülmektedir. Dokuyu tanımlayan parametre OTBI ve etkilediği düşünülen parametreler arasındaki ilişkiler incelendiğinde OTBI ile kırılma ve öğütme arasında bir ilişkinin olduğu ve bu ilişkinin kayaç türü değişikçe azaldığı ve yok olduğu görülmektedir. Örneğin sokulumlu kayaçlarda OTBI ile öğütme arasında aynı yönde (tane boyutu artarken öğütülme oranı artmaktadır) uygun bir ilişki görülürken volkanik kayaçlar eklendiğinde bu ilişkinin devam ettiği ancak beklenildiği gibi ters yönlü bir ilişki görülmektedir. Metamorfik kayaçları bu analize eklediğimizde ise herhangi bir ilişkiden bahsetmek mümkün olmamaktadır. OTBI ile kırılma dağılımlarını veren parametreler arasındaki ilişkilendirmelerde de benzer durum görülmektedir. OTBI ile şekil ve hacim faktörü değerleri arasında da kayda değer bir ilişki görülmemiştir. Kayaç dokusunu oluşturan tanelerin, kırılmış numunelerin şekil faktörü (hesaplama yöntemi bazında) üzerinde önemli bir etkisinin olmadığı görülmektedir. Minerallerin uyumu ve şekli, kırılma yüzey geometrisi üzerinde

önemli rol oynamasına rağmen kayaç içerisindeki damarlar veya matriks malzemenin fazlalığı kırılma şeklini büyük ölçüde etkilemektedir. Doku tane boyutlarının kırılmış numune tanelerinin geometrisi yani pürüzlülüğü üzerinde önemli bir etkisinin olduğu yapılan çalışmalarla (Unal & Unver, 2002) belirlenmiştir. Ölçülen tane boyutu küçülse de bu durumun çok fazla değişmeyeceği öğütülme analizleri değerlendirildiğinde görülecektir. Korelasyon analizleri, şekil ve hacim faktörü üzerinde gözenekliliğin ve yoğunluğun daha etkin olduğunu göstermiştir.

Ayrıca numunelerin bazı mekanik özellikleri ile kırılma ve öğütülme parametreleri arasındaki ilişkiler incelenmiş (Çizelge 7) kayaç türüne bağlı benzer değişimler gözlenmiştir.

Numunelerin mineral içeriklerinin kayaç örneklerinin kırılma ve öğütülme özellikleri üzerindeki etkisi mineral oranları ve minerallerin özellikleri göz önünde bulundurularak değerlendirilmiş fakat belirgin bir etkileşim gözlenememiştir. Örneğin kuvars içeren numunelerin daha az ve zor öğütülebileceği düşünülmektedir. Granit-KR, granit-KÇ’den daha fazla oranda kuvars içermesine rağmen daha fazla öğütülmüştür. Kuvars kırma ve öğütme sırasında ekipmanları daha fazla zorlayabilir daha fazla aşındırabilir ama numunelerin kırılma tane boyut dağılımını ve öğütülme oranını etkileyememiştir. Bununla beraber minerallerin kristal yapıları tane yüzey pürüzlülüğü üzerinde etkili olmasına rağmen kırılma şekilleri ve öğütülme oranlarını pek etkilememektedir.

4 SONUÇLAR

Yapılan bütün çalışma ve analizlere literatür bilgilerini de ekleyerek birlikte bir değerlendirme yapıldığında, kayaçların dokusal özellikleri ile mekanik ve fiziksel özellikleri arasında bir ilişkinin varlığı söz konusudur. Ancak bu bildiri kapsamında çalışılan konunun tam olarak tamamlanamaması nedeniyle elde edilen verilerden kesin sonuçlar elde etmek mümkün olmamıştır. Mevcut veri ve değerlendirmelere dayanarak bazı çıkarsamalar yapılmıştır. Bunlar aşağıda sıralanmıştır:

- Kayaç dokusunun şekil ve hacim faktörü üzerinde önemli bir etkisinin olmadığı ya da baskın bir etken olmadığı görülmüştür. Yoğunluk ve gözenekliliğin baskın etkenlerden olduğu belirlenmiştir.
- Kayaç dokusunun kayaçların kırılma ve öğütülme oranı üzerinde bir etkisinin olduğu aynı oluşuma sahip numuneler bazında belirlenmiştir. Fakat bir bütün olarak değerlendirildiğinde bu durumun değiştiği gözlenmiştir.
- Numunelerin mineral içeriklerinin, kırıcıdan çıkan tanelerin boyut dağılımları ve öğütülme oranları üzerinde baskın bir etkisinin olmadığı görülmüştür.
- Kırılan kayaç taneler irileştikçe birbirine daha çok benzemekte küçüldükçe farklılaşmaktadır.
- Kayaçların mekanik özellikleri ile kayaçların fiziksel özellikleri arasındaki ilişkinin, kayaçların doku özellikleri ile fiziksel özellikleri arasındaki ilişkiden daha yoğun olduğu belirlenmiştir.
- Kayaçların kırılma ve öğütülme özellikleri üzerinde etkili olan pek çok parametrenin bulunduğu fakat bu parametrelerin etkinlik derecelerini kesin olarak belirlemenin, kayaçların heterojen bir yapı sergilemeleri nedeniyle mümkün olmadığı görülmüştür.

TEŞEKKÜR

Yazarlar; öğütme analizlerinin yapılmasındaki yardımlarından dolayı Dr. Alper Özkan'a teşekkür eder.

KAYNAKLAR

- Austin L.G., Klimpel R.R. & Luckie P.T., 1984. *Process Engineering of Size Reduction: Ball Milling*, SME-AIME, New York, USA.
- Azzoni A., Bailo F., Rodena E. & Zaninetti, A. 1996. Assessment of texture coefficient for different rock types and correlation with uniaxial compressive strength and rock weathering, *Rock Mech. Rock Eng.*, 29(1), 39-46.
- Ersoy A. & Waller M. D. 1995. Textural characterisation of rocks. *Engineering Geology*, 39: 123-136.
- Howarth D.F. & Rowlands J.C. 1986. Development of an index to quantify rock texture for qualitative assessment of intact rock properties, *Geotechnical Testing J.* 9(4): 169-179.
- Howarth D.F. & Rowlands J.C. 1987. Quantitative assesment of rock texture and correlation with drillability and strength properties. *Rock Mech. Rock Eng.* 20: 57-85.
- Leiss B. Ullemeyer K. & Weber, K. 2000. Introduction to the special issue: Textures and physical properties of rocks, *Journal of Structural Geology*, 1527-1529.
- Öztürk C.A. & Nasuf E. 2002. Farklı yükleme koşullarında kayaçların dokusal özelliklerinin incelenmesi, *ROCKMEC'2002-VIth Regional Rock Mechanics Symposium, 2002, Konya, Türkiye*, 147-153.
- Unal M & Unver B, 2002. An Appraisal of the Relationship Between Discontinuity Surface Roughness and Grain Size, *ROCKMEC'2002-VIth Regional Rock Mechanics Symposium, 2002, Konya, Türkiye*, 101-109.

Donma-çözülme sürecinin Ankara ignimbiritinin jeomekanik özellikleri üzerine etkisinin doğal ve laboratuvar ortamında karşılaştırmalı olarak incelenmesi

Comparative investigation of the effects of freezing and thawing process on geomechanical properties of Ankara ignimbrite under laboratory and field conditions

A. Binal, K.E. Kasapoğlu & Ç. Seğmenoğlu

Hacettepe Üniversitesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü 06532 Beytepe Ankara

ÖZET: Günümüze kadar yapılan birçok araştırmada, laboratuvaradaki donma-çözülme deneyleri ile arazide yapılan gözlemler arasında bir ilişki kurulmaya çalışılmıştır. Bundan amaç, inşaat malzemesi olarak kullanılacak olan kayaların donma ve çözülme etkisine karşı dayanıklı kalma süresinin tahmin edilmeye çalışılmasıdır. Varolan donma karşı duraylılık tayin yöntemlerinin uygulamaları, standarttan standartta, araştırmacıdan araştırmacıya farklılık göstermekte ve her deney uygulamasında farklı sonuçlar elde edilmektedir. Bu çalışmada ise, atmosferik etkiler altında donma-çözölmeye uğramış Ankara ignimbiriti karot örneklerinin jeomekanik parametrelerindeki değişimler ile laboratuvarda donma-çözölme deneyi uygulanmış örneklerin jeomekanik parametrelerindeki değişimler karşılaştırılmıştır.

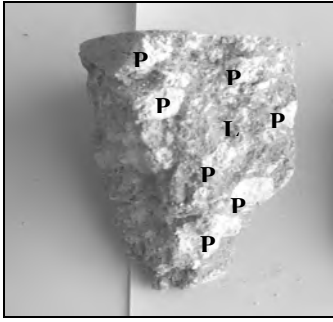
ABSTRACT: The correlation between freeze-thaw tests carried out in the laboratory and the tests carried out on samples obtained from rocks exposed to field conditions has long been an interest for researchers in order to predict the time-dependent stability or performance of rocks as a building material. The existing test methods related to freezing and thawing provide discrete results among to each other. In this study, the effects of freezing a thawing process on geomechanical properties of Ankara ignimbrites were investigated by carrying out tests on cores obtained from field and on cores subjected to freezing and thawing cycles. The results were compared in terms of geomechanical properties.

1 GİRİŞ

İgnimbiritler, gözenekli yapısı, hafif olma özelliği ve kolay işlenebilirliği nedeniyle inşaat alanında doğal yapı malzemesi olma özelliğini geçmişte de günümüzde de önemini korumuş ve korumaktadır. Türkiye'de de ignimbiritlerin fiziksel ve mekanik özellikleri üzerine birçok çalışma yeralmaktadır. Bu çalışmalara birkaç örnek verecek olursak; Binal vd. (1997; 1998), Topal & Sözman (2000) Eskişehir-Yazılıkaya köyü civarında yer alan ignimbiritler içinde açılmış tarihi eserlerin fiziksel ayrışmadan etkilenmesinin incelenmesi, Binal & Kasapoğlu (2002a; 2002b) Aksaray-Ihlara vadisinde yüzeylenen Selime ignimbiritinin jeomekanik özelliklerinin donma-çözölme sürecinden etkilenmesinin araştırılması, Topal & Doyuran (1994; 1997) Kapadokya bölgesinde, peribacalarının oluşumu ve ignimbiritlerin ayrışmasının araştırılması, Aşkın (1995) Ankara tüflerinin ayrışma ve mukavemet özelliklerinin araştırılması. Bu çalışmada ise, Ankara ignimbiritinin atmosferik etkiler altında kış ayları boyunca fiziksel ve mekanik parametrelerinin değişimi incelenmiştir. Elde edilen

veriler, laboratuvarda uygulanan donma-çözölme deneyleri sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Bundan amaç, ASTM D 5312 standartına uygun gerçekleştirilen donma çözölme deneylerinin, doğal ortamda donma-çözölmeye uğrayan kayacın fiziksel ve mekanik parametrelerinin değişimini ne oranda temsil ettiğini belirlemektir.

Mamak formasyonuna dahil olan Ankara ignimbiriti (Akyürek vd. 1984) bol gözenekli ve kırılğan bir yapıya sahiptir. İnceleme alanı içinde taze yüzeyi pembemsi beyaz renkte, bozunmuş yüzeyi açık pembe renkte gözlemlenmektedir. İnce kesit incelemelerinde, ignimbiritin hamurunu çoğunlukla volkan camının oluşturduğu belirlenmiştir. İgnimbiritin mineral bileşenlerini, plajiyoklaz, kuvars, hornblend ve eser miktarda biyotit, piroksen ve opak mineralleri oluşturmaktadır. Volkanik kökenli litik parçacıklar ve pomza, ignimbirit içerisinde bol miktarda bulunmaktadır (Şekil 1). Pomzaların genellikle yuvarlak ve ovalimsi şekilde izlenmesi, ignimbiritin ilk yerleşme sıcaklığının ve gaz oranının düşük olduğunu göstermektedir.



Şekil 1 Ankara ignimbiritinin makroskopik görüntüsü (P: Pomza, L: Litik parça)

Ankara ignimbiriti, Ankara civarında yüzeylenen diğer kaya türlerine göre daha fazla gözenek içermesi ve zayıf dayanımlı bir bağlayıcı malzemeye sahip olması nedeni ile atmosferik etkilerden diğer kaya türlerine göre daha kısa sürede ve daha fazla oranda etkilenmektedir. Yukarıda belirtilen özelliklerinden ve doğal ortamda meydana gelecek olan fiziksel bozunmanın bir veya iki yıl gibi kısa bir sürede gözlemlenmek istenmesinden dolayı deneyler için Ankara ignimbiriti seçilmiştir.

2 SAHA ÇALIŞMALARI

Saha çalışmaları, örnekleme, inceleme tankının yerleştirilmesi ve yerinde gözlemler olmak üzere üç aşamadan oluşmaktadır.

2.1 Örnekleme

Taze kaya blok örnekleri, Ankara şehir merkezinde yeralan Topraklık semti içindeki Aktepe civarında yüzeylenen ignimbiritlerden alınmıştır (Şekil 2).



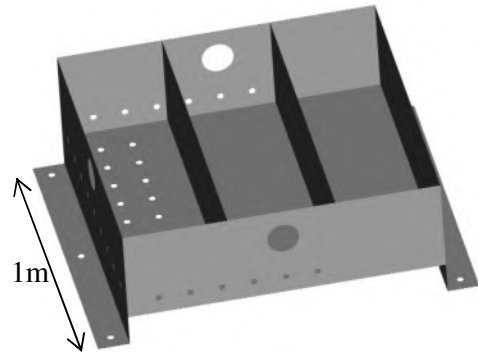
Şekil 2 Ankara ili şehir merkezi içinde Ankara ignimbiriti örnekleme alanının yeri

Örneklemenin buradan yapılmasının nedeni, örnek alım yerinin şehir merkezi içinde olması ve

örneklemenin yapıldığı yerdeki ignimbiritlerin yüksek gözenekliliğe ve pomza içeriğine sahip olmasıdır.

2.2 İnceleme tankının yerleştirilmesi ve yerinde gözlemler

Donma-çözülmenin Ankara ignimbiriti üzerindeki etkisini değişik drenaj koşullarında incelemek amacı ile özel bir tank tasarlanmıştır. Paslanmaz çelikten imal edilen tank 1 m² taban alanına sahiptir. Tank içinde değişik drenaj koşullarının sağlanabileceği üç farklı bölme bulunmaktadır. Bölmelerden ilkinde tabanda ve yan çeperlerde su drenajının sağlanabileceği 1 cm çaplı delikler bulunmaktadır. Orta bölmede ise, sadece yan çeperlerde delikler mevcuttur. Yan çeperlerdeki deliklerin tabandan yüksekliği 5.5 cm tutulmuştur. Bundan amaç, karot örneği dik konumda tank içine yerleştirildiğinde kısmen doygunluğa ulaşmasının sağlanmasıdır. Son bölmede ise tabanda ve yan çeperlerde su drenaj deliği bulunmamaktadır (Şekil 3).



Şekil 3 Doğal ortamda kayalar üzerindeki donma-çözülmenin incelenmesi için özel olarak geliştirilmiş paslanmaz çelikten tank

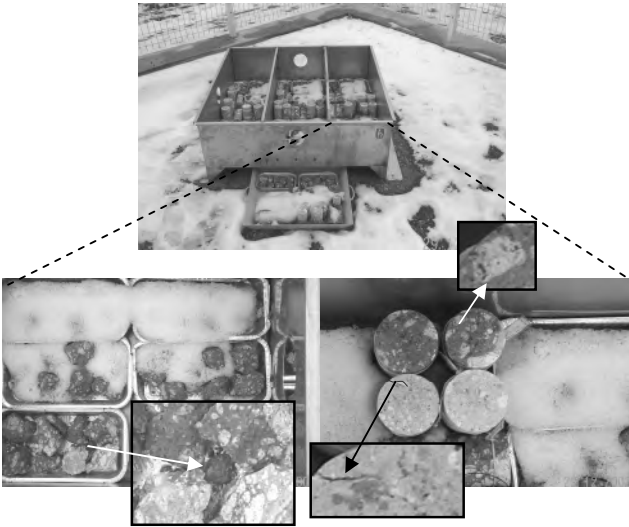
Özel olarak hazırlanan bu tank atmosferik etkilere karşı tamamen açık bir yer olan Ankara meteoroloji rasat istasyonu içine yerleştirilmiştir (1 Kasım 2002) (Şekil 4).

Tankın her bölümüne 10 adet NX çaplı karot ve 4 adet suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi deneyi örnekleri konulmuştur. Bir yıl içinde sıcaklığın sıfırın altına indiği aylar (kasım, aralık, ocak, şubat ve mart) boyunca karotların yüzeylerinde donma-çözülme sonucu meydana gelen fiziksel bozunma görsel olarak incelenmiştir.



Şekil 4 Ankara meteoroloji istasyonu içine yerleştirilen donma-çözülme inceleme tankı ve deney örnekleri

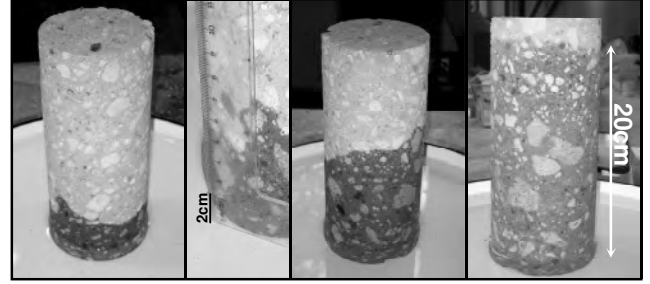
Yerinde yapılan incelemelerde, donma-çözülme nedeni ile ilk önce pomza taneleri yüzeylerinde dağılmanın meydana geldiği ve daha sonra da matrikste kırık ve çatlak gelişimlerinin olduğu görülmüştür (Şekil 5).



Şekil 5 Bir yıl süresince kış aylarında su drenajına izin verilmeyen bölmeye yerleştirilen suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi deney örneklerinde görülen parçalanmalar, dökülmeler ve karotlarda görülen çatlak gelişimleri ve pomzalardaki dağılmalar

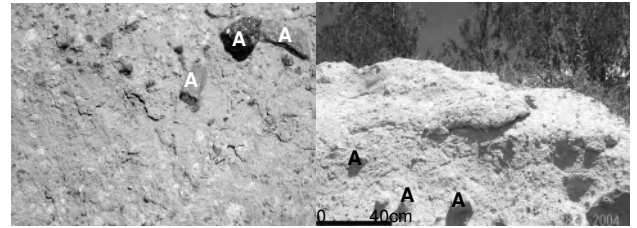
Su drenajına izin verilmeyen bölmede örneklerin yağışlar sonucu tamamen doymun hale geçtiği, kısmen su drenajına izin verilen bölmede ise örneklerin su yüzeyi üstünde kalan kısımlarının dış yüzeyleri boyunca doymun oldukları gözlenmiştir. Ankara ignimbiritinin yüksek oranda gözenekli bir yapıya sahip olmasından dolayı kılcal su çekim kuvveti çok yüksektir. Bu nedenle ortamda çok düşük oranda su bulunsu bile Ankara ignimbiritinin dış yüzeyi doymun hale geçebilmektedir.

Laboratuvarda, Ankara ignimbiritinin dış yüzeyleri boyunca kılcal suyun yükselişi belirlenmeye çalışılmıştır. Bu amaçla, 15 cm çapında ve 25 cm yüksekliğindeki Ankara ignimbiriti karot örneği, 2 cm derinlikte su içeren bir kap içine yerleştirilmiş ve düzenli olarak örnek yüzeyi boyunca suyun yükselmesi milimetre hassasiyetindeki cetvel ile ölçülmüştür. Beş gün içinde kılcal su örnek yüzeyi boyunca su yüzeyinden itibaren 20 cm yükselmiştir (Şekil 6).



Şekil 6 Ankara ignimbiriti karot örneğinin yanal yüzeyi boyunca kılcal suyun yükselmesi

Blok örneklerinin alındığı yerde ve inceleme tankında yapılan gözlemlerde, kış aylarında yüzey suyu ile kısmen doymun hale geçen Ankara ignimbiritinin dış yüzeyinde donma-çözülme sonucu pul pul dökülmeler ve kavraklanmalar meydana geldiği gözlemlenmiştir (Şekil 7). Dış etkilere karşı duraylılığı az olan matriks malzemesinin bozunma sonucu parçalanması, dökülmesi ve kavraklanması nedeniyle ignimbirit dış yüzeyinde litik parçaların (andezit vb.) mostra verdiği görülmüştür.



Şekil 7 Kış ayları sonunda Ankara ignimbiriti yüzeyinde görülen pul pul dökülmeler ve kavraklanmalar (A: andezit)

3 LABORATUVAR ÇALIŞMALARI

Laboratuvar çalışmalarında, ilk önce taze bloklardan alınmış Ankara ignimbiriti örneklerinin fiziksel ve mekanik parametreleri belirlenmiştir. Daha sonra, donma-çözülmenin, Ankara ignimbiritinin görünür gözeneklilik, ağırlıkça su emme, ağırlık kaybı, suda

dağılmaya karşı duraylılık indeksi ve tek eksenli sıkışma dayanımı parametreleri üzerinde neden olduğu değişimleri belirleyebilmek için hem laboratuvar da donma-çözülme deneyleri yapılmış hemde doğal ortamda kış ayları boyunca örneklerin donma-çözölmeye uğraması sağlanmıştır.

Laboratuvar da uygulanan donma-çözölme deneyleri sırasında, 29 adet NX karot örnek ve suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi deneyi için de 20 adet 400-500 g'lık örnek kullanılmıştır. Donma-çözölme deneyleri, $\pm 100^{\circ}\text{C}$ kapasiteli, soğutma ve ısıtma sisteminde, ASTM (D5312-92)' ye uygun olarak yapılmış ve örnekler -18°C 'de 16 saat, $+32^{\circ}\text{C}$ 'de 8 saat tutulmuştur. Donma-çözölme sayısı, ASTM (D5312-92)'de belirtilen esaslara bağlı kalınarak, Türkiye için geliştirilen donma-çözölme haritasından 20 olarak belirlenmiştir (Binal vd. 1997). Her 5 donma-çözölme çevrimi sonunda, örnekler soğutma-ısıtma cihazından çıkarılarak deneylere tabi tutulmuştur. Örneklerin fiziksel ve mekanik parametrelerindeki değişimler aşağıda verilen eşitlikle oransal olarak değerlendirilmiştir.

$$DO\% = (P_n/P_f) \times 100 \quad (1)$$

Burada;

DO% : Yüzde olarak değişim oranı

P_n : n. donma-çözölme çevrimi sonunda belirlenen fiziksel veya mekanik parametre değeri

P_f : Taze örneğe ait fiziksel veya mekanik parametre değeri

Donma-çözölme çevrimleri sonrası Ankara ignimbiritinin fiziksel ve mekanik parametrelerindeki değişimlerle, donma-çözölme çevrim sayıları arasındaki ilişki regresyon analizleri incelenmiştir.

3.1 Görünür gözeneklilik, ağırlıkça su emme ve ağırlık kaybı

Gözenekli bir yapıya sahip ignimbiritler, içlerinde barındırdıkları nemi kaybettiklerinde dayanım

kazanmaktadırlar. Bunun tam zıt davranışı olarak ta, ignimbiritlerin nem içeriği değerleri arttıkça dayanımları da azalmaktadır (Aydan vd. 1999).

Ankara ignimbiriti bol oranda pomza içeriğine sahip olmasından dolayı, pomzaların yapısında meydana gelen değişimler Ankara ignimbiritinin fiziksel ve mekanik parametrelerinin değişiminde önemli rol oynamaktadır. Hem arazide hem laboratuvar da yapılan gözlemlerde Ankara ignimbiritinde donma-çözölme etkisiyle ilk önce pomzalarda dağılmaların başladığı ve daha sonra pomzaya göre daha az gözenekli yapıya sahip olan matrikste pul pul dökölmelerin, kırık ve çatlak gelişimlerinin meydana geldiği gözlemlenmiştir. Ankara ignimbiritinin, görünür gözeneklilik ve ağırlıkça su emme değerleri, ISRM (1981) ve TSE (1978) standartlarına uygun olarak deneylerle belirlenmiştir. Her beş donma-çözölme çevriminden sonra örneklerin görünür gözeneklilik, ağırlıkça su emme ve ağırlık kaybı değerlerindeki değişimler Eşitlik 1'e göre normalize edilerek Şekil 8'de sunulmuştur. Görünür gözeneklilik, ağırlıkça su emme ve ağırlık kaybı değerlerinde, 10. donma-çözölme çevriminden sonra, makro çatlak sayının artışına bağlı olarak bir artış olduğu belirlenmiştir. Görünür gözeneklilik, ağırlıkça su emme ve ağırlık kaybı değişim değerleri (Çiz. 1) ile donma-çözölme çevrim sayıları arasında %95 güvenlik aralığında, doğrusal, geometrik, üssel ve logaritmik fonksiyonlarla regresyon analizleri yapılmış ve determinasyon katsayıları ile elde edilen regresyon eşitlikleri Çiz. 2'de verilmiştir. Regresyon analizleri sonucu donma-çözölme çevrim sayılarına karşı görünür gözeneklilik, ağırlıkça su emme ve ağırlık kaybı değişim değerlerinin en iyi üstsel regresyon ile tanımlanabildiğine, determinasyon katsayılarının (r^2) 1'e yakınlık derecesine göre karar verilmiştir.

Çizelge 1 Ankara ignimbiritinin taze kayaç ve her 5 donma-çözölme çevrimden sonra belirlenen görünür gözeneklilik (n%), ağırlıkça su emme ($A_s\%$) ve ağırlık kaybı ($A_k\%$) değerlerinin istatistiksel değerlendirmesi

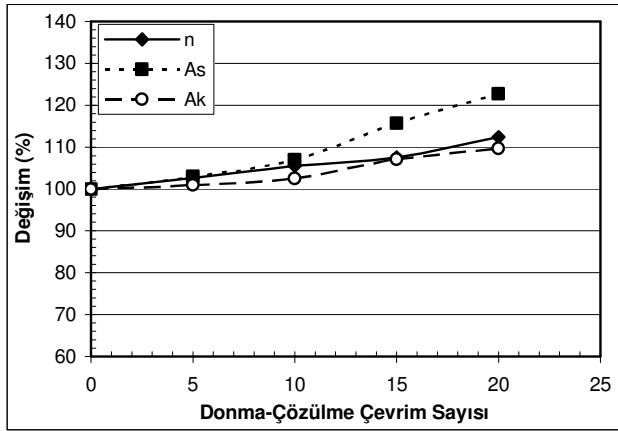
Donma-Çözölme Çevrim Sayısı	Görünür Gözeneklilik (n%)							Ağırlıkça Su Emme ($A_s\%$)							Ağırlık Kaybı
	En düşük	En yüksek	$\bar{X}$	S_d	S_e	Δn (%)	N	En düşük	En yüksek	$\bar{X}$	S_d	S_e	ΔA_s (%)	N	ΔA_k (%)
Taze Kayaç	18.75	27.89	23.60	2.17	0.40	-	29	11.01	17.49	14.53	1.50	0.28	-	29	-
5	23.38	26.45	24.48	1.22	0.50	2.67	6	15.12	16.40	14.43	0.81	0.33	2.99	6	0.90
10	21.60	26.81	24.37	1.90	0.77	5.45	6	13.56	17.87	15.11	1.79	0.73	6.88	6	2.53
15	22.52	30.23	25.37	2.73	1.12	7.44	6	15.98	19.02	16.92	1.11	0.45	15.63	6	7.03
20	20.39	30.79	26.75	4.45	1.82	12.32	6	13.02	21.20	18.02	3.43	1.40	22.69	6	9.62

Aritmetik ortalama; S_d : Standart sapma; S_e :Standart hata; Δn : Görünür gözeneklilik değerlerindeki % değişim; ΔA_s : Ağırlıkça su emme değerlerindeki % değişim; ΔA_k :Ağırlık kaybı değerlerindeki % değişim; N:Örnek Sayısı

Çizelge 2 Donma-çözülme çevrim sayısına karşın, görünür gözeneklilik (n), ağırlıkça su emme (A_s) ve ağırlık kaybı (A_k) değerlerindeki değişimlerin regresyon analiz sonuçları

Parametre	Doğrusal	Geometrik	Logaritmik	Üstsel
n (%)	$\Delta n = 0.59D\check{C} + 99.7$ $r^2 = 0.98$	$\Delta n = 105.4D\check{C}^{0.0063}$ $r^2 = 0.55$	$\Delta n = 0.66\ln(D\check{C}) + 105.5$ $r^2 = 0.53$	$\Delta n = 99.79e^{0.0056D\check{C}}$ $r^2 = 0.98$
A _s (%)	$\Delta A_s = 1.16D\check{C} + 98.04$ $r^2 = 0.96$	$\Delta A_s = 109.23D\check{C}^{0.0107}$ $r^2 = 0.44$	$\Delta A_s = 1.17\ln(D\check{C}) + 109.54$ $r^2 = 0.42$	$\Delta A_s = 98.43e^{0.0105D\check{C}}$ $r^2 = 0.97$
A _k (%)	$\Delta A_k = 0.51D\check{C} + 98.94$ $r^2 = 0.94$	$\Delta A_k = 103.91D\check{C}^{0.0047}$ $r^2 = 0.39$	$\Delta A_k = 0.49\ln(D\check{C}) + 103.98$ $r^2 = 0.38$	$\Delta A_k = 99.03e^{0.0049D\check{C}}$ $r^2 = 0.94$

r²: Determinasyon katsayısı



Şekil 8 Donma-çözülme çevrim sayısına karşı görünür gözeneklilik (n), ağırlıkça su emme (A_s) ve ağırlık kaybı (A_k) değerlerinin değişimi

Kış ayları sonunda inceleme tankından alınan karot örnekleri üzerinde laboratuvarda uygulanan deneyler sonucu görünür gözeneklilik ve ağırlıkça su emme değerlerinde, su drenajına izin verilen bölmedeki örnekler için ortalama %2.17 ile %3.01 artış ve %1.99 ağırlık kaybı, su drenajına kısmen izin verilen bölmedeki örnekler için ortalama %5.25 ile %6.38 artış ve %2.03 ağırlık kaybı ve su drenajına izin verilmeyen bölmedeki örnekler için ise ortalama %5.84 ile %6.55 artış ve %2.36 ağırlık kaybı meydana geldiği belirlenmiştir (Çiz.3). Atmosferik etkiler altında su drenajına izin verilmeyen bölmede

donma-çözölmeye uğrayan Ankara ignimbiriti karot örneklerinin fiziksel parametrelerindeki değişimlerin laboratuvarda uygulanan 10 donma-çözölme çevrimi sonucu örneklerin fiziksel parametrelerinde meydana gelen değişimlerle değer olarak yakın olduğu kanısına varılmıştır.

3.2 Suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi

Kayaçların duraylılıkları kavlaklanmayla, aşınmayla, çözünmeyle, hidrasyonla, oksidasyonla ve diğer süreçlerle değişmektedir. Franklin & Chandra (1972) tarafından geliştirilen suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi deneyi kayaçların duraylılık sınıflamasında kullanılan önemli deney yöntemlerinden biridir.

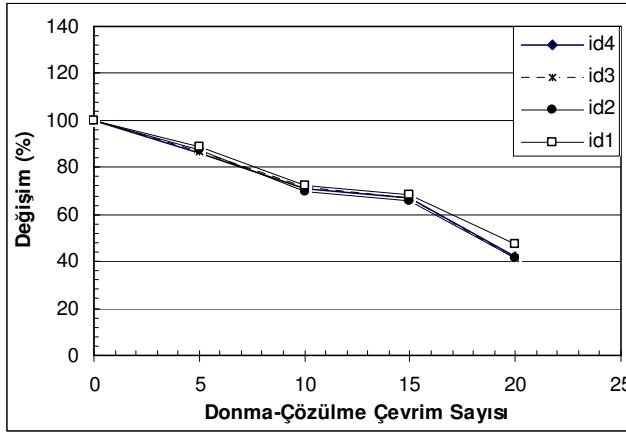
Donma-çözölme sürecinin Ankara ignimbiritinin suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi değerleri üzerindeki etkisini belirlemek amacıyla arazide kış ayları boyunca donma-çözölmeye uğrayan örnekler üzerinde ve laboratuvarda donma-çözölme deneylerine tabi tutulan örnekler üzerinde dört çevrim suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi deneyleri gerçekleştirilmiştir (Çiz. 4). Elde edilen sonuçlar eşitlik 1'e göre normalize edilerek donma-çözölme sonucu suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi değerlerinde meydana gelen azalmalar saptanmıştır (Şekil 9).

Çizelge 3 Kış ayları sonunda inceleme tankı içindeki Ankara ignimbiriti karot örneklerinin görünür gözeneklilik (n), ağırlıkça su emme (A_s) ve ağırlık kaybı (A_k) değerleri

	Görünür Gözeneklilik (n,%)								Ağırlıkça Su Emme (A _s ,%)						Ağırlık Kaybı (A _k ,%)
	En düşük	En yüksek	$\bar{X}$	S _d	S _e	Δn (%)	N	En düşük	En yüksek	$\bar{X}$	S _d	S _e	ΔA_s (%)	N	
1.Bölme (Drenaja İzin Verilen Bölme)	22.72	27.16	25.22	1.40	0.44	2.17	10	13.79	17.51	16.00	1.16	0.37	3.01	10	1.99
2.Bölme (Drenaja Kısmen İzin Verilen Bölme)	24.00	27.53	25.69	1.09	0.34	5.25	10	14.09	17.75	16.03	1.10	0.35	6.38	10	2.03
3.Bölme (Drenaja İzin Verilmeyen Bölme)	24.55	27.32	26.22	0.81	0.26	5.84	10	14.84	17.36	16.42	0.74	0.23	6.55	10	2.36

Çizelge 4 Donma-çözülme deneyleri sonrası suda dağılmaya karşı duraylılık indeks değerlerindeki değişim

Donma-Çözülme Çevrim Sayısı	Suda Dağılmaya Karşı Duraylılık İndeksi (Id %)								N
	Id ₁	Id ₂	Id ₃	Id ₄	ΔId ₁ (%)	ΔId ₂ (%)	ΔId ₃ (%)	ΔId ₄ (%)	
Taze Kayaç	95.9	92.7	89.9	87.1	-	-	-	-	4
5	75.1	69.8	66.1	62.5	11.5	13.3	14.6	16.0	4
10	68.2	61.9	62.1	58.0	27.7	30.9	28.6	31.0	4
15	61.1	55.6	52.8	50.9	33.8	38.9	38.5	40.0	4
20	43.2	33.8	31.2	29.2	54.9	63.5	65.3	66.4	4



Şekil 9 Donma-çözülme çevrim sayısına karşı suda dağılmaya karşı duraylılık indeks değerlerindeki (Id₁), (Id₂), (Id₃), (Id₄) değişim

İnceleme tankında kasım, aralık, ocak, şubat ve mart aylarında atmosferik etkilere açık bir ortamda donma-çözölmeye uğrayan suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi deney örneklerinin laboratuvar da deneyleri gerçekleştirilmiştir.

İnceleme tankında alınan örneklerin suda dağılmaya karşı duraylılık indeks değerleri, taze kayacın değerleri ile karşılaştırıldığında, en fazla değişimin su drenajına izin verilmeyen bölmedeki örneklerde meydana geldiği görölmüştür (Çiz. 5).

Atmosferik etkiler altında su drenajına izin verilmeyen bölmede donma-çözölmeye uğrayan

Ankara ignimbiriti örneklerinin suda dağılmaya karşı duraylılık indeks değerlerindeki değişimlerin laboratuvar da 10 donma-çözölmeye çevrimine tabi tutulan örneklerin suda dağılmaya karşı duraylılık indeks değerlerinde meydana gelen değişimlerle değer olarak yakın olduğu kanısına varılmıştır.

3.3 Tek eksenli sıkışma dayanımı

Ankara ignimbiritinin boşluklarındaki suyun donma ve çözölmesi ile mikro ve makro çatlaklar gelişmekte ve buna paralel olarak kayacın bağlayıcı malzemesinin dayanımı düşmektedir.

Hem doğal ortamda hem de laboratuvar ortamında donma çözölmeye Ankara ignimbiritinin tek eksenli sıkışma dayanımı üzerindeki etkisini belirlemek amacıyla, sıcaklığın sıfır altına indiği aylarda inceleme tankı içinde donma-çözölmeye uğramış karot örnekleri üzerinde ve aynı zamanda laboratuvar da donma-çözölmeye deneylerine tabi tutulmuş örnekler üzerinde, ISRM (1981) standardında belirtilen hususlara uygun olarak dayanım deneyleri gerçekleştirilmiştir (Çiz. 6).

Laboratuvar da donma-çözölmeye deneyleri uygulanan örneklerin tek eksenli sıkışma dayanımı değerlerinin donma-çözölmeye çevrim sayısına göre değişimi eşitlik 1'e göre normalize edilmiş (Şekil 10) ve normalize edilen değerler regresyon analizleri ile değerlendirilmiştir (Çiz. 7). Donma-çözölmeye çevrim sayısı ile, Ankara ignimbiritinin tek eksenli sıkışma dayanımı değerleri arasındaki en iyi ilişkinin doğrusal regresyonla tanımlanabileceğine determinasyon katsayılarının (r^2) 1'e yakınlık derecesine bakılarak karar verilmiştir (Çiz. 7).

10 donma-çözölmeye çevriminden sonra kırık ve çatlak gelişiminin artması nedeniyle Ankara ignimbiritinin tek eksenli sıkışma dayanımı değerlerinde ani bir azalmanın meydana geldiği saptanmıştır (Şekil 10).

Çizelge 5 Atmosferik etkiler altında bir sene içinde kasım, aralık, ocak, şubat ve mart ayları boyunca donma-çözölmeye uğrayan örneklerin suda dağılmaya karşı duraylılık değerlerindeki değişim

	Suda Dağılmaya Karşı Duraylılık (Id %)								N
	Id ₁	Id ₂	Id ₃	Id ₄	ΔId ₁ (%)	ΔId ₂ (%)	ΔId ₃ (%)	ΔId ₄ (%)	
1.Bölme (Drenaja İzin Verilen Bölme)	89.9	82.1	77.7	68.2	6.26	11.47	13.51	21.69	4
2.Bölme (Drenaja Kısmen İzin Verilen Bölme)	89.3	79.9	73.6	66.4	6.87	13.85	18.12	23.83	4
3.Bölme (Drenaja İzin Verilmeyen Bölme)	84.9	77.5	71.2	65.8	11.50	16.40	20.74	24.42	4

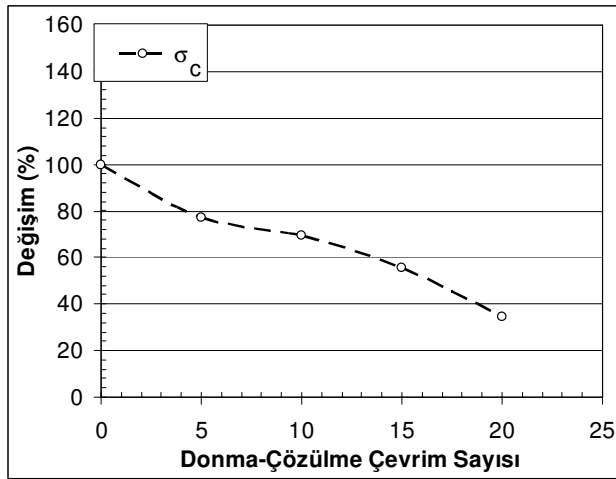
Çizelge 6 Donma-çözülme deneyleri sonucu Ankara ignimbiriti tek eksenli sıkışma dayanımı değerlerindeki değişim

Donma-Çözülme Çevrim Sayısı	Tek Eksenli Sıkışma Dayanımı (σ_c , MPa)						
	En düşük	En yüksek	$\bar{X}$	S_d	S_e	$\Delta\sigma_c$ (%)	N
Taze Kayaç	8.89	10.20	9.50	0.47	0.21	-	5
5	6.10	7.92	7.32	0.66	0.27	23	6
10	6.17	7.13	6.57	0.39	0.16	30.8	6
15	4.73	5.66	5.26	0.36	0.15	44.6	6
20	2.57	3.66	3.27	0.47	0.19	65.6	6

Çizelge 7 Donma-çözülme çevrim sayısına karşın, tek eksenli sıkışma dayanımı (σ_c) değerlerindeki değişimlerin regresyon analiz sonuçları

Doğrusal	Üstsel
$\Delta\sigma_c = -3.06DÇ + 97.8$ $r^2 = 0.98$	$\Delta\sigma_c = 103.6e^{-0.049DÇ}$ $r^2 = 0.94$
Logaritmik	Geometrik
$\Delta\sigma_c = -3.8Ln(DÇ) + 67.53$ $r^2 = 0.65$	$\Delta\sigma_c = 63.6DÇ^{-0.054}$ $r^2 = 0.49$

$\Delta\sigma_c$: Tek eksenli sıkışma dayanımı değerlerindeki % değişim
 r^2 : Determinasyon katsayısı

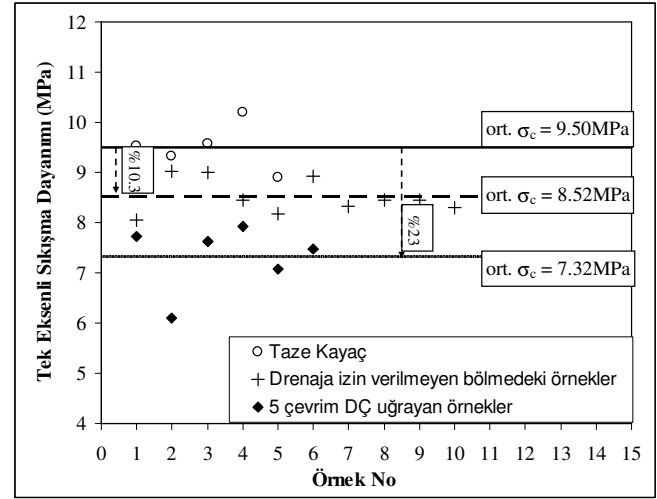


Şekil 10 Donma-çözülme çevrim sayısına karşı tek eksenli sıkışma dayanımı değerlerindeki (σ_c) değişim

Bir yıl içinde, sıcaklığın sıfırın altına indiği aylar boyunca inceleme tankı içinde donma-çözölmeye uğrayan karot örnekleri üzerinde de tek eksenli sıkışma dayanımı tayin deneyleri yapılmıştır. Deneyler sonucu su drenajına izin verilmeyen bölmede donma-çözölmeye uğramış karot örneklerinde en fazla dayanım azalmasının meydana geldiği belirlenmiştir (Çiz. 8). Bu dayanım azalmasının Ankara ignimbiritinin taze kayaç tek eksenli sıkışma dayanımı değerleri ile karşılaştırıldığında ortalama %10.3 olduğu saptanmıştır (Şekil 11).

Çizelge 8 İnceleme tankı içinde atmosferik etkiler altında donma-çözölmeye uğrayan örneklerin tek eksenli sıkışma dayanımı değerleri

	Tek Eksenli Sıkışma Dayanımı (σ_c , MPa)						
	En düşük	En yüksek	$\bar{X}$	S_d	S_e	$\Delta\sigma_c$ (%)	N
1.Bölme (Drenaja İzin Verilen Bölme)	8.32	9.04	8.63	0.26	0.08	9.2	10
2.Bölme (Drenaja Kısmen İzin Verilen Bölme)	8.13	9.02	8.57	0.33	0.11	9.8	10
3.Bölme (Drenaja İzin Verilmeyen Bölme)	8.06	9.03	8.52	0.35	0.11	10.3	10



Şekil 11 Taze kayacın tek eksenli sıkışma dayanımı değerleri ile atmosferik etkiler altında drenaja izin verilmeyen bölmede donma-çözölmeye uğrayan örneklerin tek eksenli sıkışma dayanımı değerlerinin ve laboratuvarında 5 çevrim donma-çözölmeye uğratılan örneklerin tek eksenli sıkışma dayanımı değerlerinin karşılaştırılması

Drenaja kısmen izin verilen bölme ile drenaja izin verilmeyen bölmedeki karot örneklerinin donma-çözölmeye nedeni ile tek eksenli sıkışma dayanımı değerlerindeki değişim birbirine çok yakın çıkmıştır. Bu iki bölmede de karot örneklerinin ortalama tek eksenli sıkışma dayanımı değerleri arasındaki fark 0.03 MPa'dır. Bunun nedeni olarak kısmen su drenajına izin verilen bölmede örneklerin gözeneklerinin yaklaşık olarak tamamen suya doygun duruma geçebildiği ve örneklerin su drenajına izin verilmeyen bölmedeki örnekler kadar donma-çözölmeye sürecinden etkilendiği düşünülmektedir.

4 KATKI BELİRTME

Bu çalışma Hacettepe Üniversitesi Mühendislik Vakfı tarafından desteklenmiştir (10.09.2002).

5 SONUÇLAR

Bu çalışmada, Ankara şehir merkezinde yüzeylenen ignimbiritlerden alınan karot örneklerinin, özel imal edilmiş bir çelik hazne içinde atmosferik etkiler altında kış ayları boyunca fiziksel bozunması incelenmiştir. Atmosferik etkiler altında kayaçların bozunmasını incelemek için geliştirilen çelik hazne, üç bölmeden oluşmaktadır. Bölmelerden birinde taban ve yan deliklerden tamamen suyun drenajına izin verilirken, diğer bölmelerde ise drenaja kısmi veya hiç izin verilmemektedir. Bir yıl içinde kış ayları boyunca belirli aralıklarla çelik haznenin üç farklı su drenaj koşuluna sahip bölmelerinden karot örnekleri alınarak örneklerin fiziksel ve mekanik özelliklerinin değişimi incelenmiştir. Aynı zamanda laboratuvarında bozunmaya uğramamış karot örnekleri üzerinde donma-çözülme deneyleri gerçekleştirilmiş ve deneyler sonunda örneklerin fiziksel ve mekanik özelliklerindeki değişimler belirlenmiştir.

İnceleme tankı içindeki Ankara ignimbiriti örnekleri üzerinde ve örnekleme yapıldığı Aktepe civarında yerinde yapılan gözlemlerde, kış ayları sonunda ignimbirit yüzeyinde pul pul dökülmelerin ve kavraklanmaların meydana geldiği belirlenmiş ve Ankara ignimbiriti içindeki genelde andezit olan litik parçaların matriksteki dökülmeler nedeni ile mostra verdiği gözlemlenmiştir.

Laboratuvarında yapılan deneylerde ise Ankara ignimbiriti dış yüzeyinin kılcal su ile kısa bir sürede doymuş hale geçebildiği belirlenmiş ve bunun sonucu olarak doymuş dış yüzeyin, kuru dış yüzeye göre kış aylarında donma-çözülmeden daha fazla etkilenebileceği kanısına varılmıştır.

Laboratuvarında 10 donma-çözülme çevrimi uygulanmış örneklerin fiziksel parametrelerindeki değişimler (görünür gözeneklilik, ağırlıkça su emme ve ağırlık kaybı) ile inceleme tankı içinde 1 senede sıcaklığın sıfırın altına indiği aylar boyunca su drenajına izin verilmeyen bölmede donma-çözülme uğrayan örneklerin fiziksel parametrelerindeki değişimler yaklaşık olarak uyumlu çıkmıştır. Dayanım değerlerinde ise 5 donma-çözülme çevrimi uygulanmış örneklerin tek eksenli sıkışma dayanımı değerleri ile su drenajına izin verilmeyen bölmede donma-çözülme uğrayan örneklerin tek eksenli sıkışma dayanımı değerleri birbirine hemen hemen yakın çıkmıştır.

KAYNAKLAR

- Akyürek, B., Bilginer, E., Akbaş, S. vd., 1984. Ankara-Elmadağ-Kalecik dolayının temel jeoloji özellikleri, *Jeoloji Mühendisliği Dergisi*, Ankara, Mayıs, 31-46.
- ASTM (American Society for Testing and Materials), 1990. *Standart test method for evaluation of durability of rock for erosion control under freezing and thawing conditions*. (ASTM D5312-90), Philadelphia: 1344-1346.
- Aşkın E.T., 1995. *Ankara tüflerinin ayrışma ve mukavemet özelliklerinin araştırılması*, Yüksek Mühendislik Tezi, Gazi Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara: 101s. (Yayımlanmamış).
- Aydan Ö., Ulusay R., Yüzer E. & Erdoğan M., 1999. Man-made rock structures in Cappadocia, Turkey and their implications in rock mechanics and rock engineering. *Int. Soc. for Rock Mech.*, V.6, No.1:63-73.
- Binal A., Kasapoğlu K.E. & Gökçeoğlu C., 1997. The surficial physical deterioration behaviour of Neogene volcanosedimentary rocks of Eskişehir-Yazılıkaya, NW Turkey. *Engineering Geology and the Environment*, 1997, Athens, Greece, P.G.Marinis, G.C.Koukis, G.C.Tsiambaos and G.C.Stournaras (editörler), A.A. Balkema, Rotterdam: 3065-3069.
- Binal A., Kasapoğlu K.E. & Gökçeoğlu C., 1998. Eskişehir-Yazılıkaya çevresinde yüzeylenen volkanosedimanter kayaçların donma-çözülme etkisi altında bazı fiziksel ve mekanik parametrelerinin değişimi. *Yerbilimleri*, Hacettepe Üniversitesi Yerbilimleri Uygulama ve Araştırma Merkezi Bülteni, Ankara, 20, 41-54.
- Binal A., Kasapoğlu K.E., 2002(a). Mechanism of secondary type block toppling induced by physical weathering in İhlara valley. *International Conference on Environmental Problems of the Mediterranean Region*, 12-15 April, 2002, Kıbrıs, Cilt 2, 967-975.
- Binal A., Kasapoğlu K.E., 2002(b). Donma-çözülme sürecinin Aksaray-İhlara Vadisi'nde yüzeylenen Selime ignimbiritinin fiziksel ve mekanik özellikleri üzerine etkisi. *VI. Bölgesel Kaya Mekaniği Sempozyumu*, C. Şensöğüt ve İ. Özkan (editörler), Türk Ulusal Kaya Mekaniği Derneği, Konya, 189-196.
- Franklin J.A. & Chandra R., 1972. The slake-durability test. *Int.J.Rock Mech. Min. Sci.*, V.9: 325-341.
- ISRM (International Society for Rock Mechanics), 1981. *Rock Characterization, Testing and Monitoring - ISRM Suggested Methods*. E.T. Brown (ed.), Pergamon Press, Oxford: 211 p.
- Topal T. & Doyuran V., 1994. Effect of deterioration on the chemical and physical properties of Göreme tuffs, *Proceedings of the 7th International Association of Engineering Geology Congress*, R.Oliviera, L.F.Rodriguez, A.G.Coelho and A.P.Cuncha (eds), 5-9 September 1994, Lisbon, Portugal: 3527-3536.
- Topal T. & Doyuran V., 1997. Engineering geological properties and durability assessment of the Cappadocian tuff. *Engineering Geology*, 47: 175-187.
- Topal T. & Sözmen T., 2000. Freeze-thaw resistance of the Yazılıkaya tuffs. *Proc. of the 9th Int. congress on deterioration and conservation of stone*, Venice, Italy: 275-281.
- TSE (Türk Standartları Enstitüsü) 1978. *Doğal yapı taşlarının muayene ve deney metodları*. TSE Matbaası: 16 s.

Kaya tuzu üzerinde bazı mühendislik tasarım parametrelerinin belirlenmesi

Determination of some engineering design parameters on rock salt

İ. Özkan & S. Düzyol

Selçuk Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü Konya

ÖZET: Doğal gazın yeraltı mühendislik yapılarında depolanmasındaki ana yararlar; sıcaklık, yangın, patlama, titreşim, gürültü, endüstriyel kaza gibi olaylara ve özellikle depreme karşı güvenli olmasıdır. Tuz domları ve kalın tuz yatakları gibi jeolojik kaya tuzu oluşumlarının, doğal gaz için çok uygun depolama ortamları olduğu araştırmacılar ve uygulayıcı mühendisler tarafından ifade edilmektedir. Bundan dolayı bir çok ülkede doğal gaz depolaması için tuz çözelti açıklıkları seçilmiştir. Türkiye’de önemli bir doğal gaz kullanımı ve kaya tuz oluşumları (Çankırı, Nevşehir ve Tuz Gölü gibi) olmasına rağmen, henüz mevcut bir doğal gaz depolama uygulaması yoktur. Bu çalışmada, Çankırı kaya tuzunun bazı önemli mekanik özelliklerinden oluşan bir veri tabanı Selçuk Üniversitesi – Maden Mühendisliği Bölümü’nde hazırlanmıştır. Bu veri tabanı; yoğunluk, gözeneklilik, nokta yükleme indeksi, suda dağılma dayanımı, Schmidt sertliği, darbe dayanımı, eğilme dayanımı, çekme dayanımı, tek eksenli basma dayanımı, tek eksenli deformabilite, üç eksenli basma dayanımı, direkt makaslama ve tek eksenli yük artırma – boşaltma (deformabilite) deneylerini içermektedir. Deneylerden elde edilen sonuçlar değerlendirilmiş ve sonuçları bu bildiride sunulmuştur.

ABSTRACT: The main benefits of underground structures for natural gas deposits are resistance and good protection against thermal conditions, fire, explosions hazards, vibration, noise, industrial accidents and earthquakes. Geological rock salt formations such as salt domes or thick-bedded salt deposits are expressed very suitable for natural gas storing. Therefore, salt caverns have been used for underground storage of natural gas in many countries. Although Turkey has an important reservoir of rock salt (Çankırı, Nevşehir and Lake Salt etc.), however, there is still not any natural gas storage application. In this study, some mechanical characterizations of Çankırı-rock salt were determined in Selçuk University-Mining Engineering Department, Konya. For this purpose; density, porosity, point load index, slake durability, Schmidt hardness, toughness, flexure, tensile strength, uniaxial compressive strength, uniaxial deformability, triaxial compressive strength, direct shear and uniaxial load – unload strength (deformability) tests were carried out in a two-year period. Tests results were presented in this paper in detail.

1 GİRİŞ

Kaya tuzu, tuzlu suların evaporasyonu sonucu oluşmuş evaporitik olarak bilinen sedimanter bir kayadır (Dreyer 1972). Kübik sistemde kristalleşen tuz, Na ve Cl iyonlarından oluşur ve saf halde iken yaklaşık % 40 sodyum, % 60 klor’dan meydana gelir. Yüksek basınç altında plastik özellik gösteren tuzun sertliği 2-2,5 olup, özgül ağırlığı 2,1-2,55 g/cm³ arasında değişir. Erime noktası 800 °C, kaynama noktası ise 1412 °C’dir. Doğadan üretildiği şekliyle rengi gri, sarı, kırmızı hatta mavi ve yeşil olabilir. Ancak saf halde iken renksizdir.

Kaya tuzu yatakları, jeolojik devirlerde buharlaşma sonucu denizlerin ya da kapalı iç havzaların kuruması ile oluşmuştur. Tuz domlarının oluşumunda, tabakalı kaya tuzu yataklarının

üzerinde biriken örtü tabakalarının kalınlaşması ile litostatik basınç artar ve tuzun özgül ağırlığı da 0,1-0,2 g/cm³ oranında artar. Bu durumda kaya tuzu plastik özellik kazanır ve hareket kabiliyetine sahip olur. Kaya tuzu tabakalarının altında, kenarında veya arasında sıkışan kayalar bünye sularını büyük ölçüde kaybederler. Açığa çıkan sular kaya tuzunda önemli bir hacim artışı meydana getirir ve bu hacim artışına bağlı tansiyon kuvveti ile üzerindeki örtüyü yukarı doğru iterek tuz domunu oluşturur. Bunun sonucunda kaya tuzu, kendini diğer kayalardan farklı kılan mekanik özelliklere sahip olur.

Kaya tuzunun özellikle halit ve potas tuzlarının endüstride geniş kullanım alanı bulmalarına neden olan temel karakteristikleri Baar (1977) ve Yang (2000)’a göre; yüksek hacimli olması, suda kolaylıkla çözünmesi, basınç ve sıcaklık altında

yeniden kristalleşebilmesi, yüksek sıcaklık ve aşırı yük altında kalıcı deformasyona uğraması, iyileşme ya da başka bir deyişle 'hasar tamiri'dir. Bu son özellik onu diğer kayaçlardan ayırır. Kaya tuzundaki hareketlerin neden olduğu hasar veya süreksizlikler ile oluşan boşluklar, kaya tuzunun deforme ve iyileşme süreci içerisinde yok edilirler. Ayrıca yazarlar tarafından kaya tuzunun geçirimsiz, genleşebilir, sıkı ve yüksek ısı iletkenliğine sahip olduğu belirtilmiştir.

Kaya tuzu alanındaki çalışmalar zamanla gelişerek hız kazanmıştır. Kaya tuzuna ait mekanik yapının belirlenmesi için yapılan araştırmalara ait tarihsel bir gelişim özeti yazının takibinde sunulmuştur;

Stocke & Horchert (1936), 2,5–20 MPa arasında değişen asal gerilmelerle iki saatlik sünme (creep) testleri ve ilk sınırlandırılmamış basma deneyini gerçekleştirmiştir. Le Comte (1965), tek bir kristalin 3,45–27,6 MPa gerilmeler altındaki davranışını ve sıcaklığın çok kristalli tuzlardaki sünme üzerindeki etkisini oda sıcaklığından 198 °C'ye kadar geniş bir aralıkta inceleyen ilk araştırmacı olmuştur. Heard (1972), çeşitli yükleme koşullarında 200 MPa altında çok kristalli tuzu anlamayı pekiştiren ilk önemli testleri yapmıştır. Dreyer (1972), tuz madenciliğinde özellikle topukların davranışı için kaya tuzlarındaki gerilmeler üzerindeki deneysel çalışmaları gerçekleştirmiştir. Wawersik & Hannum (1980) ve Hansen & Mellegard (1980), ABD WIPP (Waste Isolation Pilot Project) programı için 3,45-41,4 MPa arasındaki gerilmeler ve oda sıcaklığından 400 °C'ye kadarki sıcaklıklarda oldukça fazla sayıda gerilme-birim deformasyon ve sünme verilerinden oluşan bir veri tabanı hazırlamışlar ve analizler yapmışlardır. Lux & Heusermann (1983), Asse tuz madeninde üç eksenli sünme çalışmalarını gerçekleştirmiştir. Haupt (1991), yapmış olduğu sünme çalışmalarında, sünme davranışının belirlenmesi için yük artırma-yük boşaltma deneylerinin kullanılmasını önermiştir. Stormont & Daemen (1990), tek eksenli ve üç eksenli basma dayanımı deneyleriyle birlikte kaya tuzunun geçirgenliğini çalışmışlardır. Hunsche (1993), kaya tuzunun zamana bağlı özellikleri üzerinde nemin etkisini incelemiştir. Munson (1997), yeraltında kaya tuzunda açılacak bir boşluğun geometrisi ve kapanım şartları için gerekli parametreleri ve sünme davranışını incelemiş ve bir model geliştirmiştir. Weidinger, Hampel, Blum ve Hunsche (1997), yeraltında kaya tuzunda depolama amaçlı açılacak bir boşluğun güvenlik parametrelerini ve kaya tuzunun sünme davranışını incelemiştir. Leite (1998) ve Assis (1990), kalın duvarlı kaya tuzu silindirlerinde sünme davranışını ve kuvvet

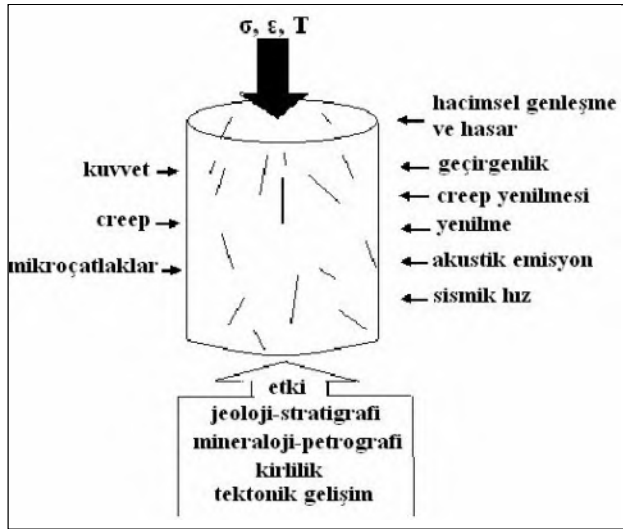
yayılımını araştırmıştır. Hunsche & Hampel (1999), kaya tuzunun sünme davranışını tanımlamak amacıyla 30-250 °C'de, 1,7-40 MPa gerilmeler altında tek eksenli ve üç eksenli basma dayanımı deneyleri yapmış ve bir model geliştirmiştir. Kwon & Wilson (1999), kaya tuzunun zamana bağlı özelliklerini ve etkili parametreleri inceleyerek yeraltı kazılarında WIPP (Waste Isolation Pilot Project)'de kaya tuzunun davranışını incelemiştir. Yang, Daemen ve Yin (1999), tek eksenli ve üç eksenli deneyleri vasıtasıyla basıncın kaya tuzunun zamana bağlı gerilme-birim deformasyon davranışı üzerindeki etkilerini ve sünme davranışını incelemiştir. Filimonov, Lavrov, Shafarenko, ve Shkuratnik (2001), kaya tuzunun üç eksenli basma altındaki gerilemeleri değiştirerek farklı yükleme koşullarında hafıza etkisini incelemiştir. Slizowski, Janeczek ve Przewlocki (2003), SNF (Spent Nuclear-Fuel) modeli için kaya tuzunun yapısal karakteristiğini araştırmışlardır. Araştırmacılar kaya tuzu ve tuzlu çamur taşı arasında bir karşılaştırma yaparak tuzlu çamur taşlarının da radyoaktif atıklar için uygun ana kaya olabileceklerini söylemişlerdir.

Kaya tuzu alanında yapılan araştırmalar incelendiğinde, son on yılda kaya tuzunun mekanik özelliklerinin belirlenmesine yönelik nükleer atık deposu, madencilik, hidrokarbonların depolanması ve kaya tuzundaki petrol kuyularının sünme davranışı hakkında detaylı çalışmalar yapılmıştır. Günümüzde dünyada kaya tuzu araştırmaları, çoğu mühendislik uygulamalarında oldukça önemli olmuş ve kaya tuzu mekaniği, mekanik biliminin bir branşı olmuştur (Yang 2000).

Yeraltında tuz yataklarında açılan boşlukların tasarımı yapılırken uzun süre şeklini ve sağlamlığını temin edecek şekilde tasarlanmalıdır. Bu tasarım ve parametreler Türk Standartları'nın 'Tuz yataklarında çözme suretiyle oluşturulan boşluklarda depolama için fonksiyonel kurallar' bölümünde standarda bağlanmıştır (TSE, Ocak 2001, TS EN 1918-3). Tuz formasyonunun zamanla hareketinden kaynaklanan hacim kaybı (daralma), boşluk duvarında ve tabanındaki şekil bozukluğunun dağılımı, boşluğun çevreleyen kayaçlar üzerinde sebep olduğu gerilmenin dağılımı, mühendislik tasarımlarında dikkate alınması ve hesaplanması gereken temel mekanik olaylardır.

Yeraltında kaya tuzunda açılacak bir boşluğun kısa ve uzun dönemde davranışının tahminine yönelik analizlerde, Hunsche & Hampel (1999)'e göre Şekil 1'de sunulan değiştiregelere dikkat edilmesi gerekmektedir. Bunlar sırasıyla; açıklığın zamana bağlı konverjansı, kuvvet değişimleri, sıcaklık değişimleri, hacimsel genleşme (dilatancy)

ve iyileşme (healing), yenilme (failure) ve sünme (creep) gelişimi ve geçirgenliğin değişimidir.



Şekil 1 Kaya tuzunda gerçekleştirilmiş mühendislik yapılarına etki eden parametreler (Hunsche & Hampel 1999)

Kaya tuzunun mekanik özellikleri incelendiğinde bu değişirgeleri etkileyen pek çok parametrenin olduğu görülmektedir. Bunlar sırasıyla; tek eksenli basma dayanımı (σ_c), çekme dayanımı (σ_t), en büyük ve en küçük asal gerilme değerleri (σ_1 , σ_3), kohezyon (c), içsel sürtünme açısı (ϕ , °), Mohr zarfı, dayanım zarfı, elastik modül (E), Poisson oranı (ν) olarak sıralanabilir. Bu parametreler içinde kaya tuzunun davranışını etkileyen en önemli parametrenin sünme davranışı olduğu görülmektedir.

Çankırı-Tekel kaya tuzu yeraltı maden işletmesinden temin edilen kaya tuzuna ait yukarıda bahsedilen kaya madde özellikleri yüksek lisans tezi çerçevesinde araştırılmış ve elde edilen sonuçların bir bölümü bölgede çalışan uygulayıcı maden mühendislerine aşağıda sunulmuştur.

2 ÇANKIRI TEKEL YERALTI TUZ MADEN OCAĞI

Tekel Yeraltı Tuz Maden Ocağı, Çankırı ili doğusunda il merkezine 25 km mesafede merkeze bağlı Balıbağı Köyü mevkiindedir. Ocağa 12 ay süreyle üretim yapılmaktadır. Çankırı kaya tuzları 812 milyon ton görünür rezervlidir. Evaporitik zon içinde mostra veren kaya tuzu az miktarda beyaz sarı renkli jipsler ve killi marnlarla beraberdir. Yapılan sondajlarla ortalama 400 m'ye yakın bir kalınlıkta kaya tuzuna rastlanmıştır. Bu sondaj verilerinden ortalama 200 m kalınlığında ekonomik

olarak çözelti madenciliği ve klasik-katı madencilik yöntemleriyle üretilebilir tuz tespit edilmiştir. Tekel'in yaptırdığı analizlerde kaya tuzu, %95 NaCl, %2 CaSo₄-K-Br ve %3 erimeyen madde içermekte olup yoğunluğu 2,15 g/cm³'tür. İşletmede oda topuk yöntemi kullanılmakta ve tuz, delme-patlatma çalışmaları ile kazılarak alınmaktadır. Uygulanan madencilik yönteminde, 10 m genişliğinde tuz üretim galerisi sürülerek ve 10 × 10 (m) kesitinde topuklar bırakılarak üretim yapılmaktadır. Yeraltı suyu ocakta herhangi bir sorun çıkarmamaktadır. Kaya tuzu galerisi içine sızıntı şeklindeki su gelirleri, su toplama kuyuları ile toplanmakta ve motopompalar ile dışarı atılmaktadır. İşletmenin daha önce yapmış olduğu projelerde tek eksenli basma dayanımının ortalama 25 MPa, RMR (Bieniawski 1973) değerinin ise 86 olduğu tespit edilmiştir. Üretim şekli genel itibarıyla; delme - patlatma - kazı - yükleme -nakliye şeklindedir.

3 NUMUNELERİN HAZIRLANMASI

Çankırı-Tekel Kaya Tuz Madeninden temin edilen kaya tuzu blokları, 2002 Haziran ayı içerisinde Selçuk Üniversitesi-Maden Mühendisliği Bölümüne nakil edilmiştir. Kaya tuzu boklarından küp numuneler hazırlamak amacıyla bloklar, çeşitli kalınlıklarda önce taş kesme makinesinde ve sonra taşınabilir portatif taş kesme makinesiyle (fleks) çeşitli ebatlarda kesilerek küp numuneler hazırlanmıştır. Ayrıca hazırlanan 200×200×200 mm boyutlarındaki küp numunelerden ise silindirik karot numuneler ISRM (1981) standartlarına göre hazırlanmıştır. Bu çalışmada kullanılan deney numuneleri ile ilgili bilgiler Çizelge 1'de sunulmuştur.

4 DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Çizelge 1'de belirtilen toplam 177 adet numune üzerinde sırasıyla yoğunluk, gözeneklilik, nokta yükleme indeksi, suda dağılma dayanımı, Schmidt sertliği, darbe dayanımı, eğilme dayanımı, çekme dayanımı, tek eksenli basma dayanımı, tek eksenli deformabilite, üç eksenli basma dayanımı, direkt makaslama, tek eksenli yük artırma - boşaltma deneyleri Selçuk Üniversitesi - Maden, İnşaat ve Jeoloji Mühendisliği laboratuvarlarında gerçekleştirilmiş ve elde edilen sonuçlar aşağıda sunulmuştur.

Çizelge 1 Kaya tuzu bloklarından hazırlanan küp ve silindirik numune boyutları ve adetleri

Gerçekleştirilen Deney İsmi (ISRM 1981)	Hazırlanan Numune Boyutları			Adet
	Küp numune a (mm)	Silindirik numune		
		d (mm)	l (mm)	
Yoğunluk,	25	-		10
Gözeneklilik	25	-		10
Nokta yükleme	düzensiz numune			26
Suda dağılma	yuvarlatılmış küresel			20 set
Schmidt sertliği	kaya tuzu bloğu			49
Darbe dayanımı	50	-		3
Çekme dayanımı		54	27	7
Tek eksenli basma dayanımı	100	52	130	16
		64	168	
Tek eksenli deformabilite	100	52	130	13
		64	168	
Üç eksenli basma dayanımı	-	52	131	6
Makaslama	50	-		5
Tek eksenli yük artırma-boşaltma	100	67	178	8
Eğilme dayanımı	53	prizma		4

4.1 Kaya tuzu üzerinde gerçekleştirilen bazı mekanik deneyler

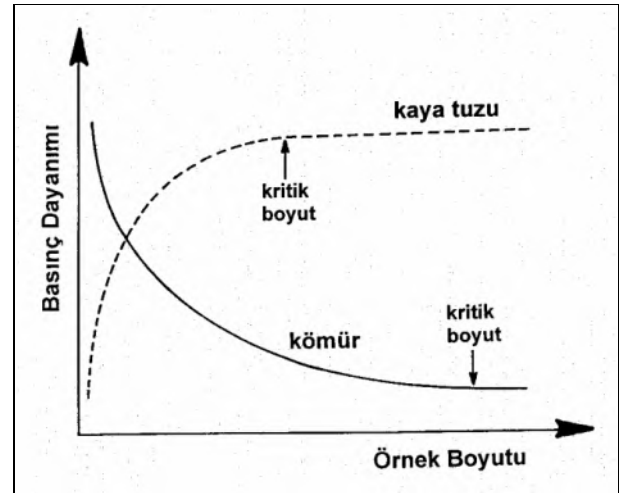
Kaya tuzu numuneleri yardımıyla belirlenen yoğunluk, gözeneklilik, nokta yükleme indeksi dayanımı, suda dağılma dayanımı, Schmidt sertliği, darbe dayanımı, eğilme dayanımı, indirekt çekme (Brazilian) dayanımı değerleri Çizelge 2’de topluca sunulmuştur.

4.2 Tek eksenli basma dayanımı deneyi

Tek eksenli basma dayanımı değerinin belirlenmesinde iki ayrı tip numune kullanılmıştır. Bunlar silindirik ve küp numunelerdir. Ancak

araştırmacı Özarslan & Gerçek (2002) tarafından yapılan bir kaynak araştırmasında, Jeremic (1994)’in yenilme dayanımını belirleme deneylerinde kaya tuzu malzemesinin boyut ve şekil etkisinin oldukça önemli olduğu vurgusunu yaptığını ifade etmişlerdir. Tuz örneğinin boyutları arttıkça dayanım artmakta ve kritik boyuta ulaşıldıktan sonra hemen hemen sabit kalmaktadır (Şekil 2). Kaya tuzu bu özelliği ile birçok kaya türünden ayrılmaktadır. Şekil etkisi ise diğer kaya türleri ile uyumludur. Deney örneğinin genişlik-yükseklik oranı arttıkça kaya tuzunun dayanımı da artmaktadır.

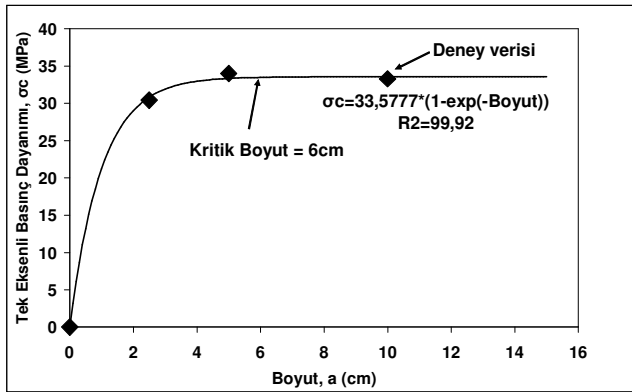
Bu çalışmada kaya tuzunun dayanımının küp numuneler aracılığıyla belirlenmesinde öncelikle kritik küp boyutunun belirlenmesine çalışılmıştır. Bunun için hazırlanan farklı boyutlardaki küp numuneler deneye tabi tutulmuş ve sonuçta Çankırı kaya tuzu için kritik boyutun 60 × 60 × 60 mm olduğu tespit edilmiştir (Şekil 3). Bu çalışmada, küp numunelerin hazırlanmasında, daha kolay olması nedeniyle 100 × 100 × 100 mm küp boyutunda numuneler hazırlanarak dayanım deneylerinde kullanılmıştır.



Şekil 2 Kaya tuzu ve kömür malzemelerinin dayanımı üzerinde boyutun etkisi (Jeremic 1994)

Çizelge 2 Kaya tuzu üzerinde gerçekleştirilen bazı kaya mekaniği deney sonuçları

Deney İsmi	Numune Tipi	Numune Boyutu (mm)	Numune Adedi	Deney Sonucu	Büyüklik Birimi
Yoğunluk	küp	25	10	2,17 ± 0,18	g/cm ³
Gözeneklilik	küp	25	10	2,15 ± 1,09	%
Nokta Yükleme	düzensiz	-	26	1,67 ± 0,53	I _{S(50)} (MPa)
Suda Dağılma	küresel	-	20 set	36,00 ± 3,00	I _{d2} %
Schmidt Sertliği	kaya tuzu bloğu	-	49	29,38 ± 2,75	İndeks
Darbe Dayanımı	küp	50	3	10,39 ± 3,14	kgf.cm/cm ³
Çekme Dayanımı	silindir	54-27	7	1,33 ± 0,22	MPa
Eğilme Dayanımı	prizma	53	4	2,50 ± 0,81	MPa



Şekil 3 Tekel Çankırı kaya tuzu için kritik küp boyutunun belirlenmesi

Çankırı kaya tuzu için tespit edilen kritik boyuta bağlı olarak hazırlanan $100 \times 100 \times 100$ mm boyundaki toplam 8 adet numune 300 tonluk hidrolik preste test edilmiş ve elde edilen sonuçlar Çizelge 3'te verilmiştir. Silindir şeklindeki numuneler için küp boyutunda olduğu gibi kritik boyut belirlenmemiş ancak ISRM (1981) standartlarına uygun l/d oranları 2,5-3 arasında olan numuneler hazırlanmıştır. Çapları 52 mm ve 64 mm boyutlarında hazırlanan silindir karot numuneleri, aynı preste aynı yükleme hızı ile kırılarak basma dayanımları belirlenmiş ve sonuçları Çizelge 3'te sunulmuştur.

Çizelge 3'te görüldüğü gibi küp numuneler ve silindirik numuneler arasında belirgin bir dayanım değeri farkı vardır. Bu çalışmayı yapan araştırmacılar, bunun şekil etkisinden kaynaklandığını düşünerek her iki dayanım arasında aşağıdaki eşitliğin Çankırı kaya tuzu için kullanılmasını önermektedirler.

$$[\sigma_c]_{\text{silindirik}} = 0,58 [\sigma_c]_{\text{küp}} \quad [1]$$

Çizelge 3 Kaya tuzundan hazırlanmış küp ve silindirik numunelere ait tek eksenli basma dayanımı sonuçları

Numune Tipi	Adet	Numune Boyutu			Yenilme Dayanımı (MPa)
		a (mm)	d (mm)	l (mm)	
küp	8	100	-	-	31,65 ± 7,3
silindir	5	-	52	130	18,39
silindir	3	-	64	168	± 3,5

Bölüm 4.2’de belirtildiği gibi bu çalışma için belirlenen $100 \times 100 \times 100$ mm küp boyutunda hazırlanan toplam 5 adet numune 300 tonluk hidrolik pres altında test edilirken yatay deformasyonlar için 2 adet, düşey deformasyon için 1 adet 0,01 mm hassasiyetli komparatör saatleri kullanılmıştır. Aynı zamanda yük okumaları ve deformasyon okumaları yapılarak kaya tuzuna ait elastik modül (E_t , E_s , E_{ort}) ve Poisson oranları (ν_t , ν_s , ν_{ort}) belirlenmiştir. Aynı deneyler ayrıca silindirik numuneler ile de gerçekleştirilmiş ve her iki tip numune için elde edilen sonuçlar Çizelge 4’de verilirken tipik bir birim deformasyon-gerilme davranışı ise Şekil 4’te sunulmuştur.

Yukarıda verilen Eşitlik 1’de tespit edilen şekil etkisi kendini Çizelge 4’de sunulan elastik modül ve Poisson oranlarında da göstermiştir. Şekil etkisini yok etmek amacıyla araştırmacılar aşağıdaki Eşitlik 2, 3, 4, 5, 6 ve 7’yi önermektedirler.

$$[E_t]_{\text{silindir}} = 2,058 [E_t]_{\text{küp}} \quad [2]$$

$$[E_s]_{\text{silindir}} = 2,597 [E_s]_{\text{küp}} \quad [3]$$

$$[E_{\text{ort}}]_{\text{silindir}} = 2,139 [E_{\text{ort}}]_{\text{küp}} \quad [4]$$

$$[v_t]_{\text{silindir}} = 0,833 [v_t]_{\text{küp}} \quad [5]$$

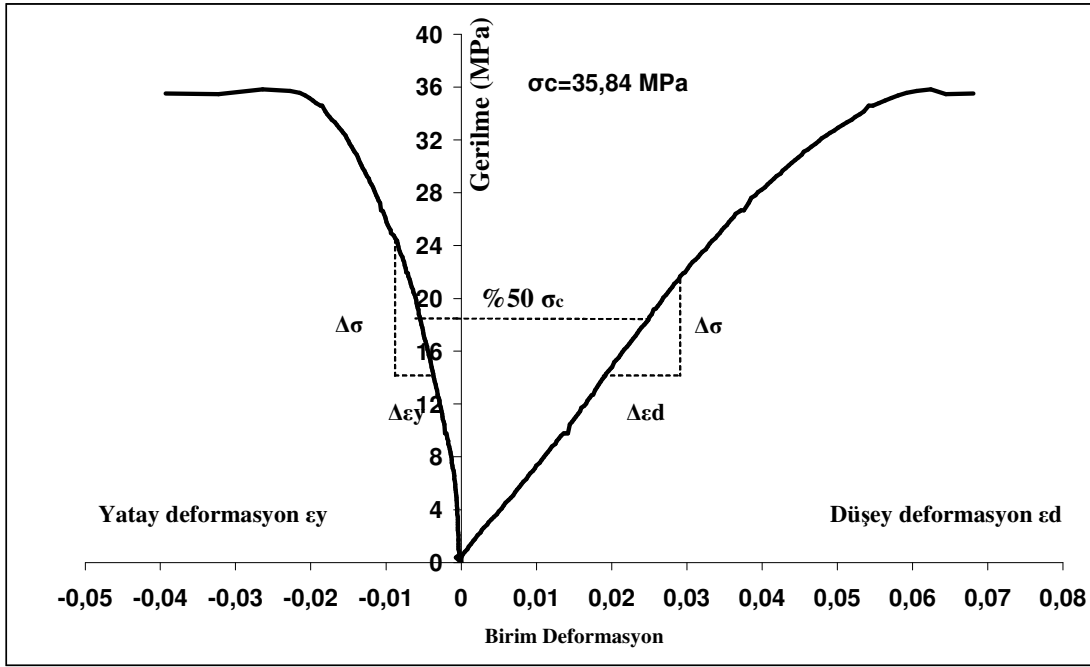
$$[v_s]_{\text{silindir}} = 1,047 [v_s]_{\text{küp}} \quad [6]$$

$$[v_{\text{ort}}]_{\text{silindir}} = 0,906 [v_{\text{ort}}]_{\text{küp}} \quad [7]$$

Eşitlik 2, 3 ve 4’de görüldüğü gibi elastik modüller arasında 2-2,5 kat fark varken Poisson oranlarında bu oranın 1’e yakın olduğu tespit edilmiştir.

Çizelge 4 Kaya tuzuna ait elastik modül ve Poisson oranı değerleri

Numune Tipi	Numune Adedi	Numune Boyutu			Yenilme Dayanımı (MPa)	Elastik Modül (GPa)			Poisson Oranı		
		a (mm)	d (mm)	l (mm)		E _t (GPa)	E _s (GPa)	E _{ort} (GPa)	v _t	v _s	v _{ort}
küp	5	100	-	-	31,65 ± 7,30	0,69 ± 0,13	0,72 ± 0,06	0,72 ± 0,14	0,30 ± 0,13	0,21 ± 0,07	0,32 ± 0,16
silindir	5	-	52	130							
	3	-	64	168	18,39 ± 3,50	1,42 ± 0,24	1,87 ± 0,66	1,54 ± 0,28	0,25 ± 0,10	0,22 ± 0,08	0,29 ± 0,15



Şekil 4 Küp şeklinde hazırlanmış bir kaya tuzuna ait tipik bir birim deformasyon-gerilme davranışı

4.4 Üç eksenli basma dayanımı deneyi

Üç eksenli basma dayanımı için, kullanılacak Hoek hücresine uygun 52 mm çapında hazırlanan silindirik numuneler üzerinde yanıl basma değeri 1,5, 3,0 ve 4,5 MPa iken üç eksenli basma deneyleri gerçekleştirilmiştir. Deney neticeleri Çizelge 5'te sunulurken tek eksenli çekme (Brazilian) ve tek eksenli basma dayanımı değerleri kullanılarak çizilen normal gerilme (σ) – makaslama gerilmesi (τ) davranışı Şekil 5'te ve en küçük asal gerilme (σ_3) – en büyük asal gerilme (σ_1) davranışı ise Şekil 6'da gösterilmiştir. Şekil 5'te görüldüğü gibi kohezyon değeri (c) 2,4835 MPa içsel sürtünme açısı (ϕ) 60,76° olarak belirlenirken makaslama gerilme eşitliği (Mohr Zarfı);

$$\tau = 2,4835 + \sigma \tan(60,76) \quad [8]$$

olarak belirlenmiştir. Ayrıca dayanım zarfı belirleme analizlerinde, yanıl gerilme değerinin artması ile en büyük asal gerilme değerindeki artış miktarının doğrusal karakterden doğrusal olmayan bir karaktere doğru gittiği belirlenmiştir. Şekil 6'da görüldüğü gibi doğrusal (Eşitlik 9) ve doğrusal olmayan (Eşitlik 10) durum için ayrı ayrı dayanım zarfı eşitlikleri türetilmiştir. Eşitlik 10'da verilen σ_c değeri 18,39 MPa'dır.

$$\sigma_1 = 20,799 + 15,958\sigma_3 \quad [9]$$

$$\sigma_1 = \sigma_c [4,101(\sigma_3 / \sigma_c)^{0,404} + 1] \quad [10]$$

Çizelge 5 Kaya tuzuna ait üç eksenli basma dayanımı deney sonuçları

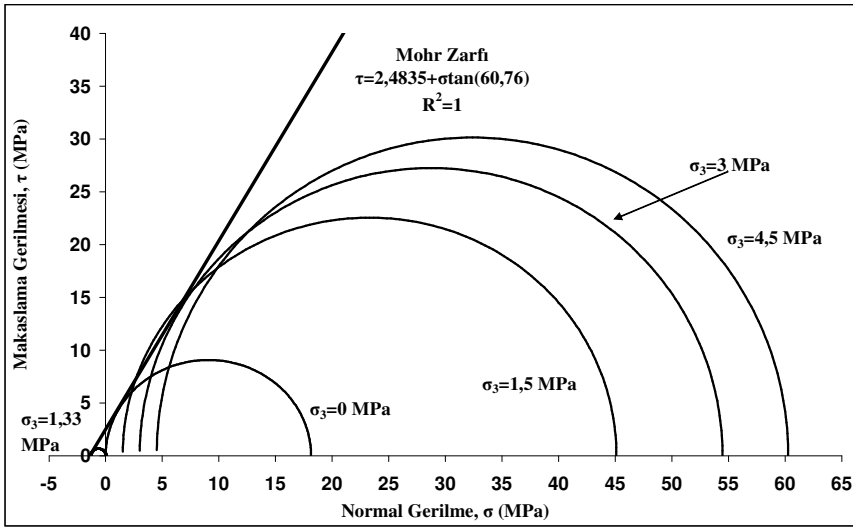
Numune No	Çap, d (mm)	Boy, l (mm)	Yanıl basınç (MPa)	Yenilme Dayanımı (MPa)
1	52	130	1,5	41,67
2	52	131	1,5	48,54
3	52	131	3,0	50,92
4	52	130	3,0	58,03
5	52	131	4,5	60,27
6	52	131	4,5	49,09

4.5 Direkt makaslama dayanımı deneyi

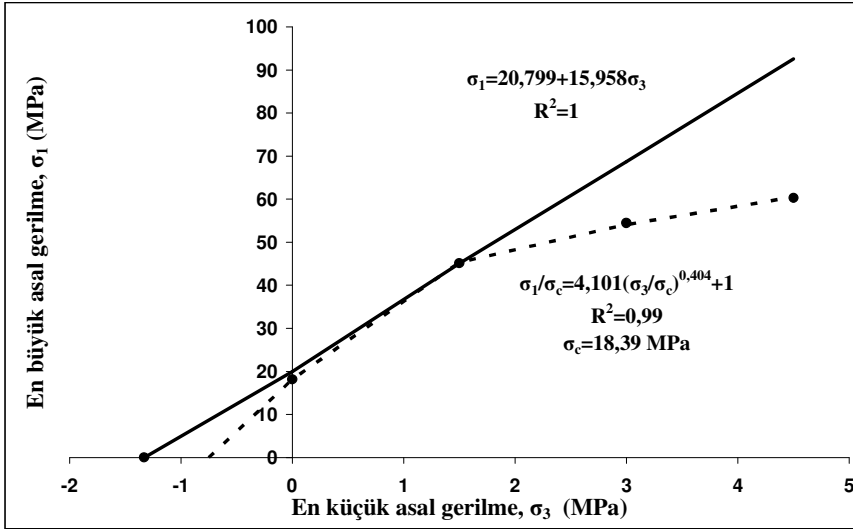
Kaya tuzuna ait küp numunelerden temin edilen beş adet yüzeyi düz makaslama numunesi hazırlanmış ve 0,368 MPa, 0,737 MPa, 1,105 MPa ve 1,473 MPa normal gerilme değerlerinde numuneler makaslama hareketine maruz bırakılmışlardır. Deneyler neticesinde elde edilen normal deplasman–normal gerilme ve makaslama deplasmanı–makaslama dayanımı ilişkileri yardımıyla kaya tuzuna ait artık doğrusal ve doğrusal olmayan normal gerilme–makaslama dayanımı davranışları belirlenmiştir. Bu davranışları gösteren tipik bir grafik Şekil 7'de verilirken deney sonuçları ise Çizelge 6'da sunulmuştur. Çizelge 6'da sunulan veriler yardımıyla kaya tuzuna ait genel makaslama dayanım zarfı eşitlikleri aşağıdaki gibi tanımlanmıştır.

$$\tau = 0,242 + \sigma \tan(31,81) \quad [11]$$

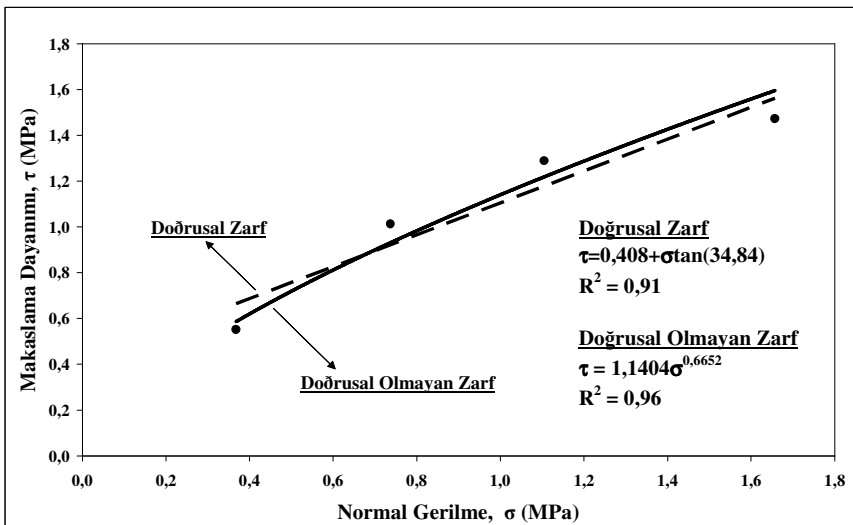
$$\tau = 0,8993\sigma^{0,7} \quad [12]$$



Şekil 5 Kaya tuzuna ait normal gerilme – makaslama gerilmesi ilişkisi



Şekil 6 Kaya tuzuna ait en küçük – en büyük asal gerilme ilişkisi



Şekil 7 Kaya tuzuna ait düz yüzeylerde yapılan makaslama testi ile belirlenen normal gerilme-makaslama dayanım ilişkisini gösteren tipik bir örnek

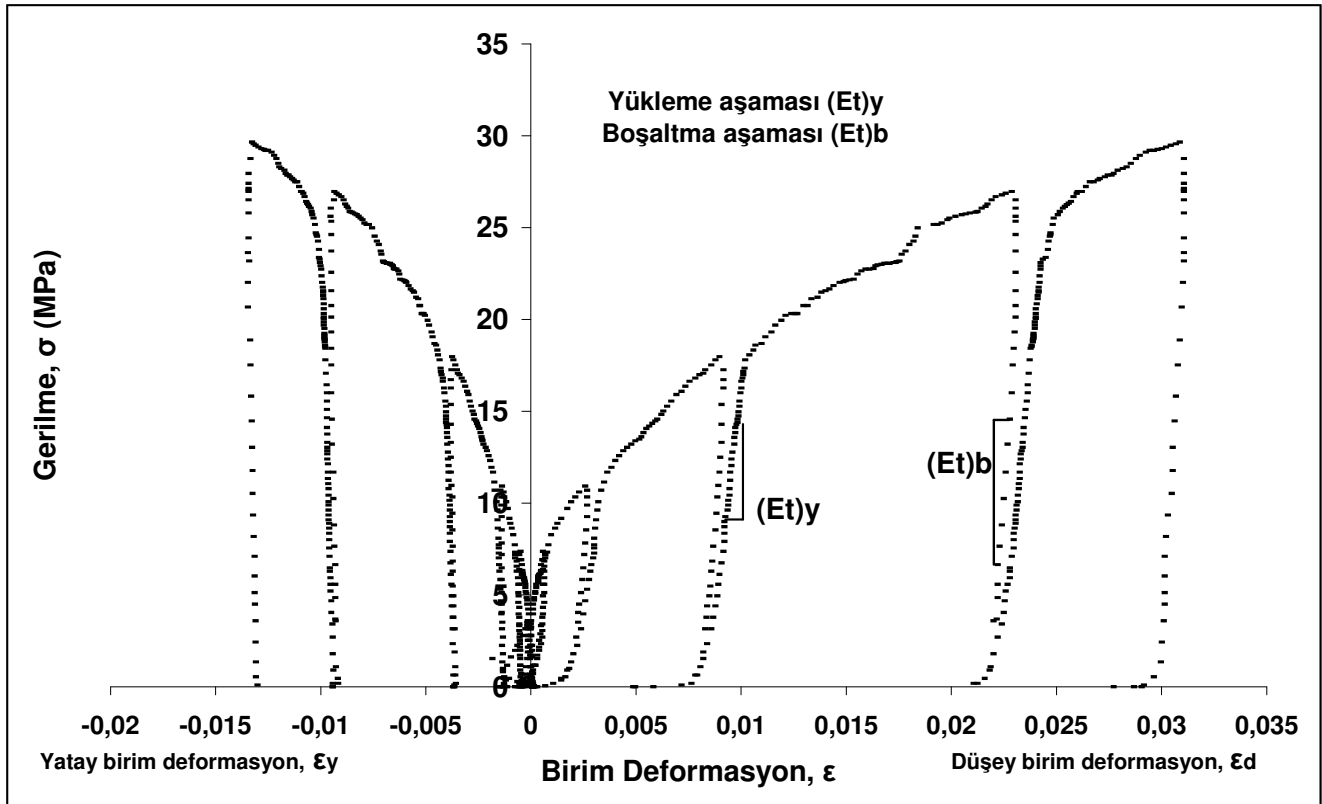
Çizelge 6 Direkt makaslama deney sonuçları

Numune No	Doğrusal Davranış				Doğrusal Olmayan Davranış	
	Dayanım Zarfı Eşitliği	Kohezyon c (MPa)	İçsel Sürt. Açısı	Regresyon Katsayısı R^2	Dayanım Zarfı Eşitliği	Regresyon Katsayısı R^2
1	$\tau = 0,408 + \sigma \tan(34,86)$	0,408	34,86	0,91	$\tau = 1,1404 \sigma^{0,6652}$	0,96
2	$\tau = 0,145 + \sigma \tan(33,28)$	0,145	33,28	0,98	$\tau = 0,8112 \sigma^{0,8562}$	0,98
3	$\tau = 0,267 + \sigma \tan(32,97)$	0,267	32,97	0,98	$\tau = 0,9454 \sigma^{0,6594}$	0,97
4	$\tau = 0,256 + \sigma \tan(35,99)$	0,256	35,99	0,99	$\tau = 1,0433 \sigma^{0,7244}$	0,99
5	$\tau = 0,133 + \sigma \tan(21,93)$	0,133	21,93	0,88	$\tau = 0,5563 \sigma^{0,5955}$	0,83

4.6 Tek eksenli yük artırma ve boşaltma deneyi

Bölüm 4.3’de verilen tek eksenli deformabilite deneylerine ek olarak ayrıca bu çalışmada, yine tek eksenli fakat yük değerinin çeşitli seviyelere kadar artırılıp-azaltılması ile oluşacak deformasyon davranışlarındaki farklılık belirlenmeye çalışılmıştır. Bu çalışma için hazırlanan 6 adet küp numune ve 2 adet silindirik numune üzerinde yenilme dayanımının sırasıyla ilk önce % 25’ine kadar yük artırılmış ve sonrasında yük düşürülmüş daha sonra ise aynı numune üzerinde yük artışı kırılma dayanımının % 35 sine kadar gerçekleştirilmiş ve yük boşaltılmıştır. Aynı işlem kırılma yükünün % 65’i için tekrar edilmiş ve sonuçta en son safhada ise numune üzerine tatbik edilen yük değeri numune

kırılıncaya kadar devam ettirilmiştir. Deney esnasında numunedeki farklı yük seviyelerindeki yatay ve düşey deformasyon değerleri alınmış ve analiz edilmiştir. Deney sonucunu gösteren tipik bir grafik Şekil 8’de sunulmuş ve çeşitli yükleme seviyelerinde elde edilen elastik modül (E_t)y ve Poisson oranları (ν_t)y değerleri ise Çizelge 7’de verilmiştir. Çizelge 7’de görüldüğü gibi küp ve silindir numunelerde farklı farklı elastik modül ve Poisson oranları elde edilmiştir. Bir yüksek lisans tez çalışması olan bu araştırmada, ek olarak yeni tek eksenli yük artırma-boşaltma deneyleri gerçekleştirileceği için küp ile silindir numuneler arasındaki şekil etkisinden kaynaklanan ilişkiler burada verilmemiştir.



Şekil 8 Kaya tuzuna ait tek eksenli yük artırma-boşaltma ile birim deformasyon gerilme ilişkisi

Çizelge 7 Tek eksenli yük artırma-boşaltma deneyi yardımıyla elde edilen elastik modül (E_t)_y ve Poisson oranları (ν_t)_y

Numune Tipi	Boyut (mm)	1. Aşama Yük Değeri (0,25 σ_c)		2. Aşama Yük Değeri (0,35 σ_c)		3. Aşama Yük Değeri (0,65 σ_c)		4. Aşama Yük Değeri (σ_c)	
		(E_t) _y (GPa)	(ν_t) _y	(E_t) _y (GPa)	(ν_t) _y	(E_t) _y (GPa)	(ν_t) _y	(E_t) _y (GPa)	(ν_t) _y
küp	100	7,30	0,18	6,40	0,38	10,00	0,30	10,50	0,22
silindir	64-178	1,87	0,35	2,30	0,43	3,40	0,28	7,40	0,33

5 SONUÇLAR

Ülkemizdeki kaya tuzu malzemesinde gerçekleştirilen yeraltı madencilik çalışmaları olmakla birlikte günümüzün en önemli enerji kaynaklarından olan doğal gazın yeraltında kaya tuzu içerisinde depolanması mümkündür. Dünyada doğal gazın kaya tuzu içerisinde depolanması ile ilgili birçok örnek mevcuttur. Ancak söz konusu kaya tuzu sergilediği özellikler açısından diğer kaya malzemelerinden oldukça farklıdır. Yaklaşık iki yıldır süren bu çalışmanın ayrıntıları yukarıda şekiller ve çizelgeler ile desteklenerek sunulmuştur. Elde edilen kaya tuzuna ait mekanik sonuçlar şu şekilde özetlenebilir;

- Kaya tuzuna ait yoğunluk 2,17 g/cm³, gözeneklilik %2,15; nokta yükleme indeks dayanımı 1,67 MPa; suda dağılma dayanımı %36(I_{d2}); Schmidt sertlik indeks değeri 29,38; darbe dayanımı 10,39 kgf.cm/cm³; çekme dayanımı 1,33 MPa ve eğilme dayanımı 2,5 MPa olarak belirlenmiştir.
- Tek eksenli basma dayanımı ve deformabilite deneylerinde kullanılacak küp numunelerin kritik boyutu 60 mm olarak belirlenmiştir.
- Küp numuneler üzerindeki tek eksenli basma dayanımı sonucu 31,65 MPa çıkarken ISRM (1981) standartlarına göre hazırlanmış silindir numuneler üzerindeki tek eksenli basma dayanımı sonucu 18,39 MPa olarak bulunmuştur. Her iki değer arasındaki farkın şekil etkisinden ($\$E=0,58$) kaynaklandığı düşünülmektedir.
- Küp numuneler üzerindeki deformabilite deneylerinden $E_t=0,69$ GPa ($E_s=0,72$ GPa ve $E_{ort}=0,72$ GPa) ve $\nu_t=0,3$ ($\nu_s=0,21$ ve $\nu_{ort}=0,32$) olarak bulunmuştur. ISRM (1981) standartlarına göre hazırlanmış silindir numuneler üzerindeki deformabilite deneylerinden ise $E_t=1,42$ GPa ($E_s=1,87$ GPa ve $E_{ort}=1,54$ GPa) ve $\nu_t=0,25$ ($\nu_s=0,22$ ve $\nu_{ort}=0,29$) olarak bulunmuştur. Her iki numune tipi için elastik modül değerleri arasındaki farkın

yine şekil etkisinden kaynaklandığı düşünülmektedir. Bu etki değerlerinin E_t , E_s ve E_{ort} için sırasıyla 2,058; 2,597 ve 2,139 olduğu belirlenirken aynı etki katsayılarının Poisson oranları için sırasıyla 0,833, 1,047 ve 0,906 olduğu tespit edilmiştir.

- Gerçekleştirilen üç eksenli basma dayanımı belirleme deneylerinden kohezyon (c) değeri 2,4835 MPa bulunurken içsel sürtünme açısının (ϕ) 60,76° olduğu tespit edilmiştir.
- Gerçekleştirilen direkt makaslama dayanımı belirleme deneylerinden ise doğrusal davranış için kohezyon değerinin 0,242 MPa, içsel sürtünme açısının 31,81° olduğu görülmüştür.
- Yenilme dayanımının %25'i % 35'i, % 65'i ve % 100 değerlerine kadar yük artırma ve boşaltma deneyleri neticesinde küp numuneler için elastik modül değerleri sırasıyla; 7,30 GPa; 6,40 GPa; 10,00 GPa ve 10,50 GPa'dır. Poisson değerleri ise 0,18; 0,38; 0,30 ve 0,22 olarak belirlenmiştir. Ayrıca bu çalışmada kullanılan silindir numuneler için ise elastik modül değerleri sırasıyla; 1,87 GPa; 2,30 GPa; 3,40 GPa ve 7,40 GPa olarak belirlenirken, Poisson oranı değerlerinin sırasıyla 0,35; 0,43; 0,28 ve 0,33 olduğu tespit edilmiştir.

KAYNAKLAR

- Assis A. de Pacheco 1990. *A Method for Evaluating Transient Creep*, Ph.D. Dissertation, University of Alberta, Canada.
- Baar C.A., 1977, *Applied Salt-Rock Mechanics 1, The in-situ Behaviour of Salt Rocks*, New York, 294 p.
- Bieniawski Z.T., 1973. Engineering Classification of Jointed Rock Masses, *Trans. S. Afr. Inst. Civ. Eng.*, 15, 335-344.
- Dreyer W., 1972. *The Science of Rock Mechanics, Part I, The Strength Properties of Rock*, Trans Tech Publication, Clausthal-Zellerfeld.
- Filimonov Y.L., Lavrov A.V., Shafarenko Y.M. & Shkuratnik V.L., 2001. Memory Effects in Rock Salt Under Triaxial Stress State and Their Use for Stress Measurement in a Rock Mass, *Rock Mech. Rock Engng.*, vol.34, 275-291.

- Hansen F.D. & Mellegard K.D., 1980. *Creep of 50-mm Diameter Specimens of Some Salt from Aver Island*, Louisiana, RE/SPEC ONWI-104.
- Haupt M., 1991. A Constitutive Law for Rock Salt Based on Creep and Relaxion Tests, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol.24, 179-206.
- Heard H.C., 1972. Steady-state Flow in Polycrystalline Halite at Pressure of 2 Kilobars, *Flow and Fracture of Rock*, August., Washington, 191-209.
- Hunsche U. & Hampel A., 1999. Rock-salt - The Mechanical Properties of The Host Rock Material for a Radioactive Waste Repository, *Engineering Geology*, vol.52, pp 271-291.
- Hunsche U., 1993. Effect of Humidity and Confining Pressure on Creep of Rock Salt, *3rd Conference of Mechanical Behavior of Salt*, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, 237-247.
- ISRM 1981. *Rock Characterization Testing and Monitoring, ISRM Suggested Methods*, International Society for Rock Mechanics, 211p.
- Jeremic M.L., 1994, *Rock Mechanics in Salt Mining*, Canada, 530p.
- Kwon S. & Wilson J.W., 1999. Deformation Mechanism of the Underground Excavations at the WIPP Site, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, vol.32, 101-122.
- Le Comte 1965. Creep in Rock Salt, *J. Geology*, Vol. 73, 43-51.
- Leite M.H., 1998. Experimental and Numerical Evaluation of Stress Redistribution in Thick-walled Rock Salt Cylinders, *Int. J. Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 55, No. 3, 367-383.
- Lux K.H. & Heusermann S., 1983. Creep Tests on Rock Salt with Changing Load as a Basis for Verification of Theoretic Material Laws, *Proc. 6th International Symp. on Salt* Eds. B.C. Schreiber and Harner.H.L. The Salt Institute, Alexandria, USA, Vol. 1, 417-435.
- Munson D.E., 1997. Constitutive Model of Creep in Rock Salt Applied to Underground Room Closure, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol.34, no.2, 233-247.
- Özarslan A. & Gerçek H., 2002. Doğal Gaz Depolama Amaçlı Tuz Çözültü Açıklıklarının Tasarımında Bazı Önemli Hususlar, *VI. Bölgesel Kaya Mekzniği Sempozyumu*, Konya, 267-274.
- Slizowski K., Janeczek J. & Przewlocki K., 2003. Suitability of Salt-Mudstones as a Host Rock in Salt Domes for Radioactive-Waste Storage, *Applied Energy*, vol.75, 119-128.
- Stocke K. & Horchert H., 1936. Fligrenzen von Salzgesteinen und Salztektonik, Kali, 20, 191-194.
- TS EN 1918-3 *Türk Standardı*, Ocak 2001, TS EN 1918-3.
- Wawersik W.R. & Hannum D.W., 1980. Mechanical Behavior of New Mexico Rock Salt in Triaxial Compression Up to 200 °C, *Journal of Geophys. Res.* B85, 891-900.
- Weidinger P., Hampel A., Blum W. & Hunsche U., 1997. Creep Behaviour of Natural Rock Salt and Its Description with The Composite Model, *Materials Science & Engineering*, vol. A234-236, 646-648.
- Yang C., 2000. *Time-Dependent Behavior of Rock Salt Experimental Investigation and Theoretical Analysis*, PhD Thesis, University of Nevada, Reno, 202p.
- Yang C., Daemen J.J.K. & Yin J.H., 1999. Experimental Investigation of Creep Behaviour of Salt Rock, *Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol.36, 233-242.
- Stormont J.C. & Daemen J.J.K., 1990 Changes in Rock Salt Permability due to Nearby Excavation, *Rock Mechanics as a Multidisciplinary Science*, Ed, Roegiers, Balkema, 899-907.

Liman dolgusunda kullanılacak Pliyo-Kuvaterner bazaltların (Yumurtalık-Adana) fiziko-mekanik özelliklerinin incelenmesi

Physico-mechanical properties of Plio-Quaternary basalts (Yumurtalık-Adana) in causeway construction

A. Acar & İ. Dinçer

Çukurova Üniversitesi Mühendislik-Mimarlık Fakültesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü Adana

H. Taga

Mersin Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü Mersin

ÖZET: Bakü-Tiflis-Ceyhan (BTC) Petrol Boru hattının Yumurtalık (Ceyhan-Adana) liman yapımında dolgu ve rip-rap malzemesi olarak kullanılacak olan Pliyo-Kuvaterner yaşlı olivinli-alkali bazaltların fiziksel ve mekanik özellikleri araştırılmıştır. Bazalt ocakları liman sahası içerisinde yer almaktadır.

Arazi ve laboratuvar çalışmaları ile aynı mineralojik yapıdaki alkali bazaltlar, fiziksel ve kimyasal özelliklerine göre ayrılmış ve ayrılmamış olmak üzere ikiye ayrılmıştır. Bazaltların yoğunluk, doğal birim hacim ağırlık, yıpranma dayanıklılığı, tek eksenli basınç dayanımı, su emme, porozite ve boşluk oranları belirleme deneyleri ISRM (1981)'e göre; incelik, darbe ve parçalanma testleri BS812 (1990)'a göre gerçekleştirilmiştir. Bazaltlar üzerinde kuru ve suya doygun olarak gerçekleştirilen tek eksenli basınç değerleri arasında ayrılmış bazaltlarda %25, ayrılmamış bazaltlarda ise %10 oranında bir düşme gözlenmiştir. BS5930 (1981)'e göre ayrılmış bazaltlar 4-5 sınıflarıyla, ayrılmamış bazaltlar ise 2-3 sınıflarıyla tanımlanmaktadır. Petrografik çalışmalar ile olivinlerin çevresinde ayrışma kriteri olarak belirlenen iddingsitleşme, ayrışma arttıkça kalınlaşmaktadır. Fe ve Mg'ca zengin bu kısımlar zamanla suya karşı oldukça duyarlı montmorillonit gurubu kil minerallerine dönüşmektedir. Bu özellikteki malzemeler liman dolgularında kullanıldığı zaman duraylılık açısından sorun yaratacaktır.

ABSTRACT: Physical and chemical properties of olivine-alkali Plio-Quaternary basalts have been examined for the proposed hydraulic scour, rip-rap materials and rock fill of the causeway construction of the Bakü-Tiflis-Ceyhan (BTC) Pipeline Project at the Yumurtalık (Ceyhan-Adana). Basalt quarries are located in the project area.

Based on the field and laboratory works, alkali basalts with the same mineralogical composition were divided into two groups as weathered and unweathered, considering physical and chemical properties. Testing methods of density, natural unit weight, slake durability, uniaxial compression strength, water absorption, porosity and void ratio were applied as described in ISRM (1981) and aggregate finest and impact values were determined accordance to BS 812 (1990). Dry and saturated uniaxial compression strength values indicate that 25 % lower values in weathered basalts and 10 % in unweathered basalts. Weathered basalts can be characterised by the 4 and 5 degrees whereas unweathered part is in the 2 and 3 degrees of BS 5930 (1981). Petrographical examination indicates that the thickness of the iddingsite at the edges of the olivine crystals increases with increasing in weathering degree. These Fe and Mg rich weathered parts change into montmorillonite type clay minerals by the time that can be easily reacted with water. Weathered basalts would be instable if they use in the causeway construction as rock fill material.

1 GİRİŞ

Bakü-Tiflis-Ceyhan Ham Petrol Boru Hattı Projesi Azerbaycan'da üretilen ham petrolün 1774 km (Türkiye kesimi 1074 km) uzunluğundaki boru hattı ile Gürcistan üzerinden Ceyhan'da inşa edilecek bir deniz terminaline, buradan da tankerlerle dünya pazarlarına ulaştırılmasını amaçlamaktadır (Şek. 1). Bu çalışma ile Ceyhan-Yumurtalık'taki Liman sahasında yer alan Pliyo-Kuvaterner yaşlı olivinli

alkali bazaltların (Kozlu 1987; Yılmaz vd. 1988; Karig & Kozlu 1990; Yılmaz 1990; Notsu vd. 1995; Parlak vd. 1997; Polat vd. 1997; Yurtmen vd. 2002; Robertson vd. 2004) liman inşaatında kullanılabilirliği araştırılmıştır. Bazaltlar liman ve benzeri mühendislik projelerinde rip-rap malzemesi, çimento agregası ve doğal yapı taşı olarak kullanılmaktadır (Marsal & Arellano 1967; Higgs 1976; Postacioğlu 1987; Fookes vd. 1988; Özturan

Örneklerden öncelikle petrografik incelemeler için ince kesit örnekleri hazırlanmış, kimyasal analizler ve fiziksel deneylerde kullanılmak üzere aynı örneklerin bir kısmı öğütülmüştür. Bazaltların jeoteknik parametrelerinin belirlenmesi için bloklardan karot örnekleri (BX ve NQ) alınmış ve ISRM (1981)'e göre deneyler gerçekleştirilmiştir. Ayrıca bloklar çeneli kırıcı aleti ile 6.3-10 mm ve 10-14 mm tane boyu aralığında kırılarak agrega deneylerinden incelik, darbe ve parçalanma testleri BS 812 (1990)'a göre gerçekleştirilmiştir.

Liman sahası içerisinde yer alan Pliyo-Kuvaterner yaşlı bazaltlar petrografik ve jeoteknik çalışmalar sonucunda ayrılmış ve ayrılmamış olmak üzere iki guruba ayrılmış; ayrılmamış bazaltların liman dolgu (çekirdek ve rip-rap) malzemesi olarak kullanılabileceği belirlenmiştir.

2 BAZALTLARIN JEOLJİSİ

Pliyo-Kuvaterner yaşlı olivinli bazaltlar Afrika-Asya kıtalarının karşılaştıkları güney doğu Türkiye’de yer almaktadır. Kuzey doğu-güney batı uzanımlı sol yönlü doğrultu atımlı fay sisteminde gelişen bu volkanik aktivite Maraş üçlü eklem sistemi olarak adlandırılan Afrika, Arabistan ve Anadolu levhalarının çarpışması sonucu oluşmuştur. Aglomera ve tuf ara katkılı sütunsal bu karasal bazaltlar ana fayların doğrultusu boyunca meydana gelen volkanik aktivitelerle oluşmuşlardır (Parlak vd. 1997).



Şekil 1 Çalışma alanı yer bulduru haritası

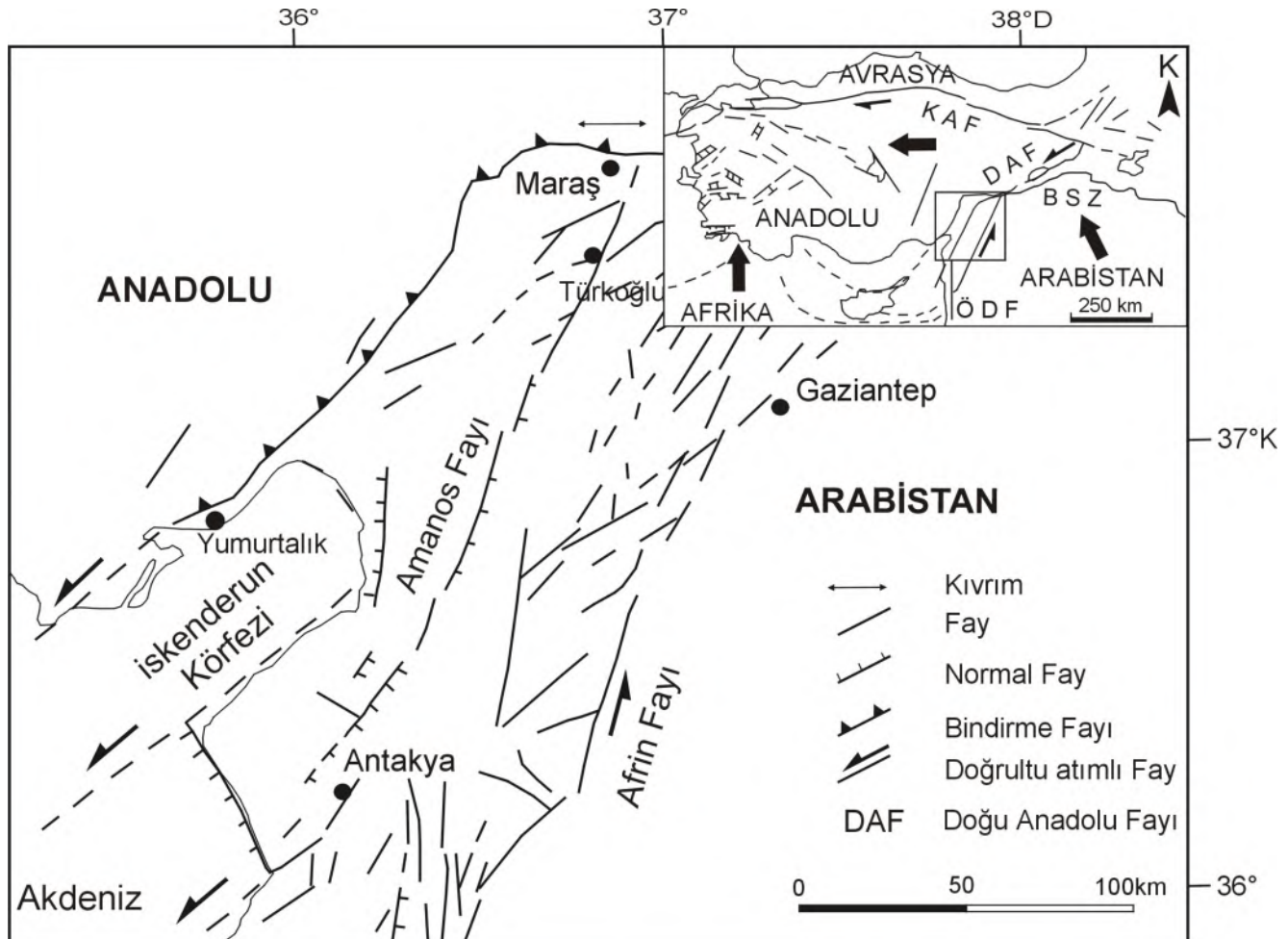
Misis yüklenimi ile birbirinden ayrılan Adana ve İskenderun basenlerinden oluşan Çukurova basen kompleksi Toros Kuşağından Gökso sol yönlü doğrultu atımlı fayı ve Yumurtalık bindirme fayı ile ayrılmıştır (Kelling vd. 1987; Kozlu 1987). Basenin gelişimi, Afrika-Arabistan ve Anadolu plakalarının çarpışması ile oluşan Maraş üçlü eklem sistemindeki kuzeydoğu-güneybatı uzanımlı doğrultu atımlı faylarla kontrol edilmektedir (Kelling vd. 1987; Kozlu 1987; Yılmaz vd. 1988; Karig & Kozlu 1990).

Geç Pliyosen-Messiniyen sonu zaman aralığında, Misis-Andırın kuşağı İskenderun Havzasındaki Miyosen sedimanları üzerine Yumurtalık fayı boyunca bindirmiştir (Yürür & Chorowicz 1998) (Şek. 2).

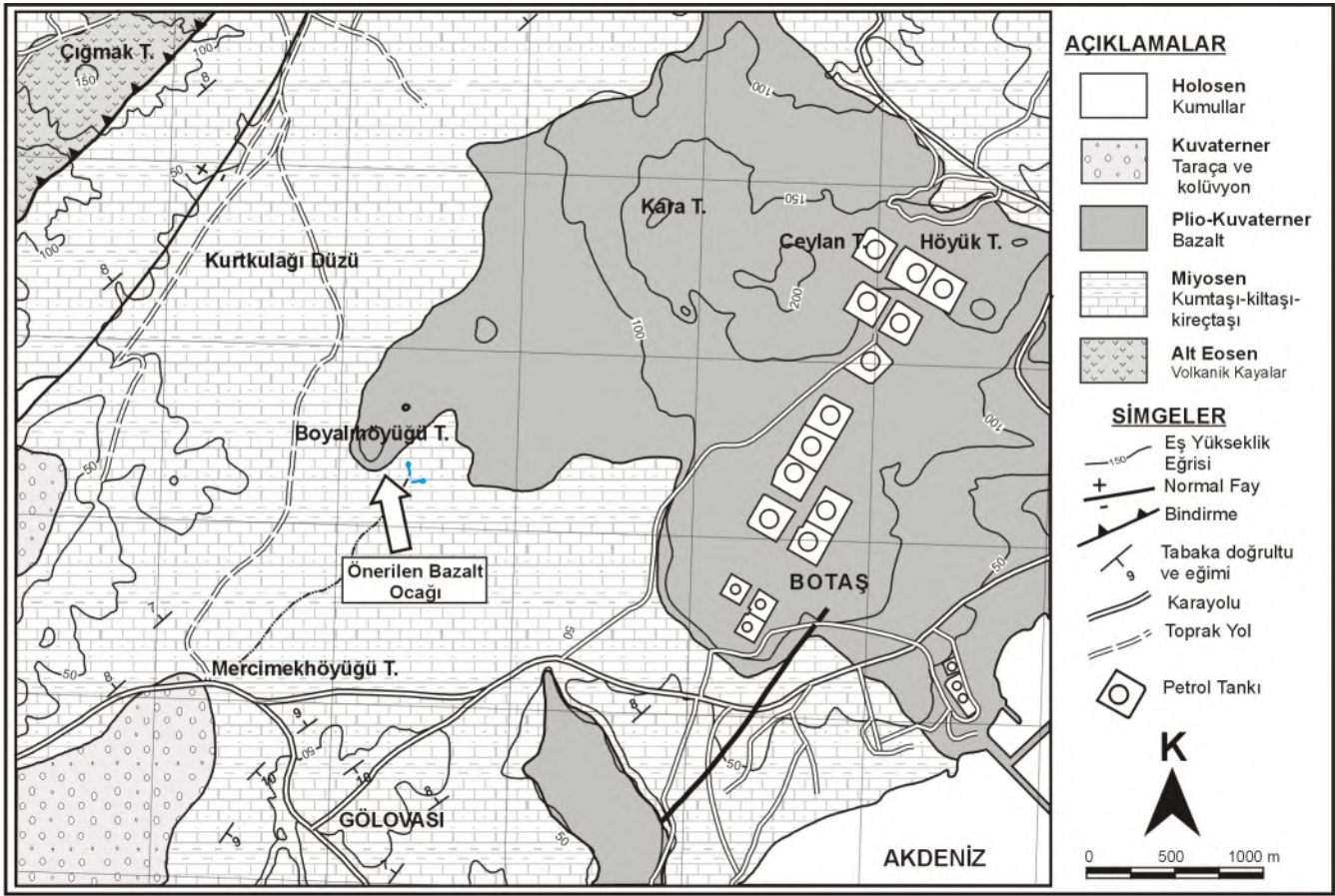
Kozlu (1987), Yumurtalık Fayının bölgede Alt Miyosen çökelişini kontrol eden doğrultu atımlı eski bir fayın Üst Miyosen sonunda sıkışma tektoniği ile bindirme karakteri kazandığını ve Üst Pliyosen sonrası bölgede etkin olan gerilmeli tektonik rejimle tekrar aktivite kazandığını belirtmiştir. Bindirme doğrultusuna paralel uzanan

Pliyo-Kuvaterner yaşlı bazaltlar, fay zonu bölgesindeki gerilmeli derin kırıklardan çıkmış ve Geç Pliyosen-Kuvaterner zaman aralığında karasal sedimanları örtmüştür (Kozlu 1987; Karig & Kozlu 1990) (Şek. 3). Yüzeyde oldukça ayrılmış ve bol gözenekli olan bu volkanik kayalar aglomera ve tüf ara katkılı bazalt akıntılarından oluşmaktadır. Derinlere inildikçe ayrışma azalmakta ve masif bir yapı kazanmaktadır.

Boyalıhöyüğü Tepe (Adana-Yumurtalık) güneyinde açılan ocaktan sağlanacak bazaltlar liman dolgu (çekirdek ve rip-rap) malzemesi olarak kullanılacak olup alkali olivin ($\text{Na}_2\text{O}+\text{K}_2\text{O}$) karakterindedirler. Bunlar yüksek titanyum (TiO_2) ve (SiO_2) içeriğine sahiptirler. Yüksek klinopiroksen içeriği de bu alkali özelliği sebep olmaktadır. Tektonik ortam ayırtman diyagramlarında kullanılan ana ve iz element jeokimyasına göre bu volkanik kayalar plaka içi bazaltik ortamlarda gelişmiş olmalıdır. Nadir toprak element (REE) jeokimyasına göre hafif REE zenginleşmesi tipik kıta içi alkalın bazaltik volkanizmayı göstermektedir (Parlak vd. 1997).



Şekil 2 Çalışma alanı tektonik haritası (Yürür & Chorowicz 1998)



Şekil 3 Çalışma alanı jeolojik haritası (Kozlu 1987'den değiştirilerek)

3 BAZALTLARIN PETROGRAFİK ÖZELLİKLERİ

Koyu gri renkli, demir ve magnezyumca zengin ve düşük silis içerikli magmatik bir kayaç olan bazalt; oluşum ortamına ve soğuma hızına bağlı olarak masif ve boşluklu olarak bulunabilmektedir. Çalışma alanındaki bazaltlar yüzeyde ve yüzeye yakın kesimlerde oldukça fazla gaz boşluğu içermekte olup yer yer cüruf dokusu kazanmaktadır. Yüzeyden derinlere doğru gidildikçe gaz boşlukları azalmakta ve masif görümlü tabakalı bazaltlara geçilmektedir. Bu kesimlerde olivin fenokristalleri gözle ayırt edilebilmektedir. Bu bazaltların mineralojik ve petrografik özellikleri sistematik olarak alınmış örneklerin ince kesit çalışmaları ile ortaya konmaya çalışılmıştır. Polarizen mikroskobu ile gerçekleştirilen çalışmalar ile bazaltların mineralojik bileşimi, yapısı ve dokusu, gözenekleri, kristal ve matriks oranları ile ayrışma derecesi belirlenmiştir (Şek. 4).

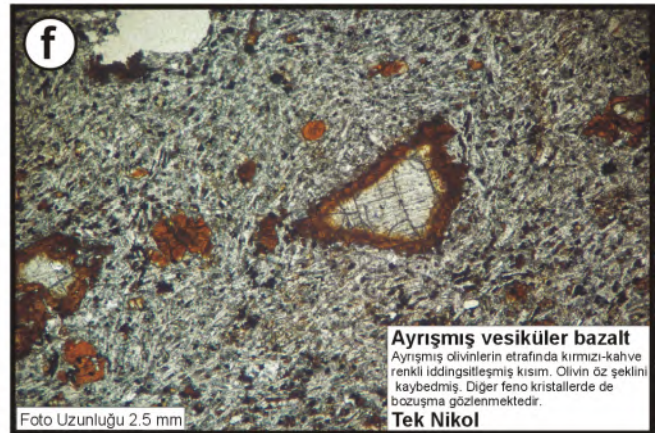
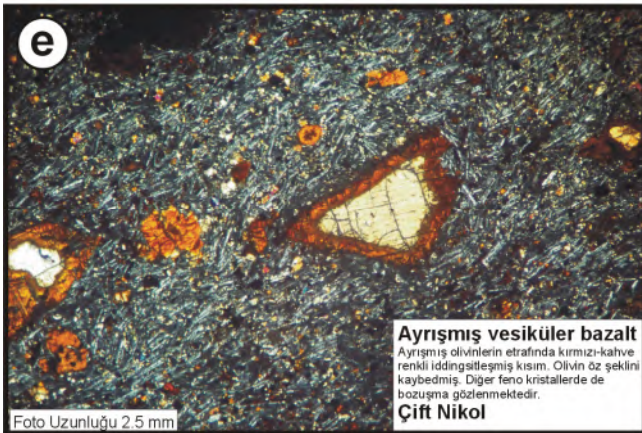
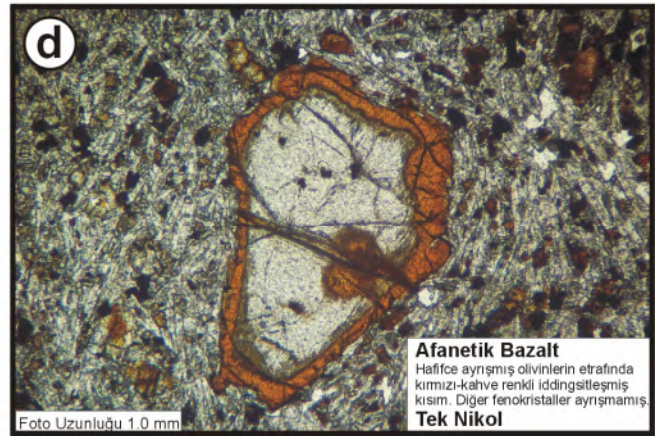
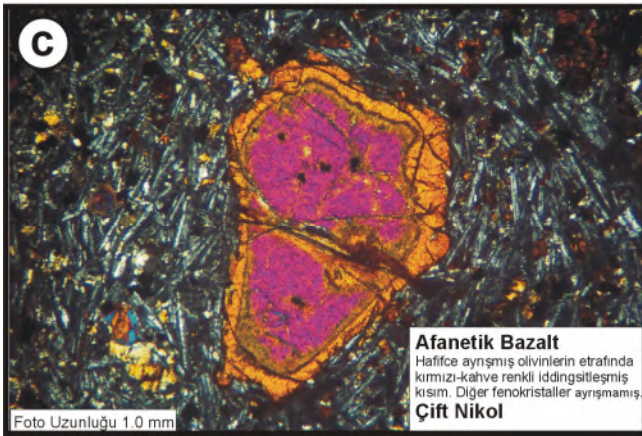
Bazaltlar ince taneli kristallerden oluşan matriks içinde olivin, piroksen veya feldispat minerallerinden oluşan feno kristallerin bulunduğu porfirik dokuya sahiptirler. Olivin ve piroksen

mineralleri bazaltlarda bulunan en önemli feno kristalleri oluşturmalarına rağmen plajioklas (feldispat) mineralleri de yaygındır. Bazaltlar kimyasal ve petrografik özelliklerine göre toelitik ve alkali bazaltlar olmak üzere iki ana guruba ayrılmaktadırlar. Toelitik bazaltlarda plajioklaslarla beraber piroksenlerden ojit, pijeonit veya hipersten yer almakta olup dağ kuşaklarında oluşurlar. Alkali bazaltlar ise olivin ($(\text{Mg,Fe})_2\text{SiO}_4$) ve piroksen diopsit veya titanca zengin ojitten oluşup okyanus sırtlarında ve dağ kuşaklarının ön ve arka yüzlerinde meydana gelirler. Çalışma alanındaki olivinli alkali karakterli bazaltlar mikrolitik-porfirik yapıya sahiptirler. Fenokristaller halinde yer alan öz şekilli olivinlerin boyutları 0,3-2,6 mm arasında değişmektedir (Parlak vd. 1997).

Taneler arasında yer alan hamur maddesi klinopiroksen ve plajioklaslardan oluşmaktadır. Aynı mineralojik yapıya sahip bu olivinli alkali bazaltlar kimyasal ve fiziksel özellikleri bakımından ayrılmış ve ayrılmamış olmak üzere iki ana guruba ayrılmışlardır. Ayrılmış bazaltlar (Derece 3 ve 4; FitzPatrick 1993) gözenekli bir yapıya sahip olup renkleri kahverengiye dönüşmüştür. Yapısında yer alan olivin kristallerin etrafında oldukça kalın

kırmızı-kahve renkli iddingsitleşme olarak adlandırılan yapılar gelişmiştir. Bu iddingsitleşmiş zonun kalınlığı arttıkça ayrışmanın derecesi de artmaktadır. Bazı olivinlerin merkezinde alterasyon sonucu oluşmuş demiroksit mineralleri yer almaktadır. Matriks içinde yer alan diğer fenokristallerde ayrışma gözlenmemektedir. Bu ayrışmış bazaltların boşluklarında da ikincil olarak

oluşmuş kalsit kristalleri yer almaktadır. Ayrışmamış bazaltlar ise (Derece 1 ve 2; FitzPatrick 1993) masif bir görünüme sahip olup siyah renktedirler. Bunlarda da olivinlerin etrafında ince bir zon halinde iddingsitleşmiş kısım bulunmasına rağmen olivinler öz şekillerini korumuşlardır (Şek. 4).



Şekil 4 Bazaltların makro ve ince kesit görünüşleri (a: ayrışmamış, b: ayrışmış, c: ayrışmış çift nikol, d: ayrışmış tek nikol, e: ayrışmamış çift nikol, f: ayrışmamış tek nikol)

Polarizen mikroskobu ile gerçekleştirilen çalışmalarda iddingsitleşmiş zonun etrafında açık yeşil renkli kısımlar montmorillonit (nantronit) gurubu kil minerallerine dönüştüğü düşünülmektedir. Nantronitler, demirli montmorillonitlerdeki Al'nin yerini Fe³⁺ alması ile oluşmuştur (Berry vd. 1983). Türkiye'nin en büyük, dünyanın dördüncü büyük dolgu barajı olan Atatürk Barajında, rip-rap malzemesi olarak kullanılan bazaltlarda yer alan olivinlerdeki ayrılmış zon montmorillit gurubu kil minerallerine dönüşmüştür (Çetin vd. 2000).

4 BAZALTLARIN JEOTEKNİK ÖZELLİKLERİ

İncelemeye konu olan bazaltlar BS 5930 (1981) ayrışma profiline göre değerlendirilmişlerdir. Bu abağa göre ayrılmamış bazaltlar 2. ve 3. sınıflarda; ayrılmış bazaltlar ise 4. ve 5. sınıflarda temsil edilmektedir (Şek. 5).

Bazaltların liman inşasında rip-rap ve dolgu malzemesi olarak kullanılabilmesi için standartlarla belirlenmiş şartları sağlaması gerekmektedir. Bu amaçla araziden alınan örnekler üzerinde ISRM (1981)'e göre deneyler yapılmıştır (Çizelge 1). Sadece suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi bire adet örnek için yapılmıştır.

Kayacın mekanik özellikleri ile yakından ilişkili olan kuru birim hacim ağırlıkları (Shakoor vd. 1982; Cargill 1989), ayrılmış bazaltlarda azalmaktadır. Ayrılmış bazaltlarda ağırlıkça su emme %0,88 iken bu oran ayrılmamış bazaltlarda %0,7'dir. Kayada yer alan boşluklar bütünlüğü bozmakta ve kayanın mekanik özelliklerini önemli ölçüde etkilemektedir. Sürekli su ile etkileşim içinde olacak olan bu kayalardaki hacimsel deformasyonlar poroziteyle yakından ilişkili olup ayrılmamış bazalttaki porozite oranı ise en fazla % 2'dir. Bell (1998)'e göre ise kayaçların poroziteleri agregaların kırılma dayanımlarını yakından etkilemektedir.

Bir kayacın tek eksenli sıkışma dayanım değeri; kayacın dokusuna, mineralojik yapısına, boşluk oranına, birim ağırlık vb. fiziksel özellikleri ile ilişkilidir. Liman inşasında rip-rap ve dolgu malzemesi olarak kullanılması düşünülen bazaltlar üzerinde ISRM (1981)'e göre tek eksenli sıkışma dayanımı deneyi kuru ve suya doygun olarak gerçekleştirilmiştir. Ayrılmış olarak tanımlanan boşluklu bazaltlarda suya doygun tek eksenli sıkışma dayanımı değerinde %25'lere varan bir düşme belirlenmiştir. Fiziksel ve mekanik özelliklerine göre ayrılmamış bazaltlar da ise dayanım değerinin çok az değiştiği tespit edilmiş ve bu malzemenin liman inşasında rip-rap ve dolgu

malzemesi olarak kullanılabileceği kararına ulaşılmıştır (Smith 1999).

Bazaltlar üzerinde agrega deneylerinin yapılabilmesi için araziden derlenen bloklar laboratuarda çeneli kırıcı ile kırılarak kırmataş elde edilmiştir. Deneyler BS 812 (1990) esas alınarak bu kırmataşlar üzerinde gerçekleştirilmiştir (Çizelge 2).

Ayrılmış ve ayrılmamış bazaltlar üzerinde gerçekleştirilen agrega deney sonuçları ile ayrılmamış (sağlam) bazaltların liman dolgusunda kullanılabilecekleri tespit edilmiştir.

5 TARTIŞMA ve SONUÇLAR

Pliyo-Kuvaterner bazaltları üzerinde yapılan jeolojik-jeoteknik çalışmalar sonucu Boyalıhöyüğü Tepe bazalt ocağından sağlanan ayrılmamış bazaltlar liman inşasında rip-rap ve dolgu malzemesi olarak kullanılabilecek özelliktedir.

Bazaltlar üzerinde yapılan ayrıntılı petrografik incelemeler sonucunda olivin minerallerinin etrafında yer alan iddingsitleşmiş zonun kalınlığının ayrışma derecesi ile yakından ilişkili olduğu gözlenmiştir. Bu iddingsitleşmiş kısımlar zamanla suya hassas nantronit gurubu kil minerallerine dönüşebilecek niteliktedir.

Bazaltlar üzerinde kuru ve suya doygun olarak gerçekleştirilen tek eksenli sıkışma dayanımı değerleri arasında ayrılmış bazaltlarda %23,14, ayrılmamış bazaltlarda ise %2,30 oranında bir düşme saptanmıştır. Ayrılmış bazaltların tüm indeks özellikleri sağlam bazalta göre daha düşük değerler göstermektedir.

Gerçekleştirilen petrografik ve mekanik deneylerle beraber yapılan arazi çalışmaları sonucu ayrılmış bazaltların yüzey ve yüzeye yakın kısımlarda; sağlam (masif) bazaltların ise yüzeyden 4-5 m derinlikten itibaren yer aldığı gözlenmiştir. Bundan dolayı limanda dolgu malzemesi olarak derinlerde yer alan ayrılmamış masif bazaltlar kullanılabilecekleri bu çalışma ile belirlenmiştir. Standartlara uygun olarak yapılan deneyler sonucunda, limanın aktif ömrü boyunca masif bazaltlarda olumsuzluk yaratacak herhangi bir ayrışma beklenmemektedir.

DERECE	G Ö R Ü N Ü M v e T A N I M L A M A	% KAYA İÇERİĞİ
6	 Yerinde Ayrışma ile oluşmuş zemin:Tüm kaya kütlesi zemine dönüşmüştür. Kütle yapısı ve malzeme dokusu bozulmuştur. Hacminde büyük değişiklikler oluşmuş, fakat taşınmamıştır.	KALINTI TOPRAK % 0 KAYA
5	 Zeminle beraber ana kaya: Tüm kaya kütlesi bozulmuş ve/veya zemin içerisinde yüzer durumda yer almaktadır.	TAMAMIYLA AYRIŞMIŞ %30'dan DAHA AZI KAYA
4	 Zayıf kaliteli kaya kütlesi: Kaya kütleinin yarıdan fazlası bozulmuş veya zemin içerisinde yüzer durumdadır. Taze veya rengi bozulmuş kayanın yanında devamlılığı olan ayrılmış kısımlar mevcuttur.	OLDUKÇA AYRIŞMIŞ %30 - %50 ARASI KAYA
3	 Orta derece kaliteli kaya kütlesi: Kaya kütleinin yarıdan daha az kısmı bozulmuş veya zemin içine girmiş durumdadır. Taze veya rengi bozulmuş kayanın yanında devamlılığı olan ayrılmış kısımlar mevcuttur.	ORTA DERECEDDE AYRIŞMIŞ %50 - %90 KAYA
2	 İyi kaliteli kaya kütlesi: Renk bozulması kaya malzemesinin veya süreksizlik yüzeyinin ayrışma belirticidir. Tüm kaya kütleinin rengi ayrışma ile bozulmuş olabilir.	AZ AYRIŞMIŞ %90'dan FAZLA KAYA
1	 Oldukça iyi kaliteli kaya kütlesi: Kaya malzemesinde gözle görülür ayrışma belirtisi yoktur. Belki ana süreksizlik yüzeylerinde ve birbirine kenetlenmiş eklem yüzeylerinde renk bozulması mevcuttur.	TAZE KAYA %100 KAYA

Şekil 5 Kaya kütlelerinin BS 5930 (1981)'a göre ayrışma derecesi abacı

Çizelge 1 Bazaltların indeks özellikleri ile tek eksenli sıkışma dayanımı değerleri

Deney Adı	Ayrışmış Bazalt				Ayrışmamış Bazalt			
	Min.	Mak.	Ort.	Std Sapma	Min.	Mak.	Ort.	Std Sapma
Birim Hacim Ağırlık, γ (kN/m ³)	25,65	26,87	26,42	0,44	24,34	27,29	26,85	0,90
Suda Dağılmaya Karşı Duraylılık İndeksi, Id_2 %	--	--	94,59	--	--	--	98,19	--
Ağırlıkça Su Emme (%)	0,71	1,10	0,88	0,12	0,28	0,93	0,70	0,18
Hacimce Su Emme (%)	1,84	2,98	2,39	0,37	0,76	2,59	1,93	0,59
Porozite, n (%)	-	-	-	--	0,76	2,59	1,93	0,59
Boşluk Oranı, e (%)	-	-	-	--	0,01	0,03	0,02	0,01
Tek Eksenli Sıkışma Dayanımı, σ_c (Kuru), (MPa)	35,55	49,62	40,75	5,14	39,08	57,56	47,32	6,70
Tek Eksenli Sıkışma Dayanımı, σ_c (Doygun), (MPa)	28,24	34,65	31,32	2,41	31,10	55,80	46,23	7,57

Çizelge 2 Bazaltlarda gerçekleştirilen agrega deneyleri

Deney Adı	Ayrışmış Bazalt				Ayrışmamış Bazalt				Sınır Değer (BS 812)
	Min.	Mak.	Ort.	Std Sapma	Min.	Mak.	Ort.	Std Sapma	
Don Kaybı, %	0,90	1,27	1,02	0,12	0,25	0,91	0,59	0,27	<12
Agrega Darbe Dayanımı, AIV %	14,57	25,79	18,26	3,81	14,53	21,76	18,30	2,53	<24
Agrega İncelik Deneyi, %	12,71	20,19	14,59	2,55	9,89	11,23	10,68	0,51	<15
% İncelik Değeri, TVF (kN)	153	262	183,2	32,88	169	260	212,6	28,80	>100

KAYNAKLAR

- Bell F.G. 1998. *Engineering Geology*. London: Blackwell Science, Third Edition.
- Berry L.G., Mason, B. & Dietrich, R.H. 1983. *Mineralogy*. New York: W.H. Freeman and Company.
- BS 5930. 1981. *Code of Practice for Site Investigation*. London: British Standards Institution.
- BS 812. 1984-1995. *Testing aggregates*. London: British Standards Institution.
- Cargill J.S. 1989. *Evaluation of Empirical Methods of Measuring the Uniaxial Compressive Strength of Geology*. Kent, OH: Kent State University. 80p.
- Çetin H., Laman M. & Ertunç, A. 2000. Settlement and slaking problems in the world's fourth largest rock-fill dam, the Atatürk Dam in Turkey. *Engineering Geology*, 56, 225-242.
- FitzPatrick E.A. 1993. *Soil Microscopy and Micromorphology*. Chichester: Wiley.
- Fookes P.G., Gourley C.S. & Ohikere C. 1988. Rock weathering in engineering time. *Q. J. Eng. Geol.*, 21, 33-57.
- Higgs N.B. 1976. Slaking basalts. *Bull. Assoc. Eng. Geol.*, 13 (2): 151-162.
- ISRM. 1981. *Rock characterisation, testing and monitoring- ISRM suggested methods*. Oxford: Pergamon.
- Karig D.E. & Kozlu H. (1990). Late Palaeogene evolution of the triple junction regime near Maraş south-central Turkey, *Journal of the Geological Society*, 147: 1023-1034.
- Kelling G., Gökçen S.L., Floyd P.A. & Gökçen N. 1987. Neogene tectonics and plate convergence in the Eastern Mediterranean: new data from southern Turkey. *Geology*, 15: 425-429.
- Kozlu H. 1987. Misis-Andırın Dolaylarının Stratigrafisi ve Yapısal Evrimi, *Türkiye 7. Petrol Kongresi*: 104-116.
- Marsal R.J. & Arellano L.R. 1967. Performance of El Infiernillo dam 1963-1966. *J. Soil Mech. Foundations Div., Proc., of ASCE* 93, SM4: 295-328.
- McNally G.H. 1998. *Soil and rock construction materials*. London and New York: First published, E and FN spon.
- Notsu K., Fujitani T., Ui T., Matsuda J. & Ercan, T. 1995. Geochemical features of collision-related volcanic rocks in central and eastern Anatolia, Turkey. *J. Volcanol. Geotherm. Res.* 64: 171-192.
- Parlak O., Kozlu H., Demirkol C. & Delaloye M. 1997. Intracontinental Plio-Quaternary volcanism along the African-Anatolian plate boundary, Southern Turkey. *Ofioliti*, 22: 111-117.
- Poitevin P. 1999. Limestone aggregate concrete, usefulness and durability. *Cement and Concrete Composites*, 21: 89-97.
- Polat A., Kerrich R. & Casey, J.F. 1997. Geochemistry of Quaternary basalts erupted along the East Anatolian and Dead Sea Fault zones of southern Turkey: implications for mantle sources. *Lithos*, 40: 55-68.
- Postacıoğlu B. 1987. *Beton Bağlayıcı Maddeler, Agregalar. Beton*. İstanbul: Teknik Kitaplar Yayınevi Cilt 2.
- Robertson A., Ünlügenç U.C., İnan N. & Taşlı K. 2004. The Misis-Andırın Complex: a Mid-Tertiary melange related to late-stage subduction of the Southern Neotethys in S Turkey. *Journal of Asian Earth Sciences*, 22: 413-453.
- Shakoor A., West T.R. & Scholer C.F. 1982. Physical characteristics of some Indiana Argillaceous carbonates regarding their freeze-thaw resistance in concrete. *Bulletin of the Association of Engineering Geologist*, Vol.19, No.4: 371-384.
- Smith M.R. (Ed.). 1999. *Stone: Building Stone, Rock Fill and Armourstone in Construction*. London: Geological Society Engineering Geology Group Special Publication, Vol. 161.
- Özturan T. & Çeçen C. 1997. Effect of coarse aggregate type on mechanical properties of concretes with different strengths. *Cement and Concrete Research*, 27, 2: 165-170.
- Yılmaz Y., Gürpınar O. & Yiğitbaş, E., 1988. Amanos Dağları ve Maraş Dolaylarında Miyosen Havzalarının Tektonik Evrimi. *Petrol Jeologları Dergisi Bülteni*, 1: 52-72.
- Yılmaz Y., 1990. Comparison of young volcanic associations of western and eastern Anatolia formed under a compressional regime: a review. *J. Volcanol. Geotherm. Res.*, 44: 69-87.
- Yurtmen S., Guillou H., Westaway R., Rowbotham G. & Tatar O. 2002. Rate of strike-slip motion on the Amanos Fault (Karasu Valley, southern Turkey) constrained by K-Ar dating and geochemical analysis of Quaternary basalts. *Tectonophysics*, 344: 207-246.
- Yürür M.T. & Chorowicz J. 1998. Recent Volcanism, Tectonics and Plate Kinematics Near the Junction of the African, Arabian and Anatolian Plates in the Eastern Mediterranean. *Journal of Volcanology and Geothermal Research*, 85: 1-15.

Travertenlerde gözenek dolgu uygulamalarının kayacın teknik özelliklerine etkisinin sayısal incelemesi

A numerical analysis for the effect of pore filling applications in travertines on technical parameters of the rock

S. Demirdağ & L. Gündüz

Süleyman Demirel Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü Isparta

ÖZET: Bu çalışmada, günümüzde işlemesi kolay, diğer mermerlere göre daha ucuz, bünyesinde bulundurduğu çeşitli büyüklüklerde gözeneklere rağmen, oldukça geniş bir kullanım alanına sahip olan travertenlerin, gözenek dolgusunda kullanılan yöntemlerin kaya mekaniği parametreleri açısından, kayacın teknik özelliklerine ne derecede etki ettiği incelenmiştir. Gözenek dolgu işleminde, dolgu yöntemi olarak iki farklı uygulama yapılmıştır. Bu yöntemler, polyester dolgu ve çimento dolgu olup, her iki yöntemin de kayaç yapısına etkisi incelenerek, en uygun dolgu sistemi, kayaç parametrelerine bağlı olarak sayısal değerlerle belirlenmiştir. Elde edilen teknik bulgu ve değerlendirmeler, detay olarak verilmiştir.

ABSTRACT: In this study, pore filling methods of travertines and their effects on technical parameters of the rock structure based on the rock mechanics aspects were experimentally investigated. Although travertine has a huge porosity and different size of pores in its structure, it has a wide usage area in the construction and facing stone industry. Its processing is very easy and is much cheaper than the other marble types. Mainly two different applications were used to analyze the pore filling process. These methods are polyester filling technique and cement filling technique. The effects of both methods on the rock structure were analyzed and the most suitable filling technique was determined based on the technical data of rock parameters. The research findings and evaluations were discussed in detail.

1 GİRİŞ

Türkiye’de günümüz madencilik faaliyetleri açısından mermercilik önemli bir sektör haline gelmiştir. Özellikle inşaat sektöründeki hızlı gelişme, doğal yapı ve kaplama malzemesi olarak tanımlanan mermerlerin, kullanımını gün geçtikçe arttırmaktadır. Ayrıca, yapılarda kullanılan malzemelerin sağlam ve hafif olması, bina statığı açısından önemli bir durum teşkil etmektedir. Mermer sektöründe, ocaktan çıkarılan bloklar fabrikalara işlenmek için getirilmektedir. Fabrikalarda siparişlere bağlı olarak istenilen ebatlara getirilen mermer plakalarında, oluşumundan kaynaklanan istenmedik ve taşın ticari değerini düşüren çatlak, gözenek, ve boşluk gibi kusurlar bulunmaktadır (Acar 2003). Genelde döşeme veya kaplama olarak kullanılacak taşlarda, aynı renk, parlaklık, sertlik, dayanım ve hijyenik olması açısından gözeneksiz düzgün bir yüzey aranan özelliklerdir. Mermerlerde bu özellikler sağlanmadığında, kullanıldıkları yerlerde, kir ve zararlı maddeler nedeniyle zamanla renklerini kaybetmekte ve hijyenik olmayan bir ortama neden

olmaktadırlar. Taşın dayanımını, estetiğini ve ticari değerini arttırmak için bu kusurların giderilmesinde farklı yöntemler kullanılmaktadır. Mermer fabrikalarında, gözenek ve tamir uygulama yöntemleri çok önemli bir yer tutmakta olup, işletmelerin büyük bir çoğunluğunda, taştaki kusurların giderilmesi için büyük masraflar yapılmaktadır. Dolgu ve tamir yöntemi epoxy reçineler, polyester reçineler, U.V reçineler, mastikler ve çimento dolgular en yaygın olarak tercih edilen ve kullanımı halen süregelen uygulama sistemleridir. Ancak, gözenek dolgu uygulamalarında, kullanılan dolgu türleri ve teknik özellikleri dikkate alındığında, işletmelerin çoğunda dolgu kullanımına yönelik teknik inceleme ve/veya gözlemlerinin yeterince yapılmadığı ve bulgulara ulaşılmadığı da kaçınılmaz bir gerçektir. Kaya mekaniği ilkeleri çerçevesinde, dolgu türünün mermer plakasının teknik özelliklerine ne derecede etki ettiği, teknik olarak incelenmeli, plaka üretiminde işletme veriminin belirlenmesi, taşın kalitesinin iyileştirilmesi, uygulamanın ekonomik yönünün ortaya çıkartılması açısından oldukça önem taşımaktadır.

Pomakis & Mecik (2001)'de yaptıkları incelemelerde, farklı tipteki doğal taşların fiziksel ve mineral özelliklerinin kesin olarak bilinmesinden ve yeni akemi teknolojilerinin geliştirilmesinden dolayı bloklardaki, yarılmış taşlardaki ve yarı mamul durumdaki taşlarda kusurların giderilmesinde, büyük aşama kaydettiklerini ve böylece sadece üretimde artış değil, aynı zamanda üretilen malzemenin kalitesinde de büyük bir artış olduğunu belirtmişlerdir.

Acar (2003)'de yaptığı çalışmada taşlardaki iyileşme sonucunda; firelerde azalma ve kalitede artma olduğunu, işlemdeki tıkanıkların giderildiğini, standart ürün, programlı üretim, kalite güvencesinin olduğunu, nakliye problemlerinin azaldığını, satış sonrası problemlerin azaldığını ve müşteri memnuniyetinin arttığını belirtmiştir.

Mermer ticaretinde amaç, piyasanın istediği boyutlarda kırıksız, çatlaksız ve boşluksuz mermer plakaları üretmektir. Bu nedenle, günümüzde yaygın olarak kullanılan traverten mermerinin, gözenek dolgusunda kullanılan yöntemlerin kayaç parametrelerini ne derecede etkilediği bir araştırma konusu olmaktadır. Günümüzde piyasada travertenlerin gözenek dolgusunda en yaygın olarak kullanılan yöntemler iki tiptir. Bunlar; polyester dolgu ve çimento dolgudur. Bu yöntemlerin, her birinin uygulama yöntemleri birbirinden farklı olmaktadır. Ancak, travertenlerin gözenek dolgu yöntemleri uygulandıktan sonra, kayaç özelliklerini nasıl etkilediği, henüz yeterince açıklığa kavuşturulmamış bir durumdur. Bu amaçla, traverten dolgu sisteminde, mermerin dayanım, su emme ve strüktür yapısındaki değişim etkisi ayrıntılı bir inceleme konusu olmaktadır.

Bu çalışmada, Konya yöresine ait traverten mermerinde uygulanan gözenek dolgu sisteminde, kaya mekaniği prensipleri çerçevesinde kayaca ait basınç dayanımı, gözeneklilik derecesi, birim ağırlık değeri, elastisite özellikleri vb. ve cila kalitesine ait özellikler dolgu türüne göre tanımlanarak en uygun yöntem belirlenmiştir.

2 DOLGU TÜRLERİ

2.1 Polyester reçineler

Zinciri ester işlevleri ile bağlı motiflerin birleşmesinden oluşan polimerlere, polyester denilmektedir (Acar 2003). Kullanım sırasında katılan peroksit ve ardından uygulanan ısıtma ile polimerleşme sağlanmaktadır. Polyester reçineler, gözenek dolgusu ve çok kırılğan olmayan taşların

güçlendirilmesinde kullanılmaktadır (Acar 2003). Polyester reçineler uygulandıktan sonra, elle dokunulduğunda yüzeydeki yapışkanlık hissi çok uzun bir süre kalabilmektedir. Bu yapışkanlığın istenmediği durumlarda Parafin içeren polyester reçineler kullanılmaktadır. Polyester reçineler uygulamada yüksek bir esnekliğe sahiptir. Taşın arka tarafından fileli veya filesiz olarak, ön tarafından renklendirilmiş veya şeffaf olarak polyester reçine uygulanmaktadır. Ön yüzüne uygulandığında hem çatlak tamiri ve gözenek dolgusu tek bir işlemde yapılabilen ve cila kalitesi artmaktadır. Kürleme süresi kısa olduğu için enerji sarfiyatı düşmektedir (Acar 2003).

Çetin (2001)'de yaptığı çalışmalarda polyester esaslı dolgu malzemelerini iki grupta toplamıştır. Birincisi, kalibrasyonu ve ön silimi yapılmış taşa uygulanan yarı katı polyester esaslı dolgu malzemeleri olup ikincisi ise, cilalı taşa rötuş amaçlı uygulanan mum dolgular olmaktadır.

Polyester esaslı malzemeler dolgu amaçlı kullanılmaktadır. Bunların, taşı sağlamlaştırma kabiliyetleri zayıftır. Karışım hazırlanırken katalizör genellikle %2- %3 oranında ana malzeme ile karıştırılır. Bu karışımın tamamen donma süresi normal hava koşullarında 1-1,5 saat olmaktadır (Çetin 2001).

Gözenekli taşlarda kullanılan polyester esaslı dolgu malzemelerinin bir özelliği de fırınlanabilir olmasıdır. Gözeneklere uygulanan dolgu malzemesi yarı katı olduğundan gözenegın içerisine kolayca dolabilmektedir. Bu işlem için ideal sistem akışı şu şekilde olmaktadır (Çetin 2001);

Kalibrasyon – Ön silim – Kurutma – Dolgu malzemesinin uygulanması – Polimerizasyon – Cilalama

Traverten doğal yapısı gereği yüksek nem absorbe etmektedir. Islak traverten'in rengi, olduğundan daha koyu görüldüğü için gerçek rengi ve cila kalitesini tespit etmek mümkün değildir. Bu nedenle doğru bir seleksiyon yapabilmek ve ambalajın ıslanmasını önlemek için traverten, tekrar terleme yapmayacak derinlikte iyice kurutulmalıdır (www.inkatrade.com).

2.2 Çimento dolgu

Bu dolgu türü, travertenin gözeneklerini doldurmak için 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 kullanılmaktadır (Acar 2003).

3 DENEYSEL ANALİZ ve İRDELEME

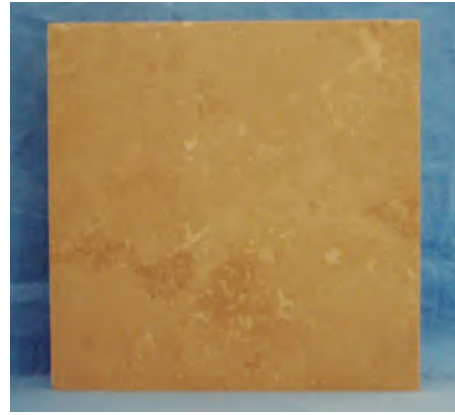
Günümüzde işlenmesi kolay ve diğer kalsiyum karbonat kökenli mermer türlerine göre daha ekonomik, bünyesinde farklı büyüklüklerde gözeneklere rağmen, oldukça geniş bir kullanım alanına sahip olan travertenler, kullanım yerlerinde gözenekliliklerine bağlı olarak zamanla olumsuz durumları sergileyebilmektedirler. Özellikle, dış atmosfer ortam şartlarında bulunan toz zerrecikleri ve kir sayılabilecek mikronize boyutlardaki taneciklerin, traverten yüzeyinde bulunan gözeneklere dolarak, hem gözeneklerin kapanmasına neden olmakta, hem de kayacın yüzeysel görünüm rengi ve albenisini bozabilmektedir. Bu nedenle, genellikle traverten türü kayaların kaplama ve döşeme elemanı olarak kullanımları öncesi, mermer işleme fabrikalarında farklı alternatif dolgu yöntemleri ile yüzeylerindeki boşluklar doldurulmakta ve kullanıma sunulmaktadır. Günümüzde genellikle iki ayrı dolgu yönteminin çok sıklıkla uygulandığı görülmekte olup, bu yöntemler: *polyester dolgu* ve *çimento dolgu*dur. Ancak, yapılan bu dolgu işlemlerinin kayacın yapısına ve dolayısıyla kullanım sürecinde kayacın karakteristik özelliklerine ne ölçütlerde etki ettiği, araştırılması gerekli bir husustur.

Traverten türü kayaların kaplama ve döşeme elemanı olarak değerlendirilmesinde, gözenek dolgusunda kullanılan yöntemlerin kaya mekaniği parametreleri açısından, kayacın teknik özelliklerine ne derecede etki ettiğini incelemek amacıyla, Konya bölgesinde bulunan travertenlerin polyester dolgu ve çimento dolgusu yapılmış 30×30×2 cm ebatlarındaki mermer plaka örnekleri (Şekil 1-3), mermer işleme tesislerinden alınmıştır. Bu örnekler üzerinde, Süleyman Demirel Üniversitesi (SDÜ) Maden Mühendisliği Bölümü, Kaya Mekaniği ArGe laboratuvarında birim ağırlık, basınç dayanımı, ultrasonik hız ve su emme kapasiteleri gibi teknik analizleri yapılarak, gözenek dolgusu yapılmamış aynı kayaca ait örneklerin teknik özellikleri ile karşılaştırmalı irdelemesi yapılmıştır. Bu çalışma kapsamında, hangi tür bir dolgunun, dolgu uygulamaları ve kullanım yeri açısından daha avantajlı olduğu araştırılmıştır.

Gözenekli bir yapıya sahip kayacın, gözeneklerinin farklı bir malzeme ile doldurulması sonucu, genellikle birim ağırlığının artması beklenen bir olgudur. Bu çalışma kapsamında, traverten plaka yüzeylerinde bulunan gözeneklerin iki ayrı dolgu yöntemine göre dolgusunun yapılması sonrasında, kayacın kuru birim ağırlık değerlerindeki değişim incelenmiştir. Elde edilen bulgular karşılaştırmalı olarak Şekil 4’de verilmiştir.



Şekil 1 Dolgusu yapılmamış traverten plaka örneği



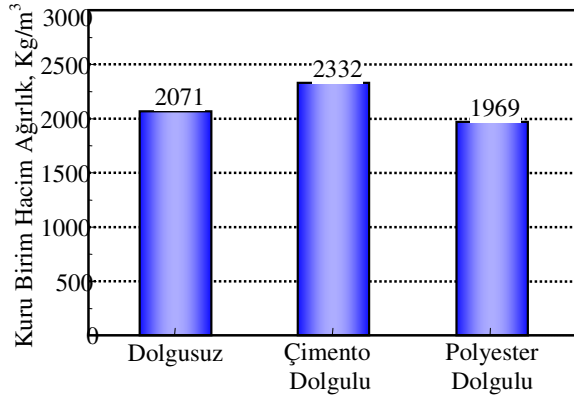
Şekil 2 Çimento dolgulu traverten plaka örneği



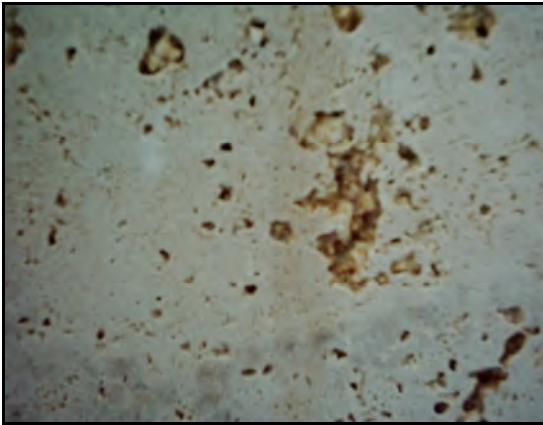
Şekil 3 Polyester dolgulu traverten plaka örneği

Şekil 4’den de görüldüğü gibi, çimento dolgu yöntemine göre dolgusu yapılmış traverten plakalarının kuru birim hacim ağırlık değerlerinin, gözenekli yapısına göre %12.60 oranında arttığı gözlenmiş, ancak buna karşın polyester dolgu yönteminde ise, kayacın birim hacim ağırlığının %4.93 oranında azaldığı görülmüştür. Kayacın yüzeysel görünümünde herhangi bir bozulma

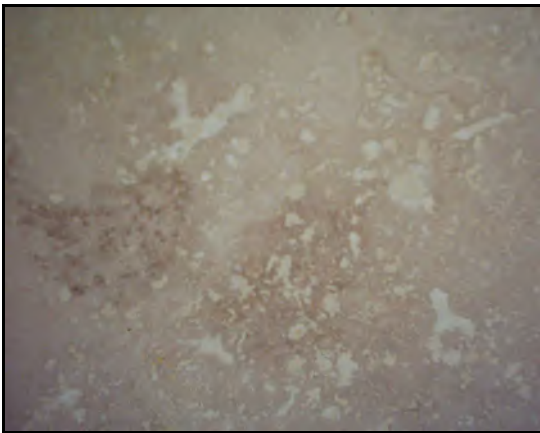
gözlenmemesine karşın, polyester dolgu yönteminin kayacın birim ağırlığını düşürücü etkisi ilgi çekici bir durum olarak belirlenmiştir (Şekil 5–7). Bu olgunun sebebinin incelenmesi amacıyla, araştırma kayacın basma dayanımı değerinin analizi doğrultusunda zenginleştirilmiş olup, deneysel teknik bulgu Şekil 8’de verilmiştir.



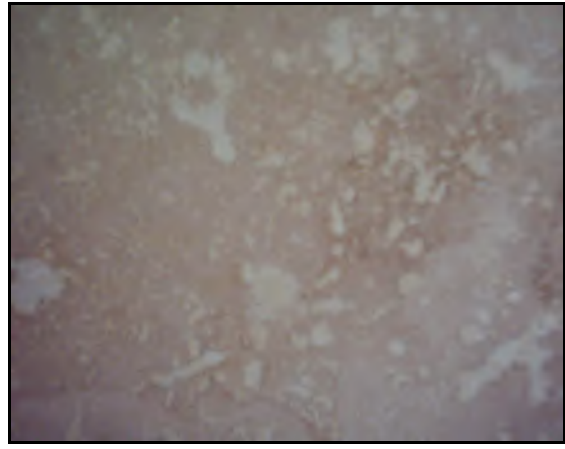
Şekil 4 Dolgu yöntemlerinin traverten plakalarının kuru birim ağırlığına etkisi



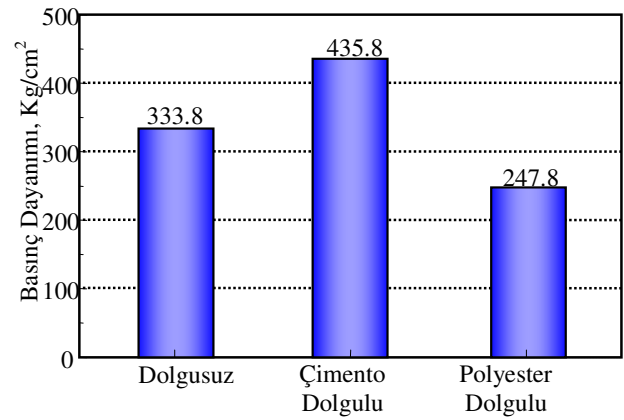
Şekil 5 Dolgusu yapılmamış traverten yüzeyi



Şekil 6 Çimento dolgulu traverten yüzeyi

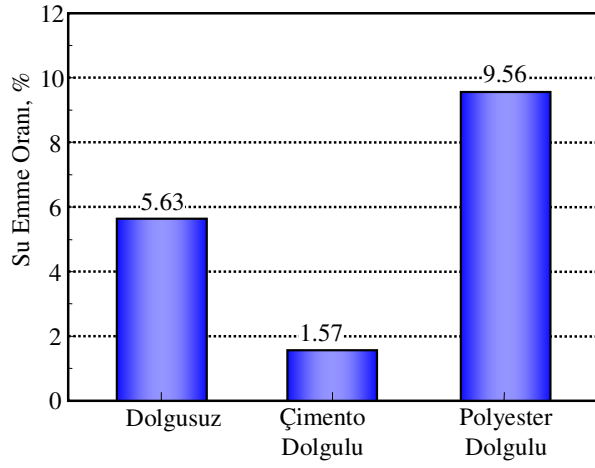


Şekil 7 Polyester dolgulu traverten yüzeyi

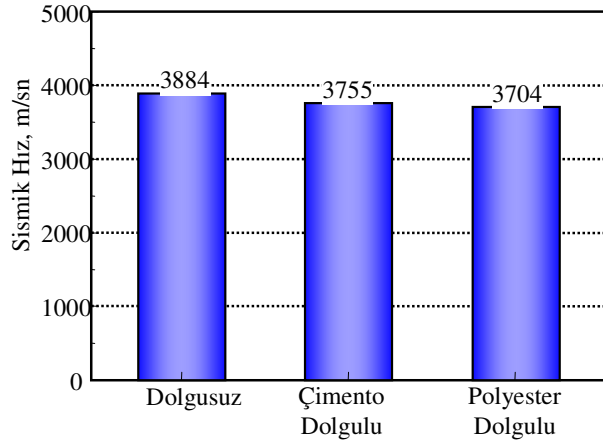


Şekil 8 Dolgu yöntemlerinin traverten plakalarının basınç dayanımına etkisi

Şekil 8’de görüldüğü gibi, çimento dolgulu traverten plakalarının basınç dayanımı ortalama olarak, travertenin dolgusu yapılmadan önceki yapısına göre %30.56 oranında arttığı gözlenmiştir, ancak birim hacim ağırlık irdelemesinde görüldüğü gibi, polyester dolgu yönteminde ise, kayacın dayanım değerinin %25.76 oranında zayıfladığı görülmüştür. Polyester dolgu yönteminin, kayacın dayanım değerini düşürücü etki değeri, yadsınamayacak bir büyüklükte olup, kayacın mukavemetini önemli ölçülerde düşürmekte olduğu gözlenmiştir. Yapılan bu iki ön deneysel değerlendirme bulgularına göre, çimento dolgu yönteminde, kayacın yapısal açıdan daha duraylı bir kohezyon kuvvetine sahip olduğu, polyester dolgu yönteminde ise bu kohezyon kuvvetinin zayıfladığı belirlenmiştir. Bu olgunun teknik açıdan daha detay irdelenmesi amacıyla, dolgu türlerinin kayacın su emme karakteristiği ve sismik hız geçirgenlik değerine olan etkileri analiz edilmiştir. Teknik deneysel bulgular kolon grafik olarak Şekil 9 ve Şekil 10’da verilmiştir.



Şekil 9 Dolgu yöntemlerinin traverten plakalarının su emme karakteristiğine etkisi

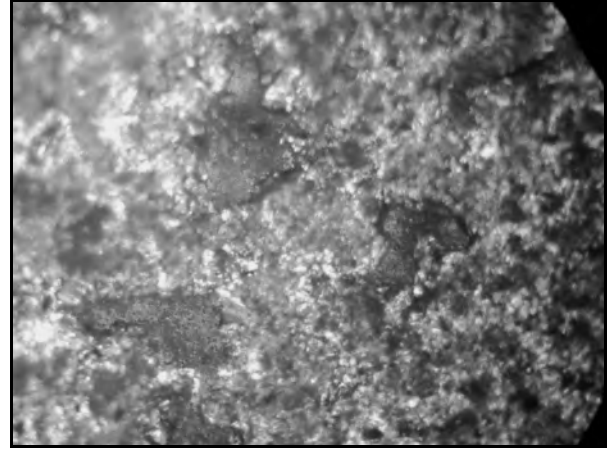


Şekil 10 Dolgu yöntemlerinin traverten plakalarının sismik hız geçirgenlik karakteristiğine etkisi

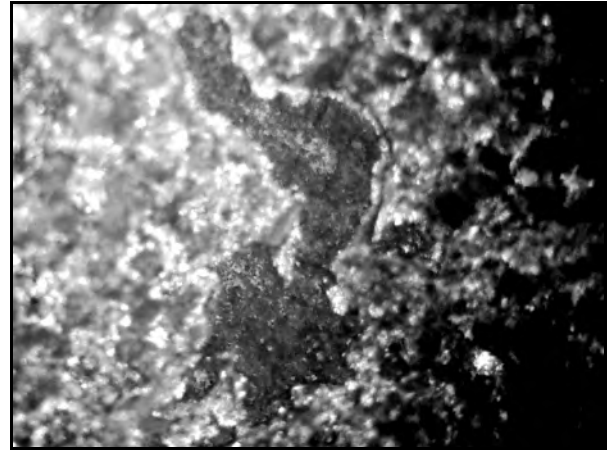
Şekil 9 irdelendiğinde görüleceği gibi, çimento dolgu yönetiminin, kaplama ve döşeme amaçlı kullanılacak traverten kayacının su emme kapasitesini %72.11 oranında düşürdüğü ve dolayısıyla, önemli bir değerde su tecridi sağladığı da gözlenmiştir. Ancak, polyester dolgu yönetiminde, benzer karakteristik gözlenememiş olup, çimento dolgu yönteminin aksine, traverten kaplama taşının su emme karakteristiğinin %69.80 oranında arttığı gözlenmiştir. Bu olguda, polyester dolgu yönteminin kayacın gözeneklilik oranını artırıcı bir etkisi olduğunu göstermektedir. Genellikle gözenekli kayalarda, su emme karakteristiği kayacın gözeneklilik oranı ile doğrudan ilişkili bir faktör olmasının yanı sıra, kayacın gözenekleri arasında bağlantı oluşturacak yapısal değişimin de su emme oranını artırıcı etkisi bulunmaktadır. Bu olgu bir anlamda, kayacın sismik hız değerinin ölçülmesi ile anlaşılabilir. Genelde, gözenekliliği yüksek olan kayalarda

sismik hız değerlerinin düşük m/sn birimlerinde olduğu gözlenmektedir. Bu açıdan Şekil 10 irdelendiğinde de görüleceği gibi, yukarıda söz konusu edilen polyester dolgu yöntemine göre dolgusu yapılmış traverten levhaların, sismik hız değerlerinin diğer yöntemlere göre daha düşük değerlerde olduğu görülmektedir.

Farklı dolgu yöntemi uygulamalarında, traverten levhalarının dolgu işlemi sonrasında kayacın yapısal özelliğini ne ölçülerde etkilediği, yapılan ince kesit analizleri ile de irdelenmiştir. Kayaç örnekleri üzerinden alınan ince kesit numunelerinin, 100 büyütme koşullarında mikroskop altındaki yapısal formu Şekil 11–13’de verilmiştir.



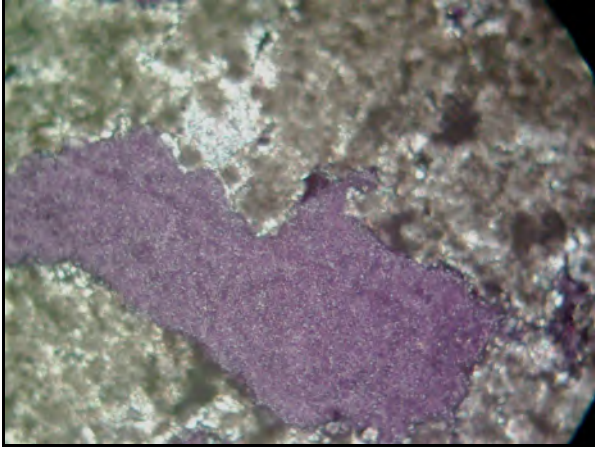
Şekil 11a Dolgusu yapılmamış travertenin yapısal analizi



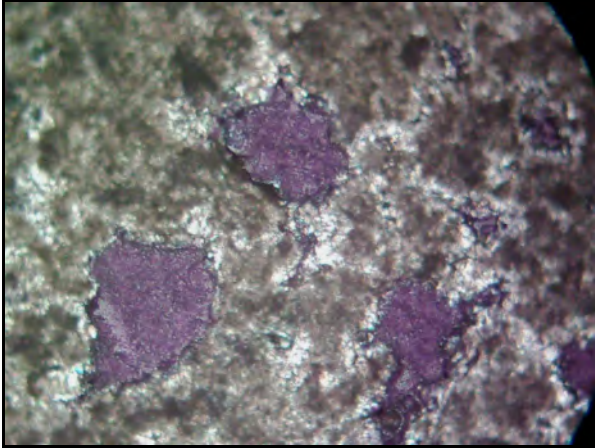
Şekil 11b Dolgusu yapılmamış travertenin yapısal analizi

Şekil 11(a-b)’de görüldüğü gibi, dolgu işlemi öncesinde kayacın gözenekleri düzensiz ve bağlantısız boşluklu bir form göstermektedir. Ancak, çimento dolgu yapılması durumunda, hazırlanan çimento şerbetinin kayacın gözenekleri ile tamamen örtüşecek şekilde doldurduğu görülmektedir (Şekil

12). Çimento dolgu türünün, kayacın yapısal formunda herhangi bir bozulmaya maruz bırakmadığı da açıkça görülebilmektedir. Çimento dolgusunun, kayacın gözeneklerini tamamen doldurması sebebiyle, geçirimsiz ve yüksek kohezif bir yapı oluşturan kayaç ortamını meydana getirdiği belirlenmiştir. Bu nedenle de, bu tür dolgunun yapıldığı gözenekli kayaçlarda, basınç dayanım değerlerinin daha yüksek, buna karşın gözeneklilik oranı ve su emme karakteristiğinin daha düşük değerlerde olduğu görülmektedir.



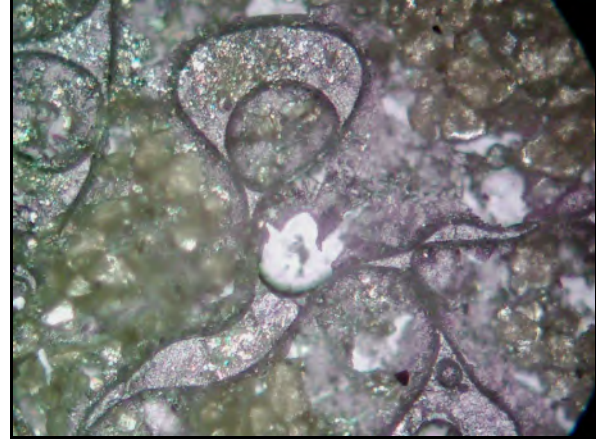
Şekil 12a Çimento dolgulu travertenin yapısal analizi



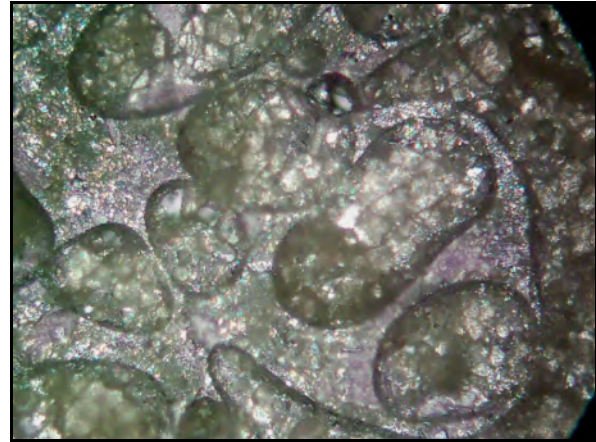
Şekil 12b Çimento dolgulu travertenin yapısal analizi

Polyester dolgu türüne ait kesit analizlerinde ise (Şekil 13(a)-(d)) polyester dolgu sürecinde kayacın yapısal olarak bozunmaya uğradığı, gözeneklerin bir akma yapısı sergileyerek büyüdüğü ve kısmen gözenekler arasında kılcal bağlantı oluşturacak boşluk kanallarının geliştiği gözlenmiştir. Bu olgu da, kayacın gözeneklilik oranının artmasına neden olmakta ve dolayısıyla su emme karakteristiğinin artmasına ve basınç dayanımının düşmesi sebep olmaktadır.

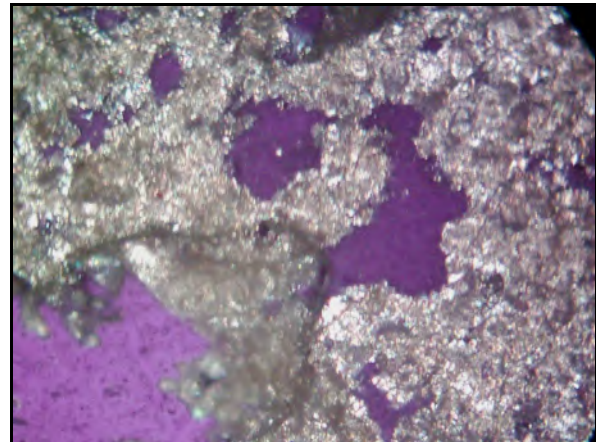
Polyester dolgulu traverten kayacından alınan ince kesit örneklerinde bir diğer gözlem ise, gözenek cidarlarının etrafındaki matris yapının oldukça zayıf bir yapı sergilediği, erime büyümelerinin gelişmesine zemin hazırladığı gözlenmiştir. Bu olgu özellikle Şekil 13(b) ve Şekil 13(c) de açıkça görülmektedir.



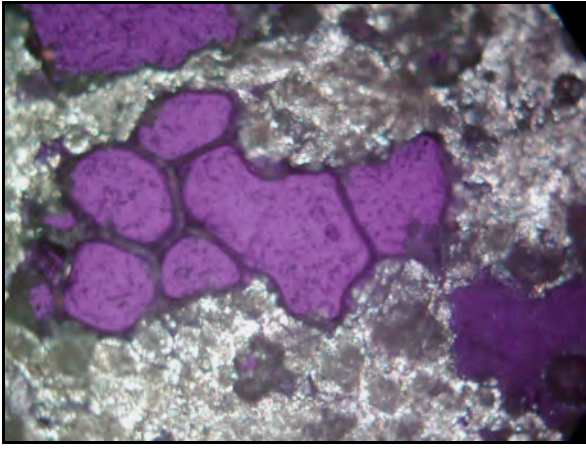
Şekil 13a Polyester dolgulu travertenin yapısal analizi



Şekil 13b Polyester dolgulu travertenin yapısal analizi



Şekil 13c Polyester dolgulu travertenin yapısal analizi



Şekil 13d Polyester dolgulu travertenin yapısal analizi

KAYNAKLAR

- Acar H. 2003. Doğal Taşlarda Çatlak Tamir ve Gözenek Dolgu Sistemleri, *Türkiye IV. Mermer Sempozyumu, Mersem 2003*, 18-19 Aralık, Afyon, 415-434s.
- Çetin F. 2001. Gözenek ve Çatlak Tamir Uygulama Örnekleri ve Bu Uygulamaların İşletmelere Getirdiği İlave Kazançlar, *Türkiye III. Mermer Sempozyumu, Mersem 2001*, 3-5 Mayıs, Afyon, 445-449s.
- Pomakis I. & Meçik A. 2001. Modern Kimyasal Uygulama İşlemleri ile Doğal Taşların Kalitesinin Arttırılması, *Türkiye Taş Dünyası, Taş ve Taş Teknolojileri Dergisi*, Sayı:22, Temmuz-Ağustos, İzmir, 92-98s.
- <http://www.inkatrade.com/urunhizmet.htm> (2004)

4 SONUÇLAR

Deneyssel olarak yapılan analiz çalışmalarında elde edilen verilere göre şu sonuçlar özetle çıkarılabilir:

- Traverten dolgusunda, çimento dolgu yöntemi kayaç karakteristiği ve teknik özellikleri bakımından en uygun dolgu yöntemidir.
- Çimento dolgu yöntemi, kaplama veya döşeme olarak kullanılacak kayacın gözeneklilik oranını düşürmekte olup, kayacı daha fazla geçirimsiz kılmaktadır.
- Gözeneklilik oranının düşmesi ile birlikte, kayacın yapısı daha kompakt bir konuma gelmekte ve basınç dayanım değeri iyileşmektedir.
- Polyester dolgu yönteminde ise, kayaç bünyesinde sıcak polyesterin etkisi ile erime boşlukları meydana gelmekte ve bunun doğal bir sonucu olarak da, kayacın gözeneklilik oranı artmaktadır. Bu olgu, kayacı dayanım açısından daha zayıf kılmaktadır. Bu nedenle, polyester dolgu uygulaması, çimento dolgu uygulamasına karşın çok daha az kullanılmalı ve hatta bağlantılı boşluklu matris yapıya sahip kalsiyum karbonat kökenli kayaçlarda dolgu türü olarak tercih edilmemelidir.
- Birim fiyat olarak da çimento dolgu, polyester dolguya göre 3-4 kat daha ucuz bir uygulamadır.

Bu çalışmada yalnızca Konya Bölgesinde üretilmekte ve kullanılmakta olan traverten örnekleri üzerinde bir araştırma yapılmıştır. Ancak, diğer yöre ve bölgelerde farklı karakteristik özellik sergileyen traverten türleri için, benzer analiz çalışmaları yapılmalı ve travertenlerin gözeneklerinin dolgu uygulamaları daha detay irdelenmelidir.

Kaya malzemesinin elastisite modülünün kestirimi için görgül bir eşitlik

An empirical equation for estimating elasticity modulus of intact rock

H. Sönmez, C. Gökçeoğlu, K.E. Kasapoğlu & E. Tuncay

Hacettepe Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü 06532 Beytepe Ankara

K. Zorlu

Mersin Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü 33342 Çiftlikköy Mersin

ÖZET: Kaya malzemesinin elastisite modülü, tüneller, şevler, temeller gibi kaya mühendisliği projelerinde kullanılan önemli bir parametredir. Kaya mekaniği literatüründe, elastisite modülü ile bazı jeomekanik ve fiziksel özellikler arasında görgül ilişkiler bulunmaktadır. Mevcut görgül ilişkilerin en önemli eksikliği, ya eşitliklerin geliştirilmesi sırasında kaya türünün ihmal edilmesi ya da sınırlı sayıda kaya türünün dikkate alınmasıdır. Bu çalışmada, elastisite modülünün dolaylı yoldan belirlenebilmesi ve sözü edilen eksikliklerin giderilebilmesi amacıyla, Hoek-Brown yenilme ölçütünün m_i sabiti, kaya türünün bir göstergesi olarak dikkate alınmıştır. Ayrıca, elastisite modülü, tek eksenli sıkışma dayanımı, çekilme dayanımı (Brazilian) ve birim hacim ağırlık değerlerinin bulunduğu toplam 37 kaya türüne ait 319 adet veri takımı kullanılmıştır. Sonuç olarak, elastisite modülünün kestirimine yönelik ve 0.86 korelasyon katsayısına sahip bir görgül eşitlik elde edilmiş olup, uygulamada kolaylık sağlaması amacıyla eşitlik grafiksel olarak da sunulmuştur.

ABSTRACT: The modulus of elasticity of intact rocks is an important parameter and widely used in many rock engineering projects such as tunnels, slopes, foundations etc. In rock mechanics literature, some empirical relations exist between the modulus of elasticity, and some geomechanical and physical properties of rocks. The main deficiency of the existing empirical relations is that they either ignore the rock type or use limited rock types. In this study, to eliminate these deficiencies and construct a new empirical equation, m_i constant of the Hoek-Brown criterion which is an indicator of rock type, was considered. In addition, a total 319 data sets involving modulus of elasticity, uniaxial compressive strength, tensile strength (Brazilian) and unit weight representing 37 different rock types were used. Finally, an empirical equation having a coefficient of correlation of 0.86 is obtained to predict the modulus of elasticity and a chart for graphical prediction of modulus of elasticity is developed for practical purposes.

1 GİRİŞ

Kaya mühendisliği analizlerinde sağlam kayanın elastisite modülü bir girdi parametresi olarak kullanılmaktadır. Ancak, bu parametrenin doğrudan belirlenmesi için yüksek kaliteli karot örnekleri ve gelişmiş deney ekipmanı gerekmektedir. Bu nedenle, bu parametre kaya mekaniği uygulamalarında dolaylı olarak da belirlenmektedir. Deere & Miller (1966), Aufmuth (1973), Sachpazis (1990), Xu vd. (1990), kaya malzemesinin elastisite modülünü tahmin etmek amacıyla Schmidt sertlik çekicini kullanmışlardır. Bazı araştırmacılar (Tuğrul & Zarif 1999, Lashkaripour & Nakhaei 2001, Palchik 1999) tarafından, elastisite modülü ve tek eksenli sıkışma dayanımı arasında istatistiksel olarak anlamlı ilişkiler bulunmuştur. Bazı kayaların; yüksek kil içeriği, yüksek porozite ya da iri taneler içermesi gibi özellikleri nedeniyle, çoğu zaman karot örnekleri elde etmek mümkün olamamakta ve

elastisite modülü deneyleri uygulanamamaktadır. Bu tür kaya malzemelerinin, elastisite modülleri dolaylı yöntemler kullanarak kestirilebilmektedir. Bununla birlikte, elastisite modülü ve tek eksenli sıkışma dayanımı arasındaki mevcut görgül ilişkiler, sınırlı kaya türü ve/veya sınırlı sayıdaki veri ile türetilmişlerdir. Bir görgül eşitliğin güvenilirliği, kullanılan veri sayısına ve kalitesine bağlı olduğu açıktır. Bu nedenle, mevcut ilişkiler sadece verisinin içerildiği kaya türünü temsil etmektedirler. Buna ek olarak, bazı kaya türlerinin tek eksenli sıkışma dayanımları aynı olmasına rağmen elastisite modülü değerleri farklı olabilmektedir. Bu durum, elastisite modülü ve tek eksenli sıkışma dayanımı arasında geliştirilen ilişkilerdeki en önemli sorundur. Elastisite modülünü tahmin etmede kullanılan bir diğer yaklaşım da, Schmidt sertlik çekici, nokta yükü indeksi vb. gibi indeks deneylerin kullanılmasıdır. Ancak, indeks deneylerin kullanımındaki bazı sınırlamalara da literatürde sıkça değinilmektedir.

Grasso vd. (1992) tarafından özetlenen bu sınırlamalar aşağıda verilmiştir.

- (a) Verilerin dağılım modelleri dikkate alınmadan normal dağılım kullanılmaktadır
- (b) Doğal kaya özellikleri (çizgisel yapılar gibi) ihmal edilmektedir.
- (c) Deney sayısı istatistiksel olarak anlamlı sonuçlar çıkartmak için oldukça sınırlıdır.
- (d) Örnek boyutunun etkisi dikkate alınmamaktadır.
- (e) Farklı litolojik birimlerden elde edilen sonuçlar birlikte değerlendirilmektedir.

Yukarıda sözü edilen hususlar dikkate alındığında, yeni ve daha geniş bir veri tabanının ürünü olan görgül eşitliğin gereksinimi kaçınılmazdır. Bu nedenle, bu çalışmada elastisite modülünün kestirimi için yeni bir görgül yaklaşımın geliştirilmesi amaçlanmıştır. Bu yaklaşımın mevcut ilişkilerden en büyük farkı, kaya türünün bir göstergesi olan Hoek-Brown yenilme ölçütündeki m_i sabitini dikkate almasıdır (Hoek & Brown 1980, Hoek & Brown 1997, Sönmez & Ulusay 1999, Hoek vd. 2002, Sönmez & Ulusay 2002).

2 VERİ TABANININ ÖZELLİKLERİ

Yayımlanmış makaleler ve raporların incelendiği literatür araştırmasının sonunda toplam 239 veri takımı elde edilmiştir. Bu çalışma kapsamında oluşturulan veri tabanı, oldukça geniş çeşitliliğe sahip kaya türlerinden elde edilen elastisite modülü, tek eksenli sıkışma dayanımı, çekilme dayanımı ve birim hacim ağırlık değerlerini içermektedir. Veri tabanında, elastisite modülü (E_i) 1.4 GPa ve 102 GPa arasında değişim gösterirken, tek eksenli sıkışma dayanımı (UCS) 5.5 MPa ve 512 MPa arasında; birim hacim ağırlık (γ) değerleri 11.5 kN/m³ ve 29.3 kN/m³; çekilme dayanımı (σ_i) değerleri 0.5 MPa ve 28 MPa arasında değişim göstermektedir (Şek. 1). Bu çalışmada, kullanılan parametreler, istatistiksel analizler için oldukça geniş bir veri aralığına sahiptir. Bu çalışmada kullanılan parametreler, 19 farklı magmatik kayaya ait 80 veri takımı (Okubo vd. 1991, Kasapoğlu 1980, Schmidt 1972, Miller 1965, Stowe 1969, Howarth & Rowlands 1987, Tuğrul & Gürpınar 1997, Krech vd. 1974, Tuğrul & Zarif 1999, Karfakis & Akram 1993, Saucier 1969), 4 farklı metamorfik kayaya ait 21 veri takımı (Betenth vd. 1994, Miller 1965, Howarth & Rowlands 1987, Judd 1969, Okubo vd. 1991, Schmidt 1972, Kasapoğlu 1980, Karfakis & Akram 1993, Krech

vd. 1974) ve 14 farklı sedimanter kayaya ait 138 veri takımından (Kasapoğlu 1980, Bell 1994, Bilgin 1982, Bell vd. 1997, Demou vd. 1974, Miller 1965, Gunsallus & Kulhawy 1984, Howarth & Rowlands 1987, Bell 1981, Esu vd. 1994, Maksimov vd. 1963, Krech vd. 1974, Schmidt 1972, Stowe 1969, Bell 1978, Judd 1969, Okubo vd. 1991, Ramamurthy & Arora 1994, Erguvanlı & Yüzer 1977, Erdoğan 1986, Topal & Doyuran 1997) oluşmaktadır. Ayrıca, literatürden elde edilen verilere, ilave veri sağlamak amacıyla laboratuvar çalışması da yapılmıştır. Bu amaçla, Ankara ve yakın çevresinde yüzeyleyen grovak ve aglomeralardan karot örnekler hazırlanmış ve tek eksenli sıkışma dayanımı, Brazilian çekilme dayanımı, birim hacim ağırlık deneyleri yapılmıştır. Bu deneyler sonunda yukarıda sözü edilen bütün parametreleri içeren toplam 80 ilave veri takımı elde edilmiştir. Bu ilave verilerle birlikte görgül yaklaşımın elde edilmesi için 319 adet veri takımından oluşan bir veri tabanı hazırlanmıştır.

3 YÖNTEM

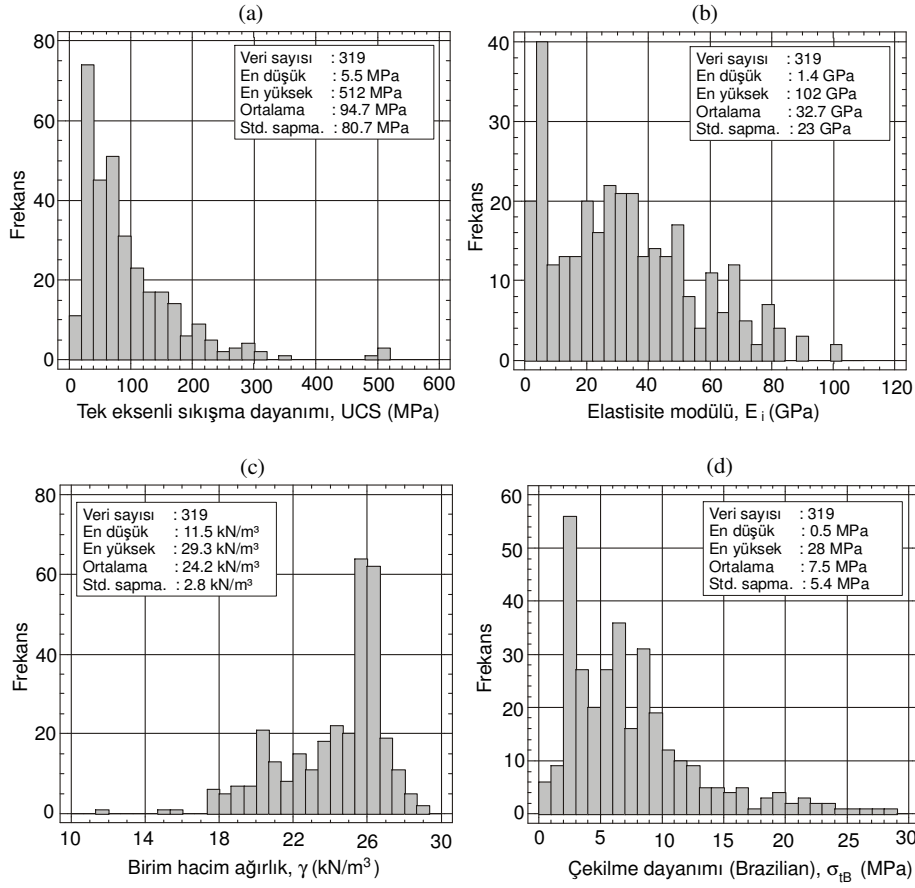
3.1 Basit regresyon analizleri

Analizlerin ilk aşamasında UCS ve γ gibi bağımsız değişkenler ve E_i arasında anlamlılık düzeyinin ve ilişkinin türünün elde edildiği basit regresyon analizleri yapılmıştır. E_i (GPa) ve sırasıyla UCS (MPa) ve γ (kN/m³) arasındaki en yüksek korelasyon katsayıları üssel ve eksponansiyel ilişkiler ile elde edilmiştir (Eş.1 ve Şek. 2).

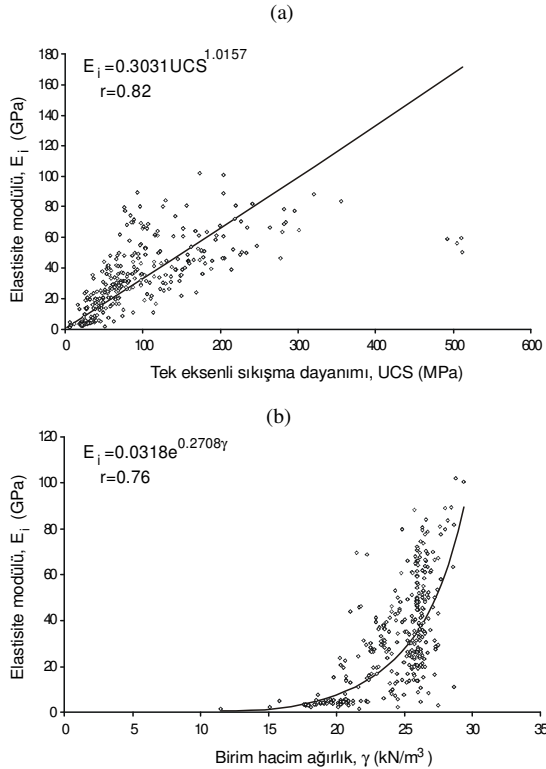
$$E_i = 0.3031 UCS^{1.0157} \quad (r=0.82) \quad (1a)$$

$$E_i = 0.0318 \exp(0.2708\gamma) \quad (r=0.76) \quad (1b)$$

Giriş bölümünde de belirtildiği üzere, elastisite modülünün kestirimine yönelik, UCS ve γ 'nın ya da her ikisinin birden kullanıldığı modeller mevcut olmakla birlikte, bu modellerden hiç biri kaya türünü dikkate almamaktadır. Bu çalışmada, E_i 'nin kestiriminde bir girdi parametresi olarak, Hoek-Brown yenilme ölçütünün m_i sabiti kullanılmış ve dolayısıyla kaya türünün de dikkate alınması amaçlanmıştır. Aynı UCS değerine sahip iki farklı kayanın tanelerinin/minerallerinin boyut, şekil ve pekişmesi vb. gibi özelliklerine bağlı olarak E_i değerleri farklı olabilmektedir. Deere & Miller (1966), bu durumun tanımlanması için modül oranını önermişlerdir. Hoek - Brown yenilme ölçütü, kaya



Şekil 1 Veri tabanındaki (a) tek eksenli sıkışma dayanımı, (b) elastisite modülü, (c) birim hacim ağırlık ve (d) çekilme dayanımı verilerinin istatistiksel değerlendirmeleri



Şekil 2 Elastisite modülü ile (a) tek eksenli sıkışma dayanımı ve (b) birim hacim ağırlık arasındaki basit regresyon analizleri

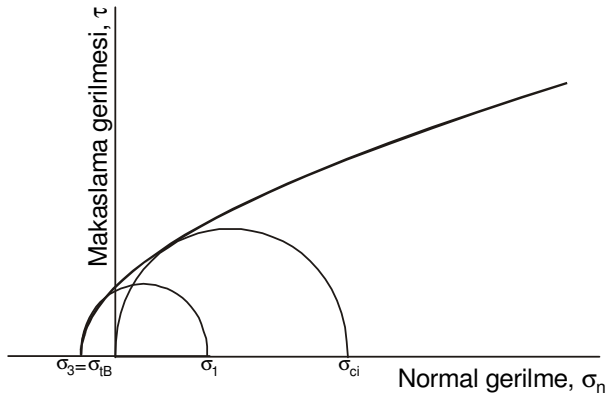
mekaniği literatürüne girdiğinden bu yana (Hoek & Brown 1980), hem kaya malzemesi hem de eklemlili kaya kütlelerinin doğrusal olmayan dayanım zarflarının belirlenmesinde yaygın olarak kullanılmaktadır. Ölçütteki m_i sabiti, daha çok anlık içsel sürtünme açısının eğimini kontrol etmektedir. Kaya türüne bağlı olarak m_i değerinin seçilebildiği bir takım tablolar da önerilmiş olmakla birlikte (Hoek & Brown 1997), bu parametre üç eksenli deneylerden elde edilen σ_1 ve σ_3 veri çiftleri kullanılarak kaya malzemesi için önerilen eşitlikten belirlenmektedir (Eş. 2).

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0.5} \quad (2)$$

Burada sırasıyla σ_{ci} kaya malzemesinin tek eksenli sıkışma dayanımı; m_i Hoek-Brown sabiti, σ_1 ve σ_3 en küçük ve en büyük asal gerilmelerdir. Literatürden derlenen, ayrıca bu çalışma kapsamında yürütülen deneylerden elde edilen toplam 319 veri takımı elastisite modülü, çekilme dayanımı (Brazilian) (σ_{TB}), UCS ve γ değerlerinden oluşmaktadır. Bu nedenle, m_i değerleri her bir veri

seti için, σ_{tB} ve UCS veri çiftleri dikkate alınarak belirlenmiş olup, bu amaçla aşağıdaki aşamalar kullanılmıştır.

- $\sigma_1 + 3\sigma_3 = 0$ (Şek. 3) Brazilian deneyinde yenilme anındaki koşul (Jaeger & Cook 1979).
- $\sigma_3 = \sigma_{tB}$; $\sigma_1 = -3\sigma_{tB}$ veri çiftleri ve σ_{ci} (UCS) değerleri Eş.2'de yerine konur ve m_i değeri belirlenir.



Şekil 3. Kaya malzemesinin tek eksenli sıkışma dayanımına (σ_{ci}) ve Brazilian yöntemi ile belirlenmiş çekilme dayanımına (σ_{tB}) ait Mohr çemberleri ve yenilme zarfı

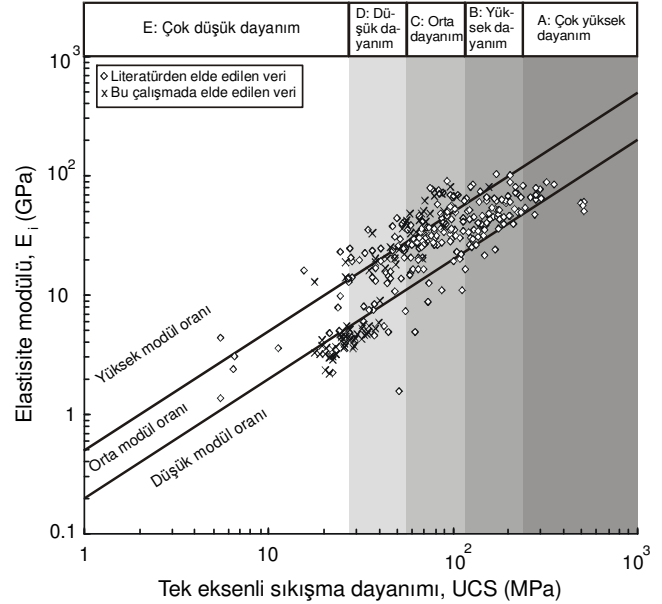
Veri tabanına ait modül oranları çok düşükten çok yükseğe kadar değişen geniş bir aralık göstermektedir (Şek. 4). Basit regresyon analizlerinin son aşamasında, modül oranı ve m_i parametresi arasındaki ilişki araştırılmıştır. Korelasyon katsayısı 0.35 (Şek. 5) olan, ters üssel bir eşitlik elde edilmiştir. Eğer m_i değerleri üç eksenli deney sonuçlarından elde edilebilmiş olsaydı, eşitliğin daha yüksek bir korelasyon katsayısına sahip olması beklenebilirdi. Bununla birlikte, sağlam kayanın m_i parametresi ve modül oranı arasında genel olarak bir ters ilişkinin varlığı belirlenmiştir (Eş.3).

$$\frac{E_i}{UCS} = 695.03 m_i^{-0.331} \quad (r = 0.35) \quad (3)$$

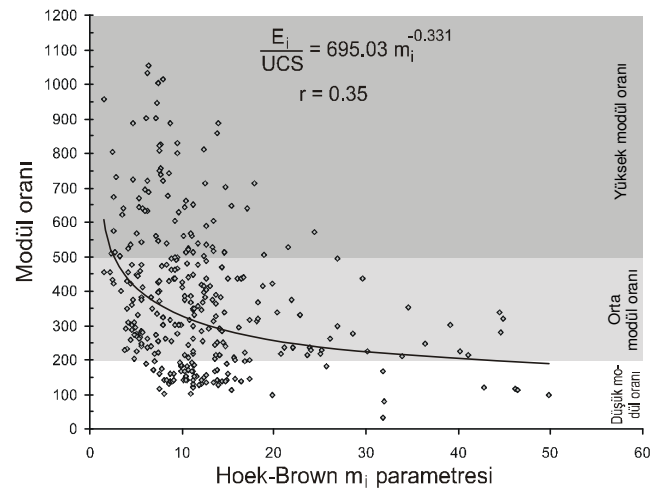
3.2 Görgül eşitliğin türetilmesi

Basit regresyon analizleri, sağlam kayanın elastisite modülü ile UCS ve γ parametreleri arasında yüksek bir korelasyonun olduğunu göstermiştir. Bunun yanı sıra, kaya malzemesinin elastisite modülü ile m_i arasında da genel anlamda bir regresyon ilişkisinin varlığı belirlenmiştir. Çoklu regresyon analizlerinde girdi ve çıktı parametreleri arasındaki ilişkinin

doğrusal olduğu kabul edilir. Ancak, basit regresyon analizlerinde E_i ve UCS, γ ve m_i arasında doğrusal olmayan ilişkiler bulunmuştur. Bu nedenle, basit regresyon ilişkilerini de yansıtan ve UCS ve γ 'yı birlikte içeren birleştirilmiş parametre (CP) türetilmiştir (Eş. 4).



Şekil 4 Veri tabanının Deere & Miller (1966) tarafından önerilen modül oranı abağı üzerindeki dağılımı

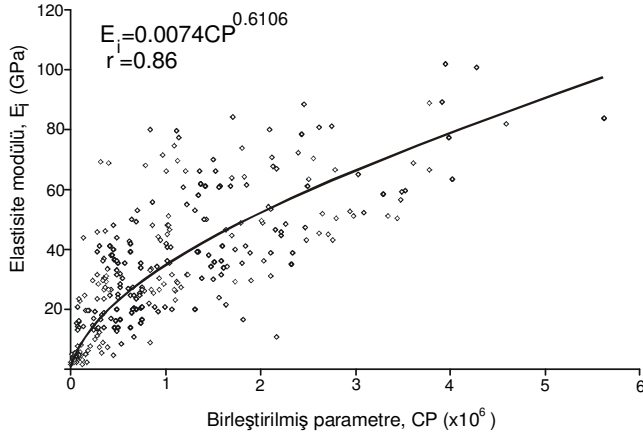


Şekil 5 Hoek-Brown yenilme ölçütündeki m_i parametresi ile modül oranı arasındaki basit regresyon analizi

$$CP = UCS \times 695.03 m_i^{-0.331} \times 0.0318 \exp(0.2708\gamma) \quad (4)$$

E_i ve CP arasında 0.86 korelasyon katsayısına sahip üssel bir ilişki elde edilmiştir (Eş. 5 ve Şek. 6).

$$E_i = 0.0074 CP^{0.6106} \quad (r = 0.86) \quad (5)$$



Şekil 6 Birleştirilmiş parametre ile elastisite modülü arasındaki basit regresyon analizi

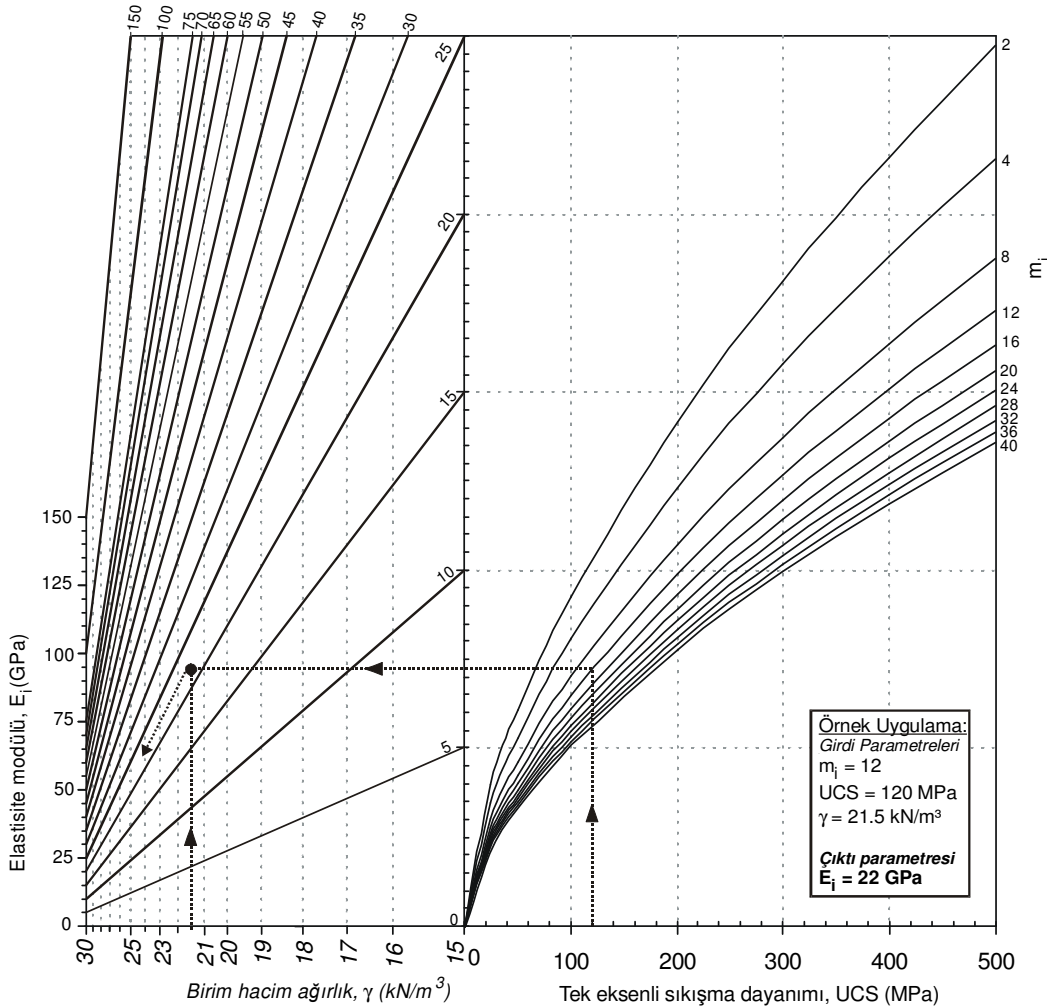
E_i 'nin kestirimi için geliştirilen eşitlik, Eş. 4 ve Eş. 5 kullanılarak sadeleştirilmiş olup, Eş. 6'da son haliyle verilmiştir. Ayrıca, kullanıcıya kolaylık sağlaması amacıyla E_i 'yi tahmin etmeye yönelik bir abak ta geliştirilmiştir (Şek. 7).

$$E_i = 0.05 \frac{UCS^{0.6} \exp(0.17\gamma)}{m_i^{0.2}} \quad (6)$$

Burada; E_i , elastisite modülü (GPa); UCS, tek eksenli sıkışma dayanımı (MPa); γ , birim hacim ağırlık (kN/m³); m_i ise Hoek-Brown sabitidir.

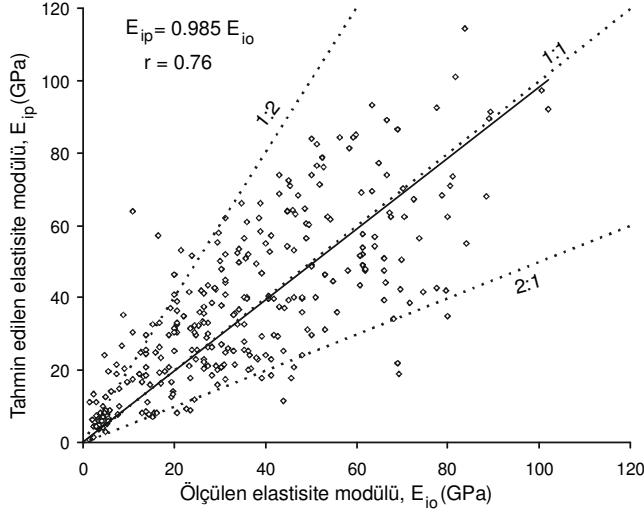
3.3 Görgül eşitliğin kestirim performansı

Çalışmanın bu aşamasında, türetilmiş olan eşitliğin (Eş. 6) kestirim kapasitesinin kontrolü amacıyla bir dizi performans analizi gerçekleştirilmiştir. Performans analizlerinin ilk aşamasında ve RMSE (Root Mean Square Error) ve VAF (Variance Account For) indisleri hesaplanmıştır. Görgül eşitliğin VAF ve RMSE performans indisleri sırasıyla 57% ve 15.2 olarak hesaplanmıştır. Mükemmel bir kestirim kapasitesi için, VAF %100 ve RMSE 0 olmalıdır. Performans analizleri bu çalışmada geliştirilen görgül eşitliğin yüksek bir tahmin kapasitesine sahip olduğunu göstermiştir.



Şekil 7 Görgül eşitlik kullanılarak hazırlanan elastisite modülü tahmin abağı

Bunlara ek olarak, çapraz kontrol grafikleri de çizilmiştir. Şekil 8’de, hesaplanan ve tahmin edilen veri çiftlerinin 0.76 korelasyon katsayısı ile 1:1 çizgisi üzerinde dağıldığı gözlenmektedir. Yapılan tüm performans analizleri, bu çalışmadaki görgül eşitliğin yeterli tahmin kapasitesine sahip olduğuna işaret etmektedir.



Şekil 8 Ölçülen görgül eşitlikten belirlenen elastisite modüllerinin çapraz korelasyonu

4 SONUÇLAR ve ÖNERİLER

Bu çalışmada elde edilen sonuçlar ve öneriler aşağıda verilmiştir:

- İstatistiksel analizlerdeki anlamlı ilişkiler, mekanik ve deformasyon özellikleri geniş bir aralıkta dağılım gösteren oldukça farklı kaya türlerinden oluşan bir veri tabanının oluşturulması ile sağlanmıştır. Bu husus, elastisite modülünün kestirimi için gerekli genel bir görgül eşitliğin elde edilmesi açısından da oldukça önemli bir noktadır.
- Elastisite modülünün dolaylı yoldan belirlenmesi amacıyla bu çalışmada oluşturulan görgül eşitlikte, Hoek-Brown yenilme ölçütünün m_i sabiti, kaya türünün bir belirteci olarak kullanılmıştır.
- Çalışma kapsamında geliştirilen görgül eşitliğin korelasyon katsayısı 0.86 olarak elde edilmiştir. Eğer birim hacim ağırlık, tek eksenli sıkışma dayanımı ve m_i sabiti biliniyorsa, sağlam kayanın statik elastisite modülünün kestirimi yeterli bir doğrulukta yapılabilir.
- Eğer, m_i değerleri üç eksenli deney sonuçlarından elde edilebilirse, eşitliğin daha

yüksek bir korelasyon katsayısına sahip olması beklenebilir. Bununla birlikte, çekilme dayanımını belirlemek için yapılan Brazilian deneyinin uygulanması üç eksenli deneyden çok daha kolaydır. Bu çalışmada, m_i sabitinin, tek eksenli sıkışma dayanımı ve çekilme dayanımı (Brazilian) kullanarak belirlenmesi tercih edilmiştir.

KATKI BELİRTME

Bu çalışma, TÜBİTAK tarafından desteklenen 102Y033 no.lu araştırma projesi kapsamında gerçekleştirilmiştir.

KAYNAKLAR

- Aufmuth R.E. 1973. A systematic determination of engineering criteria for rock. *Bull. of Assoc. of Eng. Geol.* 11: 235-245.
- Bell F.G. 1978. The physical and mechanical properties of the Fell sandstones. Northumberland, England. *Engineering Geology*. 12: 1-29.
- Bell F.G. 1981. Geomechanical properties of some evaporitic rocks. *Bull. Int. Assoc. Eng. Geol.* 24: 137-144.
- Bell F.G. 1994. A survey of the engineering properties of some anhydrite and gypsum from the north and midlands of England. *Engineering Geology*. 38: 1-23.
- Bell F.G., Eintwisle, D.C. & Culshaw, M.G. 1997. A geotechnical survey some British coal measures mudstones, with particular emphasis on durability. *Engineering Geology*. 46: 115-129.
- Betenuth C. De Freitas M.H. Park H.D. Schetelig K. Van Lent P. & Grill P. 1994. Observation on the use of the hoop test for measuring the tensile strength of anisotropic rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.* 31: 733-741.
- Bilgin N. 1982. The cuttability of evaporites. *Bull. Int. Assoc. Eng. Geol.* 25: 84-89.
- Deere D.V. & Miller R.L. 1966. *Engineering classification and index properties of intact rock*. Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana. 90-101.
- Demou S.G., Olson R.C. & Wingquist, C.F. 1974. Determination of bit forces encountered in hard rock cutting for application to continuous miner design. *Bur. Min., Rep. Invest.*, No. 8748, U.S. Department of the Interior. 24p.
- Erdoğan M. 1986. *Nevşehir-Ürgüp yöresi tüflerinin malzeme jeolojisi açısından araştırılması*. İTÜ Maden Fakültesi, Doktora Tezi. 100s.
- Erguvanlı K. & Yüzer A.E. 1977. Past and present use of underground openings excavated in volcanic tuffs at Cappadocia area. *Proc. On Rock Storage*, Oslo, Norway. 15-17.
- Esu E.O., Edet A.D., Teme S.C. & Okereke C.S. 1994. A study of some Nigerian carbonate rocks for the building construction industry. *Engineering Geology*. 37: 271-283.
- Grasso P. Xu S. & Mahtab A. 1992. Problems and promises of index testing of rock. *Rock Mechanics*. 879-888.
- Gunsallus K.L. & Kulhawy F.H. 1984. A comparative evaluation of rock strength measures. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.* 21(5): 233-248.

- Hoek E. & Brown E.T. 1980. *Underground Excavations in Rock*. The Institution of Mining Metallurgy, London. pp.527.
- Hoek E. & Brown E.T. 1997. Practical estimates of rock mass strength. *Int J Rock Mech and Min Sci.* 34 (8): 1165-1186.
- Hoek E., Carranza-Torres C.T. & Corkum, B. 2002. Hoek-Brown failure criterion: 2002 edition. *Proceedings of the North American Rock Mechanics Society Meeting*, Toronto, Canada. 1-6.
- Howarth D.F. & Rowlands J.C. 1987. Quatitative assessment of rock texture and correlation with drillabiliy and strength properties. *Rock Mech. Rock Eng.* 20: 57-85.
- Jaeger J.C. & Cook N.G.W. 1979. *Fundamentals of Rock Mechanics*. Chapman and Hall, London. pp. 593.
- Judd W.R. 1969. *Statistical Methods to Compile and Correlate Rock Properties*. School of Civil Eng., Purdue Univ., Lafayette, Indiana.
- Karfakis M.G. & Akram M. 1993. Effects of chemical solutions on rock fracturing. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.* 30(7): 1253-1259.
- Kasapoğlu K.E. 1980. *Ankara kenti zeminlerinin jeomühendislik özellikleri*. Doçentlik Tezi, Hacettepe Üniversitesi, 206s.
- Krech W.W., Henderson F.A. & Hjelmstad K.E. 1974. A standart rock suite for rapid excavation research. *US Bur. Min., Rep. Invest.*, No. 7865, U.S. Department of the Interior. 29p.
- Lashkaripour G.R. & Nakhaei M. 2001. A statistical investigation on mudrocks characteristics. *Rock Mechanics*. 131-136.
- Maksimov P.I., Man'kov V.N. & Sigaev E.A. 1963. *Mechanical Properties of Rocks*, Kuznetsk Scientific Coal-Research Institute, 132 p.
- Miller R.P. 1965. *Engineering classification and index properties for intact rock*. PhD. Thesis, Univ. Ill., Urbana.
- Nicholson G.A. & Bieniawski Z.T. 1990. A nonlinear deformation modulus based on rock mass classification. *Int J Min Geol Eng.* 8: 181-202.
- Okubo S., Nishimatsu Y. & Fukui K. 1991. Complete creep curves under uniaxial compressions. *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.* 28(1): 77-82.
- Palchik V. 1999. Influence of porosity and elastic modulus on uniaxial compressive strength in soft brittle porous sandstones. *Rock Mech. Rock Engn.* 32(4): 303-309.
- Ramamurthy T. & Arora V.K. 1994. Strength predictions for jointed rocks in confined and unconfined states. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.* 31(1): 9-22.
- Sachpazis C.I. 1990. Correlating schmidt hardness with compressive strength and Young's modulus of carbonate rocks. *Bull. Int. Assoc. Eng. Geol.* 42: 75-83.
- Saucier K.L. 1969. *Properties of Cedar City tonalite*. U.S. Army Corps. Of Engineers, Waterways Exp. Stn., Vicksburg, Miss., Misc. Pap. C-69-9.
- Schmidt R. L. 1972. Drillability studies. *US Bur. Min., Rep. Invest.* No.7684, U.S. Department of the Interior. 31p.
- Sönmez H. & Ulusay. R. 1999. Modifications to the geological strength index (GSI) and their applicability to stability of slopes. *Int J Rock Mech and Min Sci.* 36: 743-760.
- 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*. 26: 77-99.
- Stowe R.L. 1969. *Strength and deformation properties of granite, basalt, limestone and tuff at various loading rates*. U.S. Army Corps. Of Engineers, Waterways Exp. Stn., Vicksburg, Miss., Misc. Pap. C-69-1.
- Topal T. & Doyuran V. 1997. Engineering geological properties and durability assessment of the Cappadocian tuff. *Engineering Geology*. 47: 175-187.
- Tuğrul A. & Gürpınar O. 1997. A proposed weathering classification for basalts and their engineering properties. *Bull. Int. Assoc. Eng. Geol.* 55: 139-149.
- Tuğrul A. & Zarif I.H. 1999. Correlation of mineralogical and textural characteristics with engineering properties of selected granitic rock from Turkey. *Engineering Geology*. 51: 303-317.
- Xu S., Grasso, P. & Mahtab A. 1990. Use of Schmidt hammer for estimating mechanical properties of weak rock. *6th International IAEG Congress*. 511-519.

Spesifik kesme enerjisi ile spesifik deformasyon enerjisinin değerlendirilmesi

The assessment of specific cutting energy with specific destruction energy

A. Ersoy & Ü. Atıcı

Çukurova Üniversitesi Mühendislik-Mimarlık Fakültesi Maden Mühendisliği Bölümü Balcalı Adana

ÖZET: Spesifik kesme enerjisi (SE_{kes}) kesme verimliliğini ölçen önemli bir parametredir. SE_{kes} birim hacimdeki kayayı kesmek için gerekli enerji olup, her metre kesim için direk uyumluluk göstermektedir. Aynı zamanda SE_{kes} delme, kazma, kırma ve öğütme gibi kaya çalışma işlemlerinin verimliliklerinin değerlendirmesinde kullanılmakta olup, kesme işlemi sırasında kaya dayanım ve sertliği ile kesici şartlarına işaret eder. Bu çalışmada birçok kayaç (16 tip), 400 mm çapında üç tip elmas diskli testerenin kullanımı ile farklı çalışma parametrelerinde kesilmiştir. Deney düzeneği olarak bilgisayar kontrollü, tam otomatik kesme donanımı kullanılmıştır. Yeni bir parametre olarak tanımlanan spesifik deformasyon enerjisi (SE_{def}) tek eksenli basma dayanımında gerilme – deformasyon eğrisinin altındaki alandan hesaplanmıştır. Bu metot SE_{kes} , kesme performansı ve temel mekanik kaya karakterleri arasındaki ilişkinin daha iyi anlaşılmasını sağlamaktadır. SE_{kes} ile SE_{def} arasında oldukça kuvvetli doğrusal bir ilişkinin olduğu belirlenmiştir.

ABSTRACT: The Specific cutting energy (SE_{cut}) is a very significant measure of cutting performance. It is directly related to cost per meter, because it indicates to the amount of energy required to cut rock. SE_{cut} can also be used to quantify the efficiency of rock working processes such as drilling, cutting, excavation, grinding and indicates cutter conditions, rock strength and hardness during cutting. In this study, a variety of rocks (16 types) were cut using three types of diamond circular saws of 400 mm diameter at different operating parameters. A fully instrumented, automatic and computer controlled cutting rig was used. The newly defined specific destruction energy (SE_{des}) was estimated from the area (integral) under stress – strain envelope in unconfined compression test. This method provides a better understanding of the relationship between SE_{cut} , cutting performance and the main mechanical rock character. It is determined that there is a strong linear relationship between SE_{cut} and SE_{des} .

1 GİRİŞ

Dairesel elmaslı testereler çeşitli endüstriyel alanlarda geniş çapta uygulanmaktadır. Hızlı kesim yapmaları, esnek ve ekonomik olmaları, kolay çalıştırılmaları, kestikleri yüzeyin düz ve doğru olması nedeniyle, bu testereler başarılı olarak kullanılmaktadır. Kesilebilirlik kaya özelliklerinin ve çalışma parametrelerinin kombinasyonlarından tahmin edilebilmektedir. Spesifik kesme enerjisi (SE_{kes}) ve tek eksenli basma dayanımı kesme ekipmanlarının verimliliğini değerlendirmede çok geniş çapta kullanılan parametrelerdir. SE_{kes} kesme verimini ölçen önemli ve etkili bir parametre olup, kayayı kesmek için gerekli enerji miktarıdır. Ayrıca spesifik enerji kazma, delme, kırma gibi kaya proseslerinde ve kesme işlemi esnasında testere şartlarının, dayanım, sertlik, aşınma ve doku gibi kaya özelliklerinin göstergesi olarak da kullanılmaktadır.

Spesifik enerji elmas alet yapım endüstrilerinde başarıları olarak uygulanmıştır (Teale 1965; Paone vd. 1969; Spink 1972; Rabia & Brook 1980, Rabia 1982, 1985; Wrigth 1986; Miller & Ball 1990; Göktan 1991; Xu vd. 2001; Altındağ 2003; Ersoy 2003).

Dayanım için yeni bir kaya mekaniği parametresi olarak tanımlanan kesilebilirlik ve delinebilirlik ile ilişkilendirilen “Spesifik Deformasyon Enerjisi” (SE_{def}) olarak tanıtılmıştır (Thuro & Spaun 1996; Thuro 1997; Thuro & Plinninger 1999; Thuro vd. 2001). Bu yöntem delme ve kesme verimliliğinin kayanın mekanik özelliği ile ilişkisinin daha iyi anlaşılmasını sağlamıştır.

Bu çalışmanın amacı, dairesel elmaslı testerelerin spesifik kesme enerjileri ile kesilen kayaların spesifik deformasyon enerjisinin arasındaki korelasyonu analiz etmektir. Çalışma orijinal ve yeni olup, benzer bir çalışmaya literatürde rastlanmamıştır.

2 MATERYAL ve METOT

2.1 Kesme seti

Mermer kesme deneyleri Afyon Kocatepe Üniversitesi Teknoloji Geliştirme Laboratuvarları'ndaki kesme seti ile yapılmıştır. Kullanılan deney düzeneği bilgisayar ile tam otomasyonu yapılmış, laboratuvar ölçekli, diskli mini yan kesme makinesi kullanılmıştır (Şek. 1). Vagonun hareketi mekanik olarak donanımdaki kayaç numunesinin bulunduğu vagonun alt bölümüne yerleştirilmiş bir zincir dişli çark tarafından sağlanmaktadır. Makine üzerindeki testerenin maksimum çapı 400 mm olup, 4 kW (5 HP) ve 3000 devir/dak'lık AC akımla çalışan bir motor tarafından tahrik edilmektedir.

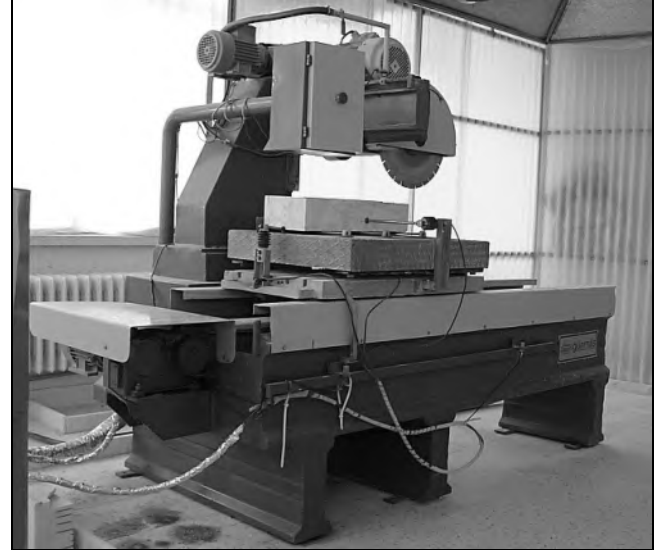
Kesme setinin otomasyon işlemi elektronik kartlar aracılığı ile bir kişisel bilgisayara yüklenmiş özel yazılım kullanarak yapılmıştır. Kesici makinenin operasyon parametrelerinin tamamı bu program kullanılarak bilgisayar kontrolü ile yapılmaktadır. Programın ana mönüsünde; diskin konumu, otomasyon durumu, kesme ve çevresel hız, ilerleme (kesme) hızı, kesme derinlikleri istenen ölçüler bilgisayara girilerek kontrol edilebilmektedir. Yine aynı şekilde bu operasyon parametrelerinden testerenin çevresel hızını 0 - 85 m/s, arabanın ilerleme hızını 0 - 6 m/dak ve kesme derinliğini 10 - 90 mm aralıklarında istenen değerlerin bilgisayara girilmesi ile kademesiz olarak istenen değerde düzenlemek mümkündür.

Kesme deneyleri sonucunda, güç tüketimi, enerji tüketimi ve spesifik kesme enerji değerleri kesme setine monte edilmiş güç analizörü kullanarak otomatik olarak elde edilmektedir. Bütün mekanik ve elektronik donanımın bilgisayar ile iletişimi ve kumanda kontrolü özel bir bilgisayar yazılımı ile sağlanmaktadır.

2.2 Elmaslı kesici testereleler

Elmaslı kesici takımlar, uygulama alanına göre seçilen belirli boyutta elmas taneleri ve onları tutmaya, taşımaya yarayan matristen oluşur. Kesici kısım metalürjik yöntemle sıcak presleme ile üretilir. Matris olarak Co, Ni, Fe, Cu, Sn ve Mn gibi ağır elementler kullanılır. Kobalt ve nikel gibi elementler matriste elmas fazını bağlayıcı görevini üstlenirken, bakır ve kalay bronz olarak dolgu fazını oluşturur. Dolgu fazı kesme operasyonu sırasında aşınarak elmas uçların rahatça kesmesini ve aşınan matris üzerinden talaş oluşumunu sağlar. Elmas kesici

takımlarda kesme sürecinde genelde abrasif aşınma sorumlu olup, elmas tanelerinin matris içinde sıkı tutulması ve aşınarak sürekli yeni yüzeylerle kesmesi beklenir. Ancak, kesme koşullarında matris bağı zayıf olan elmas taneleri kayma gerilmeleri altında işlevini yapamadan yerinden sökülür. Ağır abrasif aşınmada ise elmas taneleri mikro-kırılmalar ile körleşmektedir. Bazen elmas tanelerin keskin köşelerini yitirerek körleşmesi gerçekleşir. Bu şartlar pahalı olan elmas kesici takım veriminin düşmesine neden olarak maliyeti artırır.



Şekil 1 Kesme setinin genel görünümü

Kesilen kayacın özellikleri esas alınarak üretilen testerelelerden granit türü kayaçlar için, testereleler dar soketli ve daha geniş su kanalları olacak şekilde imal edilmişlerdir. Sert kayaçlar için üretilen testereleler göreceli olarak elmas sertliğinden daha az sertlikte matriks ve daha küçük boyutlu elmas tanesi kullanılmış, buna karşılık matriksteki elmas konsantrasyonu daha yüksek tutulmuştur. Yumuşak kayaçlar için ise elmas konsantrasyonu daha düşük, fakat daha büyük boyutlu elmaslar kullanılarak üretilmişlerdir. Elmas ile matriks eş zamanlı olarak aşınmalı ve yeni elmas taneleri açığa çıkmalıdır. Soket imali için gerekli elmas miktarı 1cm³ soket için 1 ile 6 karat arasında değişmektedir. 1 kg soket malzemesi içerisinde 25 - 120 g arasında elmas kullanılmaktadır.

Deneylerde 400 mm çapında ve üzerinde 28 adet 40 × 7 × 4 mm boyutunda soket bulunan dairesel testereleler kullanılmıştır. Kesilecek kayaç özelliklerine göre 16 kayaç türü için üç farklı tip testere kullanılmış olup, testerelelerin teknik özellikleri Çizelge 1'de verilmiştir. Soket imalinde

kullanılan elmasların genellikle tane boyutları 50/60, 40/50, 30/40 US mesh aralığında olup, karışım içerisindeki konsantrasyon miktarı ise % 35, % 34 ve % 28'dir (1.54, 1.50 ve 1.23 karat/cm³).

Granit, siyenit ve gabro tipi kayalar için geliştirilmiş ve üretilmiş granit testeresi (A) kullanılmıştır. Bu guruba giren kayalar oldukça sert, dayanımları ve aşındırıcı özellikleri oldukça yüksek, kırık ve çatlaklar içermeyen, kesilmesi oldukça zor özelliktedir. Andezit, bazalt, dasit ve tüf türü kayaları kesmek ise "andezit testeresi" olarak imal edilmiş B testeresi kullanılmıştır. Bu grup aşındırıcı, orta sertlikte ve gözeneklilik oranı yüksek olan kayalardır. Üçüncü grup ise kireçtaşı ve mermer tipi kayalardır. Bu tip kayalar aşındırıcılık özelliği çok düşük olan, orta sertlikte, genellikle orta ve iri tane boyutlarına sahip olan kayalardır. Bu kayaların kesiminde mermer testeresi (C) kullanılmıştır (Çizelge 1).

Çizelge 1 Elmas diskli testerelerin teknik özellikleri

Testere no	Elmas boyutu (Mesh)	Elmas yüzdesi (%)	Matriks içeriği	Kayaç grubu
A	50/60	30 - 40	Fe, Co, Cu	granit, siyenit ve gabro
B	40/50	30 - 38	Co, Cu	andezit, bazalt, tüf ve dasit
C	30/40	25 - 30	Fe, Co, Cu	kireçtaşı ve mermer

2.3 Kesilen kayalar

Deneylerde dünyanın çeşitli bölgelerinden temin edilmiş dört granit (Rosa Porrino, Afrika Kırmızı, Aksaray Yaylak ve Santiago Kırmızı Granitleri), Giresun Vizon Siyeniti ve Neo Zimbabve Siyah Gabro ile altı adet bej mermer (Burdur Beji, Bilecik Beji, Osmaniye Vişnesi, Sivrihisar Beji, Korkuteli Beji ve Söğüt Beji), iki adet andezit (Kayseri Erkilet Andezit ve Afyon Andeziti), Afyon Bazaltik dasit ile Afyon Riyolit Tüfö olmak üzere toplam 16 çeşit hakiki ve ticari mermer kullanılmıştır.

Kayaları oluşturan mineraller ince kesitlerin polarizan mikroskop altında incelenmesi ile tespit edilmiştir. Kayaç içerisindeki mineral konsantrasyonu, her bir kayaç için kayacın yatay ve düşey yönünde iki adet ince kesitin mikroskop altında nokta sayacı kullanarak mineralleri sayma yöntemi ile ortalama 3000 nokta sayılarak tespit edilmiştir. Bu çalışmada kullanılan kayaların mineral içerikleri ve konsantrasyonları Çizelge 2'de verilmiştir.

Kayaların dayanım, deformasyon, sertlik, aşınma, dokusal ve indeks özelliklerinin deneyleri Uluslararası Kaya Mekaniği Derneği'nin (ISRM 1981) tavsiye ettiği metotlara göre yapılmıştır. Deney sonuçları Çizelge 3'de sunulmuştur.

Çizelge 2 Kullanılan kayaların mineralojik içerikleri

Kayaç cinsi	Mineral	Konsantrasyon (%)
Kayseri Erkilet Dasit	Plajiolklaz	73,9
	Piroksen	22,9
	Olivin	2,0
	Opak	1,1
Afyon Basaltik Andesit	Plajiolklaz	18,8
	Piroksen	2,5
	Matriks	79,4
Afyon Riyolit Tüf	Fenokristal	17,1
	Matriks	82,9
Kayseri Erkilet Bazaltik Andesit	Piroksen	8,4
	Biyotit	17,7
	Olivin	3,3
	Matriks	67,7
	Opak	2,7
Rosa Porrino Granit	Kuvars	10,0
	Feldspat	80,6
	Plajiolklaz	4,0
	Biyotit	3,8
	Hornblend	0,8
Giresun Vizon Siyenit	Opak	0,5
	Kuvars	14,9
	Feldspat	64,7
	Plajiolklaz	13,1
	Biyotit	2,9
African Kırmızı Granit	Hornblend	3,7
	Opak	0,5
	Kuvars	41,7
	Feldspat	56,8
	Opak	1,3
Neo Zimbabve Siyah Gabro	Feldspat	10,3
	Plajiolklaz	44,0
	Piroksen	44,0
	Opak	1,5
Aksaray Yaylak Granit	Kuvars	32,0
	Feldspat	46,4
	Plajiolklaz	17,4
	Biyotit	0,9
	Hornblend	0,1
	Klorit	0,1
Santiago Kırmızı Granit	Opak	2,8
	Kuvars	23,3
	Feldspat	70,4
	Plajiolklaz	3,3
Osmaniye Serpantin Breşi	Biyotit	1,8
	Opak	1,0
	Serpantin	83
Sivrihisar Kireçtaşı	Kalsit	16
Burdur Kireçtaşı	Kalsit	99,9
Bilecik Kireçtaşı	Kalsit	99,9
Korkuteli mermeri	Kalsit	99,9
Söğüt Kireçtaşı	Kalsit	99,9

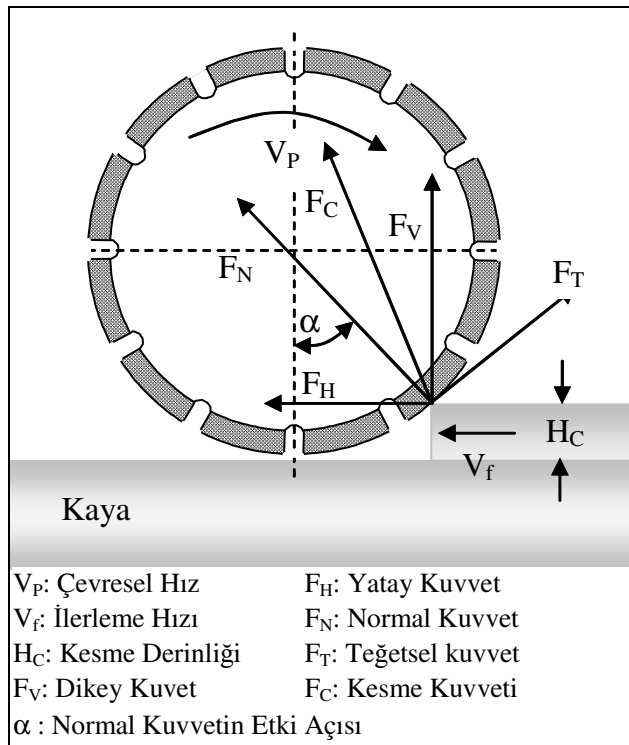
Çizelge 3 Kesme deneylerinde kullanılan kayaların mekanik ve indeks özellikleri

Özellik	Rosa Porrino Granit	Giresun Vizon Syenit	African Kırmızı Granit	Zimbabe Siyah Gabro	Aksaray Yayalak Granit	Santiago Kırmızı Granit	Afyon Basaltik Andesit	Kayseri Basaltik Andesit	Afyon Riyolit Tuf	Kayseri Dasit	Korkuteli Mermeri	Osmaniye Serpantin Breşi	Sivrihisar Kireçtaşı	Burdur Kireçtaşı	Bilecik Kireçtaşı	Söğüt Kireçtaşı
Tane boyutu (mm)	1,25	1,1	1,35	0,85	1,82	2,25	0,45	0,63	0,9	0,35	0,57	0,45	0,34	0,52	0,33	0,36
Kuvars içeriği (%)	10,0	14,9	41,7	10,3	32,0	23,3	8,4	18,8	17,1	0	0	1,5	0	0	0	0
Silis içeriği (%)	71,5	59,55	72,57	51,5	70,91	68,82	56,12	60,96	68,26	48,9	1,7	6,94	0,06	0,11	0,12	0,08
Porozite (%)	0,47	0,43	0,21	0,01	0,32	0,38	15,78	12,52	42,02	6,38	0,69	1,21	0,45	0,42	0,31	0,52
UCS (MPa)	134,1	168,0	161,5	292,0	155,9	159,0	53,0	57,8	6,4	65,3	85,4	48,4	49,7	53,5	85,6	87,2
Çekme dayanımı (MPa)	6,0	7,9	6,5	15,7	6,2	5,1	4,8	4,4	0,5	4,71	7,77	5,0	7,75	5,5	8,45	7,4
Makaslama dayanım (MPa)	42,0	38,0	33,6	77,2	29,1	31,6	11,8	20,9	2,1	17,1	17,7	15,2	22,1	21,5	20,3	25,1
Eğilme dayanımı (MPa)	14,5	19,4	13,3	27,1	15,4	11,7	9,7	13,6	3,2	18,5	11,2	6,8	9,4	15	10,5	16,4
Young modülü (GPa)	15,6	19,9	18,5	26,6	14,8	17,9	7,5	7,9	1,3	14,3	28,6	15,2	23,1	19,6	24,2	23,9
Mohs sertliği	5,97	6,0	6,42	6	6,29	6,17	5,12	5,84	5,83	6,01	3,00	2,95	3,63	3,71	3,92	3,55
Shore sertliği	69,9	69,7	75,0	68,6	69,4	80,5	26	42,2	10,2	25,8	47,9	30,5	55,5	49	58,7	56,8
Schmidt sertliği	62,8	60	58,3	62,8	56,7	59,9	45,1	45,2	20,3	41,3	58,7	55,1	59,5	57,1	58,6	54,2
Cerchar aşınma	4,62	4,56	6,0	4,27	4,22	5,32	2,62	3,02	2,79	2,8	1,22	0,8	0,7	1,0	0,9	0,7
Böhme aşın. (cm ³ /50cm ²)	7,6	4,0	3,7	1,4	4,7	5,5	31,1	26,0	111,1	17,5	9,9	43,4	11,4	14,0	11,0	11,2
F-Aşınma faktörü (N/mm)	2,77	3,01	5,25	4,14	5,96	5,34	0,4	0,71	0,11	0,52	0,13	0,07	0,08	0,09	0,08	0,08
Darbe dayanımı (kgf/cm ²)	12,5	10,0	10,9	47,2	14,5	18,6	12,0	12,0	6,0	12,0	6,0	6,0	6,0	8,0	6,0	6,0

2.4 Operasyon parametreleri

Kesici sistemim optimum çalışma parametrelerinin belirlenmesi için bir dizi kesme deneyi yapılmıştır. Bu deneylerde, her grup kaya için farklı kesme derinlikleri (10, 30, 50, 70, 90 mm) ve farklı ilerleme hızları (0.2, 0.4, 0.6, 0.8 ve 1 m/dak) kullanılmıştır. Testler kesme derinlikleri ve ilerleme hızları değerlerinden birisi sabit tutularak diğerinin değiştirilmesiyle yapılmıştır. Testerelerin optimum çalışma parametrelerinin belirlenmesi başka bir çalışmada verilmiştir (Ersoy & Atıcı, 2003). Kesme deneylerinde çevresel hız 65 m/s, kesici testereleri soğutmak ve kaya ile testere arasında oluşan kırıntıları uzaklaştırmak için kullanılan soğutma suyu 20 l/dak olarak sabit tutulmuştur.

Kesme deneylerinde aşağı kesme yöntemi uygulanmış olup, bu yöntemin kinematığı Şekil 2’de verilmiştir. Bu şekilde kesme derinliği ve diğer operasyon parametreleri (kesme kuvvetleri, çevresel hız ve ilerleme hızı vb.) görülmektedir. Aşağı kesme yönteminde yukarı kesme yöntemine göre daha fazla dikey kuvvet ve daha düşük yatay kuvvet oluşmaktadır. Bu nedenle yukarı kesmede kayacın yeterli boyutta olmaması durumunda kesme esnasında oynamalar oluşarak testereye zarar verilmektedir.

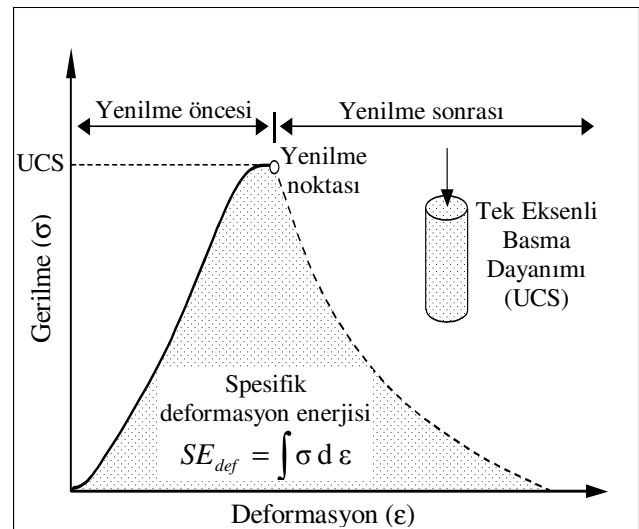


Şekil 2 Aşağı kesme (down-cutting) için testerenin kesme kinematığı

Kesme derinlikleri 20, 50, 60 mm sabit tutularak ilerleme hızları 0.2, 0.4, 0.6, 0.8 ve 1 m/dak olacak şekilde testler yapılmıştır. Yine aynı kayalar ilerleme hızı 0.5 m/dak sabit tutularak kesme derinlikleri 20, 40, 60, 80 mm olacak şekilde operasyon parametreleri uygulanmıştır. Bu değerlerin altındaki şartlarda kesme oldukça fakir ve verimin düşük olduğu, bu değerlerin üstündeki şartlarda ise kesici testerenin bağlı olduğu motorun aşırı zorlanarak testerenin sıkıştığı ve soketlerin çok hızlı bir şekilde aşındığı tespit edilmiştir. Bu nedenle, dairesel testerenin çevresel hızı 65 m/s olarak sabit tutulmuştur.

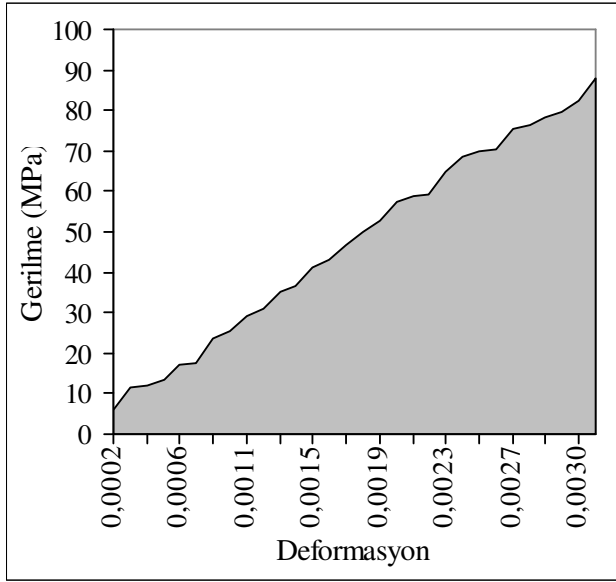
3 SPESİFİK DEFORMASYON ENERJİSİ (SE_{def})

Spesifik deformasyon enerjisi (SE_{def}) kesilebilirlik ve delinebilirlikle ilgili kayanın yeni bir mekanik özelliği olarak tanımlanmıştır. Strain energy, spesifik destruction energy, destruction work gibi İngilizce kavramlarla da ifade edilmektedir (Thuro & Spaun 1996; Thuro 1997; Thuro & Plinninger 1999). Bu metot temel kaya mekaniği karakteri ve kesme verimliliği arasındaki ilişkinin modellenmesini veya daha iyi anlaşılmasını sağlamaktadır. Şekil 3’de gösterildiği gibi, spesifik deformasyon enerjisi (SE_{def}) tek eksenli basma dayanımında gerilme – deformasyon eğrisinin altındaki alandan tahmin edilmektedir. SE_{def} bazı kaya tiplerinde sondaj verimliliğinin modellenmesinde ve ilerleme hızının tahmininde de kullanılmıştır (Ersoy 2003). Bu nedenle, SE_{def} kesilebilirlik, delinebilirlik ve kaya çalışma proseslerinin araştırılması için kayanın önemli bir mekanik özelliğidir.

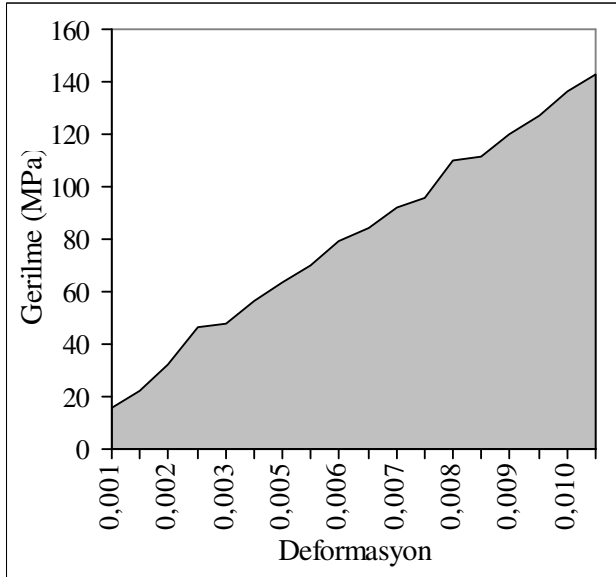


Şekil 3 Spesifik deformasyon enerjisinin tek eksenli basma dayanımı, gerilme – deformasyon grafiğindeki eğrinin altındaki alandan belirlenmesi (Thuro 1987)

Geniş anlamda, SE_{def} dayanım, kesilebilirlik ve delinebilirliğin tahmininde önemli bir kriter olarak kullanılmaktadır. Şekil 4 ve 5’de gösterildiği gibi, grafikteki taranmış alan bir kayanın kırılması veya yenilmesi için gerekli olan spesifik deformasyon enerjisinin (SE_{def}) ölçümüdür. Bu taranmış alan bir kaya örneğinin depolanmış bağ veya yapışma enerjisini temsil etmektedir.



Şekil 4 Korkuteli mermeri için gerilme deformasyon grafiği



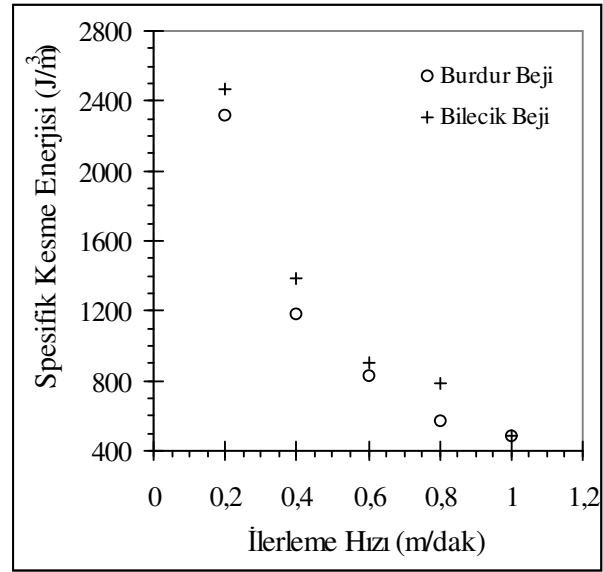
Şekil 5 Santiago kırmızı graniti için gerilme deformasyon grafiği

4 SPESİFİK KESME ENERJİSİ

Spesifik kesme enerjisi (SE_{kes}) birim hacimdeki kayacı kesmek için ihtiyaç duyulan enerji miktarı

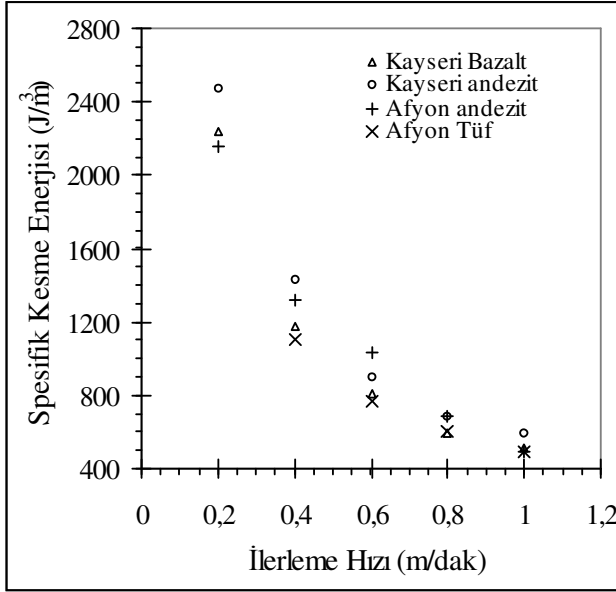
veya kayadan yeni bir yüzey açma olarak tanımlanır ve birimi J/m^3 veya MPa ’dır. Etkili ve verimli bir kesmenin yapılabilmesi için kesme hızının maksimum ve spesifik kesme enerjisinin (SE_{kes}) minimum olduğu nokta veya belirli bir aralık olmasına bağlıdır. Bu değer veya aralık kesme işleminin en ekonomik olduğu durumdur. Bu nedenle, spesifik enerji kesme verimliliğinin bir ölçüsü ve kriteridir. SE_{kes} optimizasyonu kesme derinliği, kesme hızı, motor kapasitesi, testerenin geometrik özellikleri ile çalışma parametreleri, kayacın fiziksel ve mekanik özellikler gibi faktörler tarafından etkilemektedir.

Şekil 6-7’de farklı tipteki kayalar için SE_{kes} ile ilerleme hızı arasındaki ilişki görülmektedir. SE_{kes} azaldığında ilerleme hızı artmaktadır. Bu durum kesilebilirliğin tahmininde SE_{kes} ’in etkili bir gösterge olduğunu ortaya koymaktadır. Diğer bir deyişle SE_{kes} kesme maliyeti ile direkt olarak uygunluk göstermektedir.

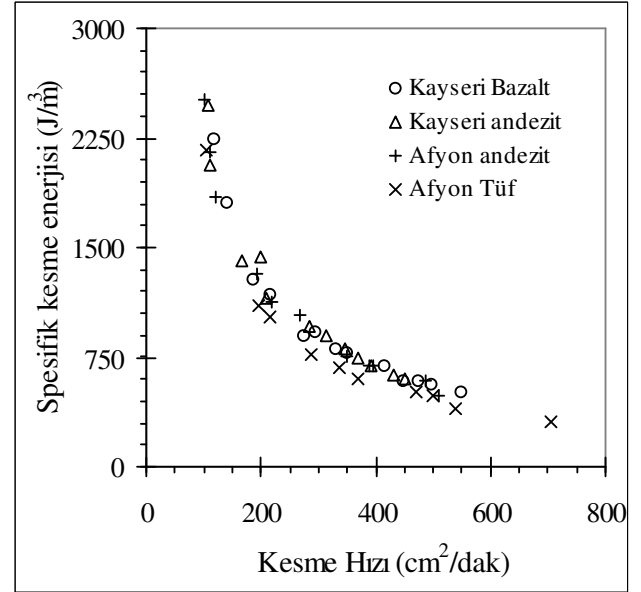


Şekil 6 Kireçtaşı ve mermer grubu kayalar için SE_{kes} ile ilerleme hızı arasındaki ilişki

Farklı kayalar için kesme hızı spesifik kesme enerji (SE_{kes}) ilişkisi incelendiğinde (Şekil 8 - 10), belirli bir değere kadar kesme hızı artırıldıkça, SE_{kes} keskin bir düşüşün olduğu, daha sonra eğrinin bir bükülüm göstererek SE_{kes} değerlerinde daha az miktarda bir azalmanın meydana geldiği görülmektedir. Kesme hızının $500 \text{ cm}^2/\text{dak}$ değerinden daha yüksek değerlerde tutulması durumunda, kesici makinenin gücünün yetersiz kaldığı ve hız invertörleri aracılığı ile kesme hızında ve çevresel hızda düşüşler gözlemlendiği, kesici testerenin sıkışarak kesme işleminin yapılamadığı belirlenmiştir.

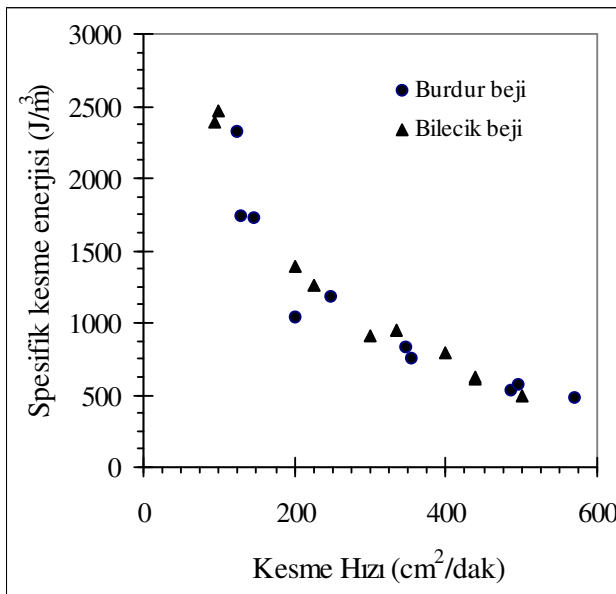


Şekil 7 Volkanik kayalar için SE_{kes} ile ilerleme hızı arasındaki ilişki

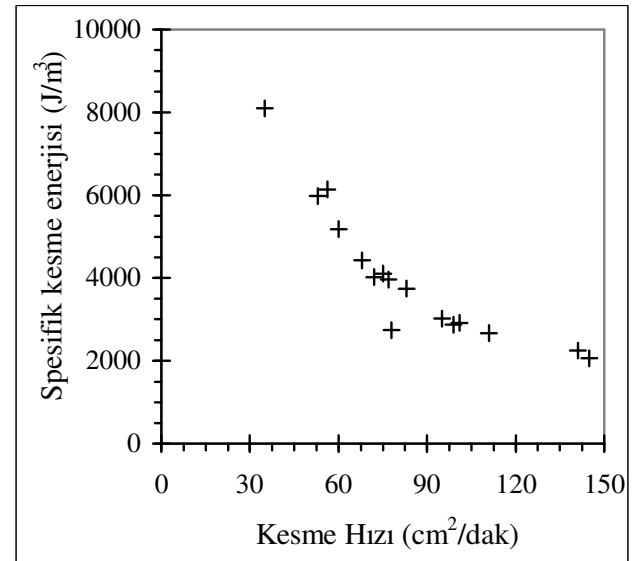


Şekil 9 Volkanik kayalar için SE_{kes} ile kesme hızı arasındaki ilişki

Kireçtaşı ve hakiki mermer türü kayalar için kullanılan testerelemin optimum ilerleme hızı 0,4 m/dak ve kesme derinliği 60 mm şeklinde belirlenerek, bu değerler sabit tutulmuştur. Dasit, andezit ve tüf türü kayalar için optimum ilerleme hızı 0,5 m/dak ve kesme derinliği 50 mm olarak tespit edilmiştir. Granit türü kayalarda ise kesme derinliği 20 mm, ilerleme hızı ise 0,45 m/dak olarak belirlenmiştir. Bu değerler deneyler boyunca sabit tutulmuştur.

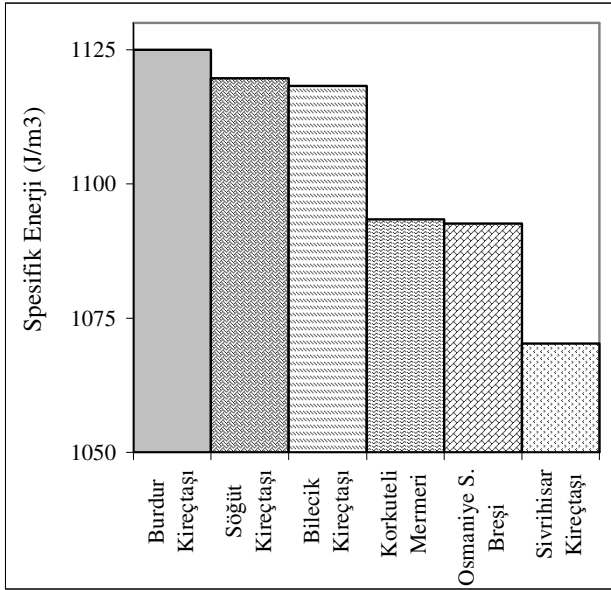


Şekil 8 Kireçtaşı ve mermer için SE_{kes} ile kesme hızı arasındaki ilişki



Şekil 10 Aksaray yaylak graniti için SE_{kes} ile kesme hızı arasındaki ilişki

Uygun şartlar altında yapılan kesme deneylerinin sonuçları kireçtaşı ve mermer türü kayalar için SE_{kes} dağılımı Şekil 11'de verilmiştir. Şekilden de görüldüğü gibi en düşük SE_{kes} Sivrihisar bejinde üretilmiştir. Bu durum kayacın jeomekanik özellikleri ile ilgili olup, kayaç oldukça mikroskobik ve makroskopik çatlaklara sahip ve çatlaklar ikincil kalsit ile doldurulmuştur. En yüksek SE_{kes} tüketimi Burdur bejinde olmuştur. Bu kayaç oldukça sağlam ve herhangi bir süreksizlik içermemektedir.



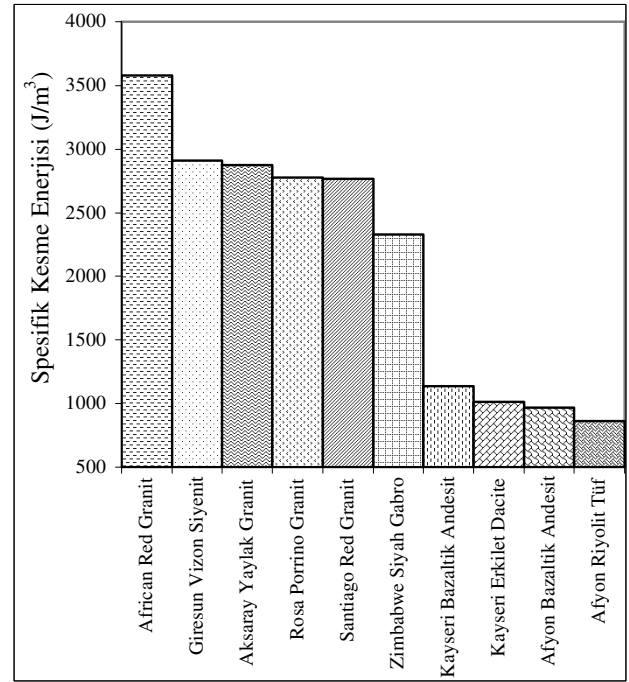
Şekil 11 Kireçtaşı ve mermer grubu kayaçlar için SE_{kesme} değerleri

Magmatik ve volkanik kayaçlar için SE_{kes} dağılımı ise Şekil 12’de sunulmuştur. En yüksek SE_{kes} değeri Afrika kırmızı granitinde, en düşük değer ise oldukça yumuşak, dayanım değerleri düşük ve yüksek silis içeriğine sahip bir kayaç olan Afyon riolit tufunda görülmektedir. Yüksek silis içeriği testerele bileyerek keskinleştirmekte ve kesme verimini artırmaktadır. Ancak, yüksek silis konsantrasyonu kesme işlemi sırasında testereyi aşındıran en önemli faktör olmuştur. Dolayısıyla Afyon riolit tufu en fazla aşındırıcı kayaçtır.

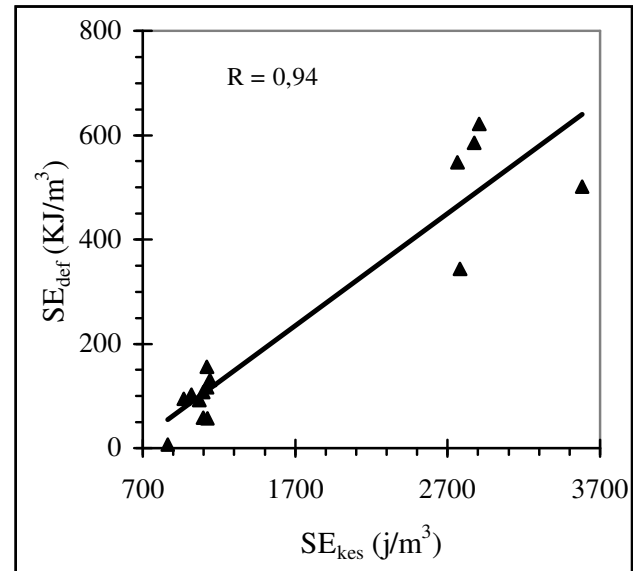
5 SPESİFİK KESME ENERJİSİ (SE_{kes}) ve SPESİFİK DEFORMASYON ENERJİSİ (SE_{DEF}) ARASINDAKİ KORELASYON

SE_{def} ile SE_{kes} arasındaki ilişkiyi belirleyebilmek amacıyla elmas diskli testerele kullanılarak 16 farklı türdeki kayaç üzerinde yapılan inceleme ve deney sonuçlarının grafiksel gösterimi Şekil 13’de verilmektedir. Bu şekilden de açıkça görüldüğü gibi SE_{def} ile SE_{kes} değerleri arasında doğrusal bir ilişki mevcut olup, iki parametre arasındaki korelasyon katsayısı 0,94’tür. Şekil 13’de veriler iki küme halinde dağılım göstermektedir. Bu şekil testerelede kullanılan tüm kayaçların verilerini kapsamaktadır. Diğer bir deyişle deneylerde üç tür jeolojik kayaç kullanılmıştır. Bunlar sedimenter (kireçtaşları), volkanik (dasit, andezit, bazalt ve tuf) ve magmatik derinlik (granit, siyenit, gabro) kayaçlarıdır. Volkanik ve sedimenter kayaçlar SE_{kes} ve SE_{def} değerleri birbirlerine yakın olduğundan bir kümede,

derinlik kayaçlarının SE_{kes} ve SE_{def} değerleri bir kümede dağılım göstermiştir. Diğer bir deyişle kayaç gruplarının kendi içerisinde jeomekanik özellikleri de benzerlik göstermektedir.



Şekil 12 Volkanik ve magmatik kayaçlar için SE_{kesme} değerleri



Şekil 13 Tüm kayaçlar için SE_{kes} ile SE_{def} arasındaki ilişki

Sonuç olarak kayaçlar için yapılan tek eksenli basma dayanım deneyi yardımı ile kesme verimini önceden tahmin etmek mümkün olacaktır. Bu da doğru kesme ekipmanlarının (testere, makine gibi) seçimini sağlayacaktır.

6 SONUÇLAR

Bu çalışmanın sonuçları aşağıdaki noktalar halinde özetlenebilir:

- Çeşitli (16 tür) kayaçlar için tam otomatik kesme donanımı ile, farklı çalışma parametrelerinde, üç tür elmas diskli testereyle kesme deneyleri yapılmıştır.
- SE_{kes} kesme gibi kaya çalışma proseslerinde kullanışlı bir parametre olup, mekanik verimliliğin indeksi olarak alınabilir.
- SE_{kes} testere şartlarının, dayanım, sertlik, aşınma ve doku gibi kaya özelliklerinin göstergesi olarak düşünülebilir.
- Spesifik deformasyon enerjisi (SE_{def}) tek eksenli basma dayanımında gerilme – deformasyon eğrisi altındaki alandan tahmin edilebilmektedir.
- SE_{def} kesme verimliliğinin değerlendirilmesinde oldukça önemli bir kaya mekaniği parametresidir.
- Kayaçların kesme işleminde SE_{kes} 'nin minimum olduğunda veya azaldığında, ilerleme ve kesme hızları maksimum olmaktadır. Bu nedenle, SE_{kes} kesme işleminin metre maliyeti için önemli parametrelerden biri olarak alınabilir.
- SE_{kes} ile SE_{def} arasında oldukça kuvvetli doğrusal bir ilişki mevcuttur. İki parametre arasındaki korelasyon katsayısı 0,94'tür.

KAYNAKLAR

Altındag R. 2003. Correlation of specific energy with rock brittleness concepts on rock cutting. *The Journal of South African Institute of Mining and Metallurgy*, April, 163-171.

Ersoy A. 2003. Automatic drilling control based on minimum drilling specific energy using PDC and WC bits. *Transactions of the Institute of Mining and Metallurgy, Section A*, Vol. 113.

Ersoy A. & Atıcı Ü. 2004. Performance characteristics of circular diamond saws in cutting different types of rocks. *Diamond and Related Materials*, Vol 13, 22-37.

Göktan R.M. 1991. Brittleness and micro – scale rock cutting efficiency. *Mining Science and Technology*, 13, 237-241.

ISRM 1981. *Rock characterisation testing and monitoring ISRM suggested methods*. Brown, E.T., (Editor), Pergamon Press, 211p.

Miller D. & Ball A. 1990. An instrumented laboratory machine for the evolution of drill bit performance. *Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, Vol. 90, No. 10, 283-288.

Paone J., Bruce W.E. & Virgilio P.R. 1966. *Statistical regression analysis of diamond drilling*. Bureau of Mines, Report of Investigations 6880, 1-29.

Rabia H.H.A. & Brook N. 1980. An empirical equation for drill performance prediction. *Proceedings 21st Symposium on Rock Mechanics*, The University of Missouri – Rolla,

104-112.

Rabia H.H.A. 1982. Specific energy as criterion for drill performance prediction. *International Journal of Rock Mechanics, Mining Science and Geomechanic Abstracts*, vol. 19, 39-42.

Rabia H.H.A. 1985. Unified prediction model for percussive and rotary drilling. *Mining Science and Technology*, Vol. 2, 207-216.

Spink K. 1972. The nature of the diamond drilling process. *Industrial Diamond Review*, 230-242.

Teale R. 1965. The concept of specific energy in rock drilling. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 2, 57-73.

Thuro K. & Spaun G., 1996. Drillability in hard rock drill and blast tunnelling. - *Felsbau* 14, 103-109.

Thuro K. 1997. Prediction of drillability in hard rock tunnelling by drilling and blasting. - In: Golser J., Hinkel W.J., Schuber W. (eds.): *World Tunnel Cong. '97*, Vienna, Austria. Proceedings. Tunnels for People. Tunnels für Menschen. 1, 854 p., Rotterdam, Brookfield (Balkema), 103-108.

Thuro K. & Plinninger R.J. 1999. Roadheader excavation performance-geological and geotechnical influences. In: Vouille, G. & Berest, P. (eds.): *Proc. 9th ISRM Int. Congr. on Rock Mech.*, Paris, Vol.2.- 481p., Rotterdam, Brookfield (Balkema), 1241-1244.

Thuro K., Plinninger R.J., Zah S. & Schütz S., 2001. Scale effects in rock strength properties. Part1: Unconfined compressive test and Brazilian test. *ISRM Regional Symposium EUROCK 2001 Rock Mechanics a Challenge for Society*, June 3-7, Espoo, Finland, 169-174.

Xu X., Li Y. & Malkin S. 2001. Forces and energy in circular sawing and grinding of granite. *Journal of Manufacturing Science and Engineering by ASME*, 123, 13.

Wright D.N. 1986. *Investigation into wear of diamond particles when sawing stone*. MPhil Thesis, University of Nottingham.

Kayaçların tek eksenli basınç dayanımının basit deney yöntemleriyle tahmini

Predicting uniaxial compressive strength of rocks from simple test methods

H. Başarır & M. Kumral

Maden Mühendisliği Bölümü İnönü Üniversitesi 44280 Malatya

A. Özsan

Jeoloji Mühendisliği Bölümü Ankara Üniversitesi 06100 Ankara

ÖZET: Tek eksenli basma dayanımı hem kaya mekaniği hemde mühendislik jeolojisi uygulamalarında yaygın olarak kullanılan parametrelerden birisidir. Fakat bazı durumlarda bu deney için numune hazırlanması ve deneyin yapılması pahalı ve zaman harcamasıdır. Bu nedenle nokta yükleme dayanım indeksi, Schmidt sertlik çekici ve sonik hız gibi basit deney yöntemlerinin tek eksenli basma dayanımını kestirmek amacıyla kullanımı oldukça yaygındır. Bu basit deney yöntemleri hızlı, kolay, portatif ve ucuzdur ayrıca numune hazırlama işlemi de gerektirmeyebilirler.

Bu makalenin amacı kayalar üzerinde bahsedilen basit deney yöntemlerini ve tek eksenli basma dayanım deneylerini uygulayarak, kayanın tek eksenli basma dayanımı ile basit deney yöntemleri arasında ilişkiler kurmaktır. Kayaç örnekleri üzerinde nokta yükleme dayanım indeksi, Schmidt çekici ve sonik hız deneyleri ve tek eksenli basma dayanım deneyleri ISRM yöntemlerine göre yapılmıştır. Bu sonuçlar kullanılarak basit doğrusal regresyon analizleri yapılmış ve tek eksenli basma dayanım değeri tahmininde kullanılabilecek eşitlikler elde edilmiştir. Elde edilen ilişkilerle diğer araştırmacılar tarafından önerilen ilişkiler karşılaştırılmış ve sonuçlar kıyaslanmıştır.

ABSTRACT: Uniaxial compressive strength test (UCS) is the most widely used design test in both engineering geological and rock engineering projects. However, in some cases it can be quite difficult, time consuming and expensive to prepare specimens and to conduct this test. For these reasons, simple test methods such as point load strength test ($I_{s(50)}$), Schmidt hammer hardness test (SHV) and sonic velocity test (VP) are used widely. These simple tests have been world widely used to estimate the UCS of rocks, because of their rapidity, simplicity, portability, low cost, non-destructiveness and easiness in both specimen preparation and test conduction.

The objective of this paper is to establish links between these simple test methods and UCS. Uniaxial compressive strength test, point load strength test, sonic velocity test and Schmidt hammer hardness tests were all conducted in accordance with the ISRM suggested methods. Simple regression modeling was employed to obtain equations, required for predicting UCS of rocks. UCS values obtained from simple regression analysis and UCS tests are compared and the results are discussed.

1 GİRİŞ

Kayaçların tek eksenli basma dayanımı değerleri gerek yer üstü gerekse de yeraltı mühendislik yapılarının tasarımında sıklıkla kullanılmaktadır. Tek eksenli basma dayanım deneyinin uygulanmasındaki standart prosedür Amerikan Test ve Malzeme Topluluğu (ASTM 1984) ve Uluslararası Kaya Mekaniği Topluluğu (ISRM 1981) tarafından belirtilmiştir. Deneyin uygulanabilmesi için gelişmiş bir kaya mekaniği laboratuvarına ihtiyaç duyulur. Tek eksenli basma dayanım deneyi basit deney yöntemleri ile karşılaştırıldığında numune hazırlanması zaman alıcı ve pahalı olmanın yanısıra hasarlı deneyler grubuna

girer. Sözedilen basit deneyler için gerekli aletler daha ucuzdur ve uygulanması gereken kurallar açısından daha kolaydır. Dolayısıyla nokta yükleme dayanım deneyi ($I_{s(50)}$), Schmidt çekici (SHV) ve sonik hız (SV) gibi basit deneyler UCS tahmini için yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu basit deney yöntemleri sayesinde çabuk ve ucuz tek eksenli basma dayanım tahmini mümkündür.

Deneylerin yapıldığı kayaç grubu Ankara etrafında yaygın olarak görülen günümüzde üzerinde pek çok önemli yapının inşa edildiği Ankara daşitidir. Bu makalede Ankara daşitinin tek eksenli basma dayanımının tahmini için numuneler üzerinde laboratuvar ve sahada yukarıda anılan basit deney yöntemleri uygulanmıştır. Laboratuvar deneyleri

Orta Doğu Teknik Üniversitesi (ODTÜ) Maden Mühendisliği kaya mekaniği ve Elektrik İşleri Etud İdaresi (EİEİ) kaya mekaniği laboratuvarlarında gerçekleştirilmiştir.

2 LİTERATÜR

Basit deney yöntemleri pek çok araştırmacı tarafından UCS nin tahmininde kullanılmıştır.

Nokta yükleme deneyi numunenin mekanik dayanımının belirlenmesi için yaygın olarak kullanılan bir deney yöntemidir. D'Andrea vd. (1964), Brock & Franklin (1972), Bieniawski (1975), Hassani vd. (1980), Read vd. (1980), Forster (1983), Gunsallus & Kulhway (1984), ISRM (1981), Cargill & Shakoor (1990), Chau & Wong (1996), Grasso vd. (1992), Kahraman (1996), Tugrul & Zarif (1999) gibi pek çok araştırmacı $I_{s(50)}$ ile UCS arasındaki ilişki kurmak için çalışmışlar ve çeşitli empirik bağıntılar önermişlerdir. Bu çalışmaların çoğunda doğrusal regresyon ilişkileri kullanılmıştır. Kahraman (2001) bu amaçla literatürde yer alan 48 adet veriyi kullanmıştır. Tugrul & Zarif (1999) çalışmalarında $I_{s(50)}$, diğer kaya özellikleri ve kayacın mineralojik bileşimi hakkında değerlendirme yapmıştır. Farklı araştırmacılar tarafından $I_{s(50)}$ ve UCS arasında kurulan ilişkiler Çizelge 1'de verilmiştir.

Schmidt sertlik çekici hızlı sonuç veren, hasarsız ve arazide kolaylıkla uygulanabilen bir deney yöntemidir. Bu özelliklerinin yanı sıra numune toplama, hazırlama gibi masrafları da yoktur. Schmidt sertlik çekici; Inoue & Ohomi (1984), Deere & Miller (1966), Aufmuth (1973), Beverly vd. (1979), Kidbinsky (1968), ISRM (1981), Singh vd. (1983), Shorey vd. (1984), Haramy & De Marco (1985), Ghose & Chacrabarti (1986), O'Rourke (1989), Sachpazis (1990), Xu vd. (1990), Gokceoglu (1996), Kahraman (1996, 2001), Katz (1999) ile Yılmaz & Sendir (2002) gibi pek çok araştırmacı tarafından UCS tahmini için kullanılmışlardır. Bunun yanı sıra Schmidt sertlik çekici başka amaçlar içinde kullanılmıştır. Örneğin kaya kütleindeki süreksizliklerin tespiti için (Young 1978), yeraltında tavan kalitesinin kontrolü için (Kidbinsky 1968), tünel açma makinalarının performans değerlendirmeleri için (Poole & Farmer 1978) kullanılmıştır. Bu araştırmacılar tarafından SHV den UCS tahmini için kullanılması önerilen empirik bağıntılar Çizelge 2'de verilmiştir.

Çizelge 1 Nokta yükleme dayanım indeksi ve tek eksenli basma dayanımı arasında farklı araştırmacılar tarafından kurulan ilişkiler

Araştırmacı	Model
D'andre et al. (1964)	$UCS=15.3 I_{s(50)}+16.3$
Broch & Franklin 1972	$UCS=24 I_{s(50)}$
Bieniawski (1975)	$UCS=23 I_{s(50)}$
Hassani et al. (1980)	$UCS=29 I_{s(50)}$
Read vd. (1980)	
Sedimanter kayaç	$UCS=16 I_{s(50)}$
Bazalt	$UCS=20 I_{s(50)}$
Forster (1983)	$UCS=14.5 I_{s(50)}$
Gunsallus & Kulhway (1984)	$16.5 I_{s(50)}+51$
ISRM (1981)	$UCS=20 \dots 25 I_{s(50)}$
Cargill & Shakoor (1990)	$UCS=23 I_{s(54)}+13$
Grasso vd. (1992)	$UCS=9.30 I_{s(50)}+20.04$
Chau & Wong (1996)	$UCS=12.5 I_{s(50)}$
Kahraman (1996)	
Kömür yan kayaçları	$UCS=23.62 I_{s(50)}-2.69$
Diğer kayaçlar	$UCS=8.48 I_{s(50)}+9.51$
Bu çalışma	$UCS = 10.957 I_{s(50)}$

Çizelge 2 UCS in SHV den bulunması için farklı araştırmacılar tarafından önerilen bağıntılar

Araştırmacı	Model
Deere & Miller (1966)	$UCS=6.9 \times 10^{(0.16+0.0087\gamma_{SHV})}$
Aufmuth (1973)	$UCS=6.9 \times 10^{(1.348 \log(SHV\gamma-1,325))}$
Beverly vd. (1979)	$UCS=12.74e^{(0.185\gamma_{SHV})}$
Kidbinsky (1968)	$UCS=0.447e^{(0.045(N+3.5)+\gamma)}$
Singh vd. (1983)	$UCS=2SHV$
Shorey vd. (1984)	$UCS=0.4SHV-3.6$
Haramy & De Marco (1985)	$UCS=0.994SHV-0.383$
Ghose & Chacrabarti (1986)	$UCS=0.88SHV-12.11$
O'Rourke (1989)	$UCS=703SHV-1104$
Sachpazis (1990)	$UCS=(SHV-15.7244)/0.239$
Xu vd. (1990)	$UCS=e^{(aSHV+b)}$
Gokceoglu (1996)	$UCS=0.0001SHV^{3.2658}$
Kahraman (1996)	$UCS=4.5 \times 10^{-4}(\gamma_{SHV})^{2.46}$
Kahraman (2001)	$UCS=6.97e^{0.014\gamma_{SHV}}$
Yılmaz & Sendir (2002)	$UCS = e^{(0.818 + 0.059SHV)}$
Bu çalışma	$UCS = 4.72 (SHV)^{0.69}$

Gaviglio (1989) sonik hız ve diğer kayaç özellikleri arasındaki ilişkileri araştırmıştır. Fakat SV ile UCS arasında ilişkilerin araştırılması, Inoue & Ohomi (1981), Goktan (1988) ve Kahraman (2001) tarafından yapılmıştır. Bu araştırmacılar tarafından önerilen empirik ilişkiler Çizelge 3'te sunulmuştur.

Çizelge 3 Sonik hız ve tek eksenli basma dayanımı arasında farklı araştırmacılar tarafından kurulan ilişkiler

Araştırmacı	Model
Inoue ve Ohomi (1981)	$UCS=k\gamma V_p^2+A$
Goktan (1988)	$UCS=0.036V_p^2-31.18$
Kahraman (2001)	$UCS=9.95V_p^{1.21}$
Bu çalışma	$UCS = 0.68 p VP^{2.69}$

3 DENEY PROGRAMI

Ankara Bağlum bölgesi Kurduçayır ve Taşocağı mevkilerinden blok numuneler laboratuvar deneyleri için toplanmıştır. Tek eksenli basma dayanım deneyi için Bağlum Kurduçayır mevkiine ait bloklardan 45 adet BX çaplı numune ve Bağlum Taşocağı mevkiine ait bloklardan ise 150 adet BX çaplı numune alınmıştır. Numuneler üzerinde yoğunluk, sonik hız, tek eksenli basma dayanımı, nokta yükleme dayanım ve Schmidt çekici deneyleri yapılmıştır. Bütün laboratuvar deneyleri ISRM (1981) tarafından önerilen standartlara uygun olarak yapılmıştır. Tek eksenli basma dayanım deneyi sonuçları Çizelge 4’te verilmiştir.

Çizelge 4 Ankara Bağlum bölgesine ait numuneler üzerinde yapılan tek eksenli basma dayanım deneyi sonuçları

Numune Grup No	Min. MPa	Max. MPa	Ortalama MPa	Standart Sapma %
1	64.60	73.32	68.96	6.17
2	71.25	71.38	71.32	0.09
3	50.89	69.43	60.16	13.11
4	79.80	86.54	83.17	4.77
5	62.16	62.31	62.24	0.11
6	62.71	76.25	71.57	7.68
7	74.95	80.08	77.52	3.627
8	41.52	45.89	43.71	3.090
9	49.71	90.71	70.21	28.99
10	32.50	51.46	41.66	9.50

3.1 Nokta yükleme dayanım deneyi

Kayaçların dayanımları nokta yükleme deney düzeneği sayesinde laboratuvarda silindirik numuneler üzerinde veya arazide düzensiz blok numuneler kullanılarak belirlenmiştir.

Standart deney yönteminde numune iki konik uç arasına yerleştirilir ve hidrolik olarak uygulanan yük alt kısımdaki konik ucu kaldırır. Üst kısım ise çerçeveye sabitlenmiştir. Bu çerçeve silindirik veya düzensiz numunelerin yerleştirilebileceği şekilde tasarlanmıştır. Konik uçlar arasındaki mesafe ve uygulanan yük çerçeve üzerindeki cetveldi ve basınç göstergesinden belirlenebilir. 108 numune üzerinde nokta yükleme dayanım deneyleri yapılmıştır ve deney sonuçları Çizelge 5’te verilmiştir.

Çizelge 5 Ankara Bağlum bölgesi dasitlerinin nokta yükleme dayanım indeks deney sonuçları

Numune Grup No	Min. MPa	Max. MPa	Ortalama MPa	Standart Sapma %
1	4.75	7.00	6.15	1.34
2	3.35	6.97	6.14	1.27
3	4.75	7.00	5.58	1.14
4	6.42	6.97	6.90	0.32
5	3.35	5.90	5.23	0.39
6	4.74	6.97	6.07	0.89
7	4.75	6.55	6.25	0.39
8	2.51	6.41	4.79	1.14
9	5.86	8.37	7.28	0.84
10	3.35	7.57	5.24	1.97

3.2 Schmidt sertlik çekici

Schmidt sertlik çekici kayaçların Schmidt sertliği değerini belirlemek için kullanılmaktadır. Belirlenen sertlik değeri ise UCS tahmininde ve kayaların sınıflanmasında kullanılır. Yalnız yöntem çok yumuşak ve çok sert kayaçlarda uygulanamaz. Farklı enerji seviyelerinde Schmidt çekiçleri bulunmaktadır. Bunlar sırası ile L ve N tipi çekiçlerdir. Minimum maksimum ve ortalama Schmidt sertlik değerleri Çizelge 6’da verilmiştir.

Çizelge 6 Bağlum bölgesi dasitlerine ait Schmidt çekici sertlik değerleri

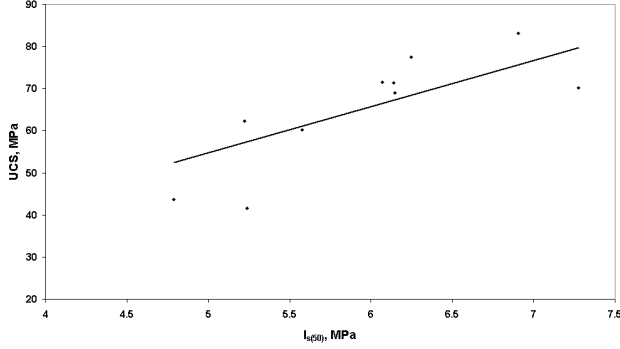
Numune Grup No	Min. MPa	Max. MPa	Ortalama MPa	Standart Sapma %
1	40	54	48	8
2	43	55	49	9
3	46	58	52	6
4	41	56	48	7
5	26	37	32	5
6	42	59	50	9
7	47	67	58	7
8	22	35	29	5
9	38	60	51	6
10	28	37	30	7

4 İSTATİSTİKSEL ANALİZ

Her bir bağımsız değişken için basit regresyon analizleri yapılmıştır. Elde edilen ilişkiler arasında deneysel sonuçlarını en iyi temsil eden ilişki belirlenmiştir. İlişkinin kuvveti R^2 kullanılarak değerlendirilmiştir. $I_{s(50)}$ ile UCS arasındaki ilişkiyi gösterir grafik Şekil 1’de verilmiştir. Bu ilişki aşağıdaki formülle ifade edilmiştir.

$$UCS = 10.957 I_{s(50)}$$

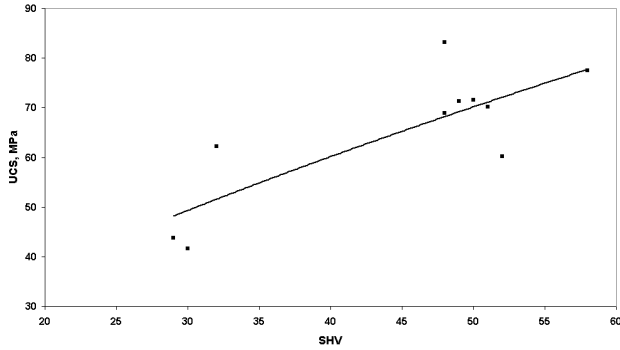
$I_{s(50)}$ ile UCS arasındaki ilişkinin kuvvetini ifade eden $R^2 = 0.62$ bulunmuştur. Bu çıkarımdan, bulunan eşitliğin gözlemlenen 10 deney sonucundaki değişimin %62'sini açıkladığı anlaşılmaktadır.



Şekil 1 UCS ve $I_{s(50)}$ arasındaki ilişki

SHV ve UCS arasındaki ilişki Şekil 2'de gösterilmiştir. Bu grafiğe göre bulunan eşitliğin kuvveti $R^2 = 0.66$ olarak bulunmuş ve eşitlik aşağıda verilmiştir.

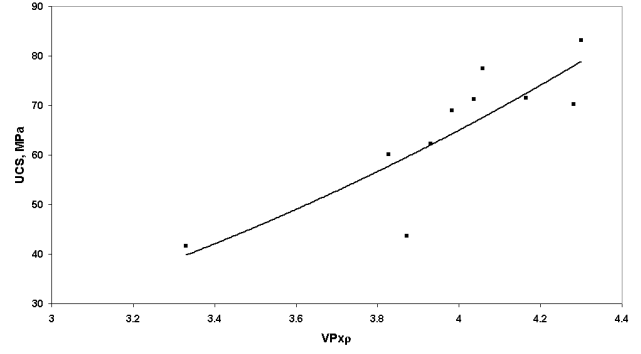
$$UCS = 4.72 SHV^{0.69}$$



Şekil 2 UCS ve SHV arasındaki ilişki

VP ile UCS arasındaki ilişkide birim ağırlığın eşitliğe katılması ile ilişki kuvvetinin tek değişkenin VP olduğu duruma göre daha yükseldiği görülmüştür. İlişki Şekil 3'te verilmiştir. Bu ilişkinin kuvveti $R^2=0.66$ ve elde edilen eşitlik ise aşağıdaki gibi belirlenmiştir.

$$UCS = 0.68 \rho VP^{2.69}$$



Şekil 3 UCS ve VP arasındaki ilişki

Her bir bağımsız değişken için yapılan basit regresyon analizleri ve bulunan modeller ve bunların kuvvetlerini temsil eden R^2 değerleri toplu halde Çizelge 7'de verilmiştir.

Çizelge 7 Basit regresyon sonucunda bulunan modeller ve R^2 değerleri

Parametre	Eşitlik	R^2
Nokta yükleme dayanım indeksi $I_{s(50)}$	$UCS=10.957 I_{s(50)}$	0.62
Schmidt çekici sertlik değeri, SHV	$UCS=4.72 SHV^{0.69}$	0.66
Sonic hız, VP	$UCS=0.68 \rho VP^{2.69}$	0.66

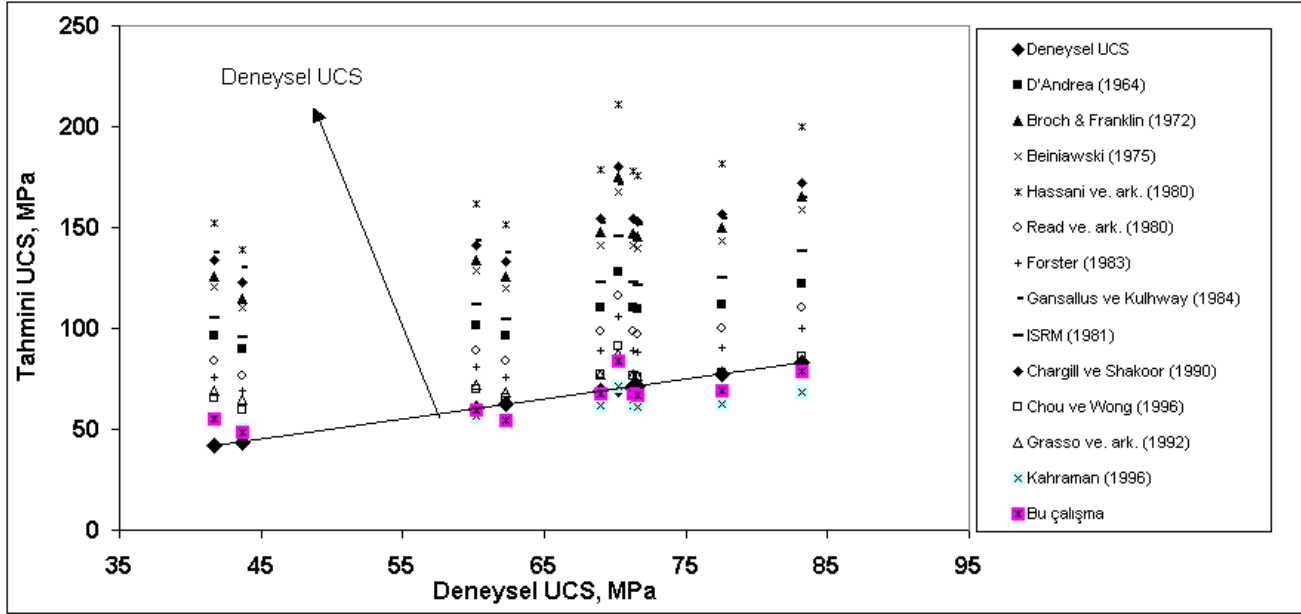
5 SONUÇ

Bu çalışmada basit deney yöntemlerinden UCS'nın tahmin edilmesi için basit regresyon analizleri yapılmıştır. Elde edilen ilişkilerin kuvvetleri biraz düşük olsalarda UCS'nın ilk mühendislik proje tasarım aşamasında kullanılmasına yeterlidir. Ankara dasitlerinin UCS değerleri gerek diğer araştırmacıların eşitlikleri ve gereksede bu çalışmada elde edilen eşitlikler kullanılarak tahmin edilmiştir. Deneylerden elde edilen UCS değerleri ve farklı araştırmacılara ait eşitliklerden elde edilen UCS değerleri Şekil 4, Şekil 5 ve Şekil 6 da verilmiştir. Örneğin Şekil 5'te numune gruplarına ait eşitliklerden elde edilen tahmini UCS değerleri y ekseninde verilirken aynı gruplara ait deneysel UCS değerleri x ekseninde verilmiştir.

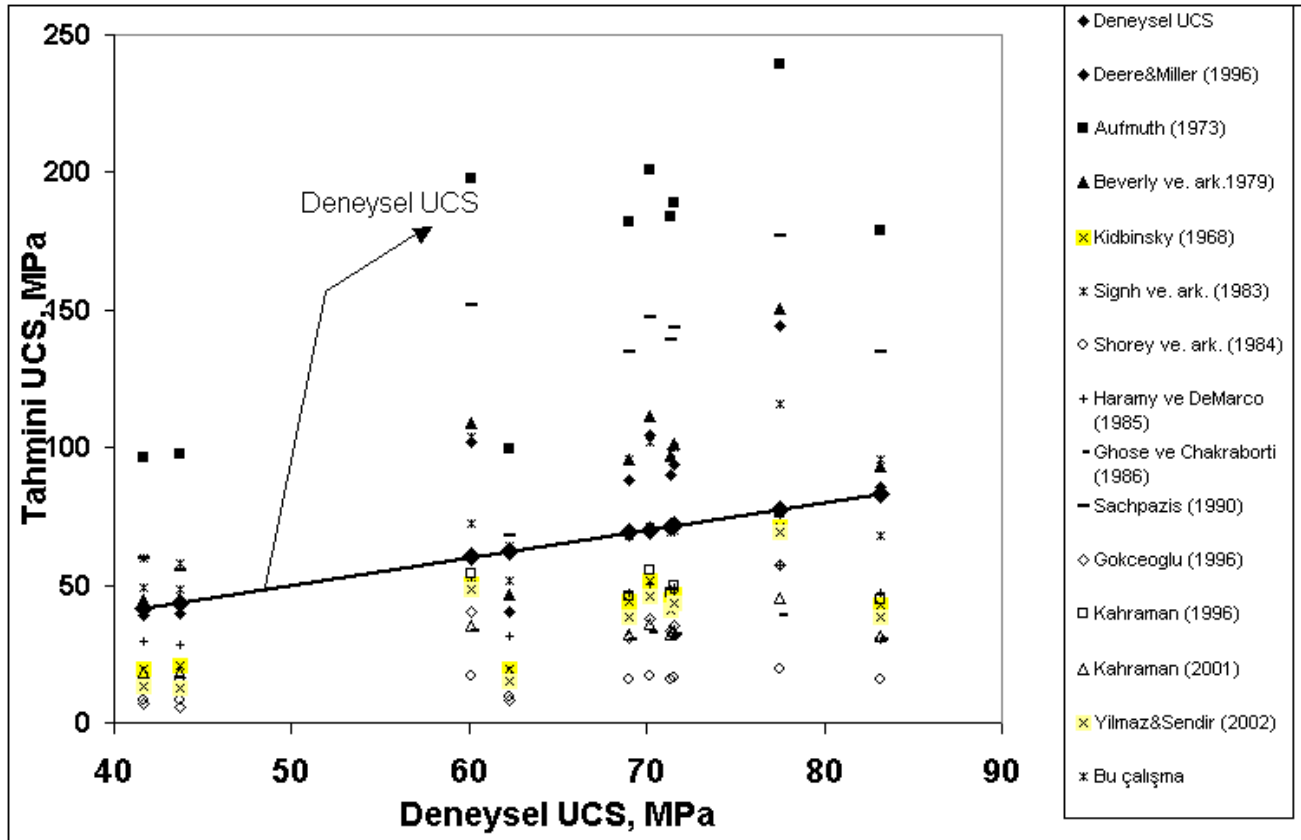
Şekil 4, Şekil 5 ve Şekil 6'dan anlaşılabacağı gibi diğer araştırmacılar tarafından geliştirilen modeller Ankara dasitleri için tutarlı sonuçlar vermelerine rağmen en yakın sonuçları bu çalışmada elde edilen modeller vermektedir. Bu sonuca dayanarak bu tür regresyon analiz sonuçlarının ait oldukları kayaç türleri için kullanılmalarının daha hassas ve güvenilir sonuçlar vereceği söylenebilir. Ayrıca bu

çalışmada bulunan eşitliklerin kullanılabilirliğini ve hassasiyetini artırmak için daha fazla sayıda kayaç türüne bunun içinse gelecekte yapılacak olan

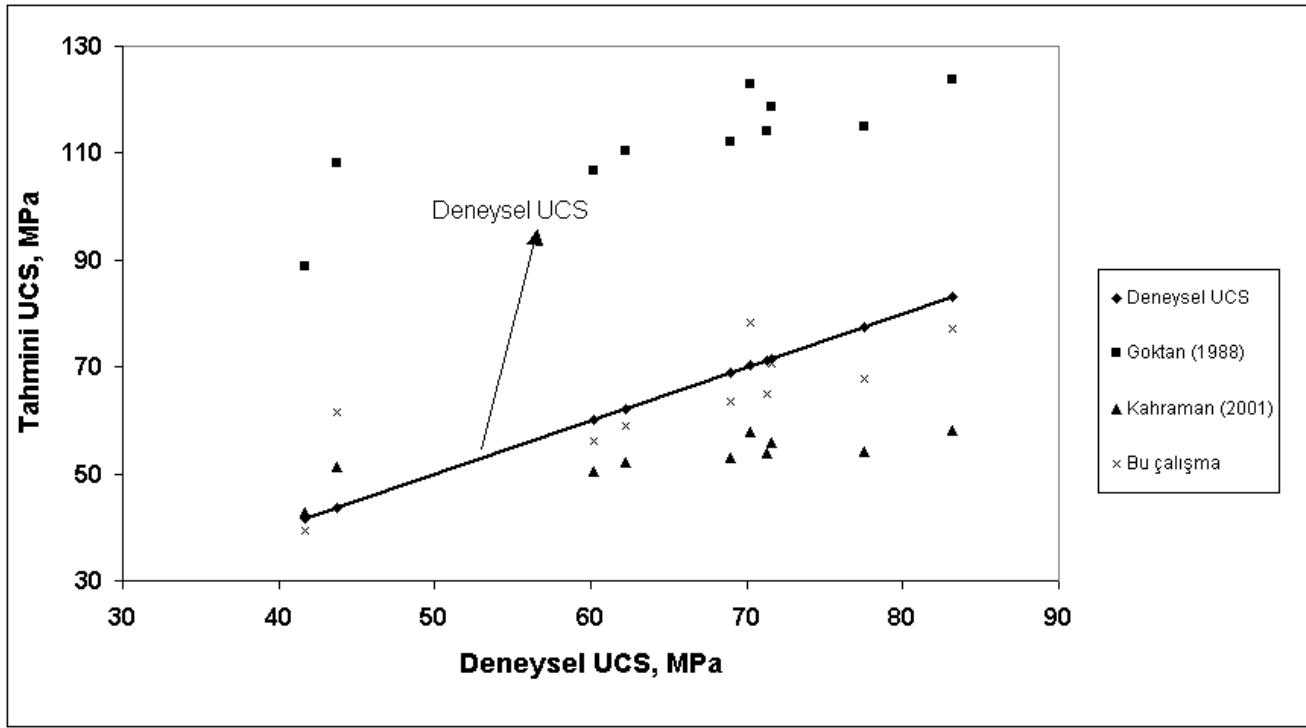
destekleyici deneysel çalışmalara ihtiyaç duyulmaktadır.



Şekil 4 $I_{s(50)}$ ye bağlı tahmini UCS değerleri ve deneysel UCS değerleri



Şekil 5 SHV ye bağlı tahmini UCS değerleri ve deneysel UCS değerleri



Şekil 6 VP ye bağlı tahmini UCS değerleri ve deneysel UCS değerleri

TEŞEKKÜR

Bu araştırmanın laboratuvar deneyleri ODTÜ Maden Mühendisliği Bölümü ve EIEI Kaya Mekaniği Laboratuvarında yapılmıştır. Bu laboratuvarların çalışanlarına ve yöneticilerine yardımlarından dolayı, Dr. Yusuf Kadioğlu ve Volkan Sönmez'e arazi çalışmalarındaki katkılarından dolayı yazarlar teşekkürlerini sunmaktadırlar.

KAYNAKLAR

- ASTM. 1984. American Society for Testing and Materials. Standard test method for unconfined compressive strength of intact core specimens. *Soil and Rock, Building Stones: Annual Book of ASTM Standards* 4.08. Philadelphia, Pennsylvania: ASTM, 1984.
- Aufmuth R.E. 1973. A systematic determination of engineering criteria for rocks. *Bull. Assoc. Eng. Geol.* 11, 235–245.
- Beverly B.E., Schoenwolf D.A. & Brierly G.S., 1979. *Correlations of rock index values with engineering properties and the classification of intact rock.*
- Bieniawski Z.T. 1975. Point load test in geotechnical practice. *Eng Geol* v: 9(1), 1–11.
- Broch E., Franklin J.A. 1972. Point-load strength test. *Int J Rock Mech Min Sci* v: 9(6), 669–97.
- Cargill JS, Shakoor A. 1990. Evaluation of empirical methods for measuring the uniaxial compressive strength. *Int J Rock Mech Min Sci* v: 27, 495–503.
- Chau KT & Wong RHC. 1996. Uniaxial compressive strength and point load strength. *Int J Rock Mech Min Sci* v: 33, 183–8 [Technical note].
- D'Andrea DV, Fisher RL & Fogelson DE. 1964. Prediction of compression strength from other rock properties. *Colo Sch Mines Q.* v: 59(4B), 623–40.
- Deere DU & Miller RP. *Engineering classification and index properties for intact rock.* 1966. Air Force Weapons Lab. Tech. Report, AFWL-TR 65-116, Kirtland Base, New Mexico.
- Forster IR. 1983. The influence of core sample geometry on the axial point-load test. *Int J Rock Mech Min Sci* v: 20, 291–295.
- Gardner GHF, Gardner LW & Gregory AR. 1974. Formation velocity and density: the diagnostic basis for stratigraphic. *Geophysics* v: 39, 770–80.
- Gaviglio P. 1989. Longitudinal waves propagation in a limestone: the relationship between velocity and density. *Rock Mech Rock Eng* v: 22, 299–306.
- Ghose A.K. & Chakraborti, S. 1986. Empirical strength indices of Indian coals—an investigation. *Proceedings of 27th US Symp. on Rock Mechanics.* Balkema, Rotterdam, 59–61.
- Gokceoglu C., 1996. Schmidt sertlik cekici kullanılarak tahmin edilen tek eksenli basınc dayanımı verilerinin güvenilirliği üzerine bir değerlendirme. *Jeol. Mühendisliği* 48, 78 – 81 (In Turkish).
- Goktan R.M. 1988. *Theoretical and practical analysis of rock rippability.* Ph.D. thesis, Istanbul Technical University.
- Kahraman S. 2001. Evaluation of simple methods for assessing the uniaxial compressive strength of rock. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 38 (2001) 981–994.
- Grasso P, Xu S & Mahtab A. *Problems and promises of index testing of rocks.* 1992. In: Tillerson, Wawersik, editors. *Rock Mechanics.* Balkema, Rotterdam, ISBN 9054100451, 879–88.
- Gunsallus KL & Kulhawy FH. 1984. A comparative evaluation of rock strength measures. *Int J Rock Mech Min Sci* v: 21, 233–48.

- Haramy K.Y. & DeMarco, M.J. 1985. Use of Schmidt hammer for rock and coal testing. *26th US Symp. on Rock Mechanics*, 26–28 June, Rapid City. Balkema, Rotterdam, 549–555.
- Hassani FP, Scoble MJ & Whittaker BN. 1980. Application of point load index test to strength determination of rock and proposals for new size-correction chart. In: *Proceedings of the 21st US Symposium on Rock Mechanics*, Rolla, 543–564.
- Howart DF, Adamson WR & Berndt JR. 1986. Correlation of model tunnel boring and drilling machine performances with rock properties. *Int J Rock Mech Min Sci* v: 23, p:171.
- Inoue M & Ohomi M. Relation between uniaxial compressive strength and elastic wave velocity of soft rock. 1981. In: Akai K, Mayashi M, Nishimatsu Y, editors. *Proceedings of the International Symposium on Weak Rock*, Tokyo, 9–13.
- ISRM 1981. ISRM Suggested Methods, 1981. In: Brown, E.T., editor. *Rock characterization testing & monitoring, ISRM Suggested Methods*, New York: Pergamon Press, 211p.
- Kahraman S. 1996. “The reliability of using Schmidt hammer and point load strength test in assessing uniaxial compressive strength” In: Korkmaz ve, S., Akcay, M. (Eds.), *K.T.U. Department of Geological Engineering 30th year symposium book*. Trabzon, 362–369 (In Turkish).
- Kahraman S., 2001. Evaluation of simple methods for assessing the uniaxial compressive strength of rock. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 38 (2001) 981–994.
- Katz O., Reches Z. & Roegiers, J-C. 1999. Evaluation of mechanical rock properties using a Schmidt Hammer. *International J. Of Rock Mech. Min. Sci.* V: 37, 723-728.
- Kidybinski A. Rebound number and the quality of mine roof strata. 1968. *Int J Rock Mech Min Sci* v: 5, 283–92.
- Li X, Rupert G, Summers DA, Santi P & Liu D. 2000. Analysis of impact hammer rebound to estimate rock drillability. *Rock Mech Rock Eng* v: 33(1), 1–13.
- O’Rourke J.E. 1989. Rock index properties for geoengineering in underground development. *Min. Eng.*, 106–110.
- Poole RW & Farmer IW. 1978. Geotechnical factors acting on tunneling machine performance in coal measures rocks. *Tunnel Tunnelling*, 27–30.
- Read JRL, Thornton PN & Regan WM. 1980. A rational approach to the point load test. In: *Proceedings Aust-N.Z. Geomechanics*, vol. 2., p. 35–9.
- Sachpazis C.I. 1990. Correlating Schmidt hardness with compressive strength and Young’s modulus of carbonate rocks. *Bull. Int. Assoc. Eng. Geol.* 42, 75–83.
- Shorey P.R., Barat D., Das M.N., Mukherjee K.P. & Singh B. 1984. Schmidt hammer rebound data for estimation of large scale in-situ coal strength (Technical Note). *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.* v: 21, 39–42.
- Singh R.N., Hassani F.P. & Elkington, P.A.S., 1983. The application of strength and deformation index testing to the stability assessment of coal measures excavations. *Proc. 24th US Symp. On Rock Mech.*, Texas A&M Univ., AEG. Balkema, Rotterdam, 599–609.
- Tugrul A. & Zarif, I.H. 1999. Correlation of mineralogical and textural characteristics with engineering properties of selected granitic rocks from Turkey. *Engineering Geology* v: 51, 303-317.
- Xu S., Grasso P. & Mahtab A., 1990. Use of Schmidt hammer for estimating mechanical properties of weak rock. *6th Int. IAEG Congress*. Balkema, Rotterdam, 511 – 519.
- Yilmaz I. & Sendir H. 2002. Correlation of Schmidt hardness with unconfined compressive strength and Young’s modulus in gypsum from Sivas (Turkey). *Engineering Geology* v: 66, 211–219.
- Young RP. 1978. Assessing rock discontinuities. *Tunnel Tunnelling*, 45–8.

Bir andezit ocağında bazı mekanik özelliklerin jeoistatistiksel benzetimi

Geostatistical simulation of some mechanical properties in an andesite quarry

A.E. Tercan & Y. Özçelik

Hacettepe Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü 06532 Beytepe Ankara

ÖZET: Bu çalışmada, bir andezit ocağında, andezitin tek eksenli basma (TEB) ve dolaylı çekme (DÇ) dayanımları jeoistatistiksel benzetimle modellenmiştir. Bu amaçla ocağın bir seviyesinin 108 noktasında TEB ve DÇ dayanımları test edilmiştir. Test sonuçları bu değişkenlere ilişkin deneysel variogramların hesaplanması ve modellemesinde kullanılmıştır. Model variogramlar ve 108 noktadaki dayanım değerleri ile andezitin TEB ve DÇ dayanımları ardışık normal benzetim yöntemi kullanılarak 39×50 noktada benzetilmiştir.

ABSTRACT: In this study, compressive and tensile strengths in an andesite quarry are modelled by geostatistical simulation. For this purpose, both strengths at 108 locations of the quarry are tested. The test results are used in estimating and modelling experimental variograms for these variables. With model variograms and the strength values at 108 locations, the compressive strength and the tensile strength are simulated at 39×50 nodes. Sequential Gaussian method is used in simulation.

1 GİRİŞ

Andezit gibi sert kayaçların ocaklarda elmas tel kesme makinaları ile kesiminde tek eksenli basma (TEB) ve dolaylı çekme (DÇ) dayanımı değerleri önemli rol oynar. Bu değerlerin yüksek olduğu durumlarda taşın kesimi zorlaşır ve elmas boncuklardaki aşınmalar artar. Bu nedenle mermer blokların jeomekanik özelliklerinin saha içinde alabileceği olası değerleri bilmek, tutarlı bir üretim planı yapabilmek açısından büyük bir önem taşır. Ancak planlama aşamasında mermer blokların dayanım değerlerini bilmek mümkün değildir. Bu aşamada yalnızca sınırlı sayıda ve geniş aralıkta alınmış karot örnekleri mevcuttur ve kesilecek blokların dayanım değerlerini bu mevcut veriler kullanarak hesaplamak gerekir.

Kriging, bu amaçla kullanılabilecek bir teknik olarak gözükmektedir. Bununla birlikte kriging, birbirinden geniş aralıklarla ayrılmış verilerden oldukça küçük boyuttaki blokların kestirimine uygun değildir. Böyle durumlarda kriging yönteminin oldukça düzgünleştirilmiş (düşük değerlerin normalin üstünde yüksek, yüksek değerlerin ise normalin altında düşük kestirilmiş) değerler ürettiği bilinmektedir. (Örneğin bkz. Armstrong ve Champigny (1989), Ravenscroft & Armstrong (1990)). Bu tür yumuşatılmış değerler planlama

amacıyla kullanıldığında kolay kesilebilir gözüyle bakılan blokların daha zor kesilip, zor kesilebilir blokların daha kolay kesildiği olumsuz durumlar ortaya çıkabilir. Bu tür olumsuzlukları gidermek için mevcut verilerdeki değişkenliği yeniden üretecek yöntemlere gereksinim vardır ve jeoistatistiksel benzetim bu tür bir yöntemdir. Jeoistatistiksel benzetimle üretilen blok değerleri, gerçek değerler gibi aynı sıklık dağılımı ve aynı variograma sahiptir. Bunlara ek olarak koşullu benzetim yöntemi kullanıldığında benzetim değerleri ile mevcut veriler birbirine eşittir.

Bu çalışmanın amacı bir andezit ocağında taş blokların TEB ve DÇ dayanımlarını benzetim ile üretmektir. Bu amaçla taş ocağı 108 noktada örneklenmiş, bu örnekler TEB ve DÇ dayanımları için test edilmiştir. Bu değerler daha sonra taş blokların dayanım değerlerinin koşullu benzetiminde kullanılmıştır. Benzetim amacıyla ardışık normal benzetim tekniği dikkate alınmıştır. Bu çalışmalar sonucunda her iki dayanım için imge (image) haritaları üretilmiştir. Çalışmanın bundan sonraki bölümünde ardışık normal benzetim tekniğini tanıtılmış, üçüncü bölümde ise veriler analiz edilip benzetimler gerçekleştirilmiştir. Dördüncü ve son bölüm sonuçları içermektedir.

2 ARDIŞIK NORMAL BENZETİM

Amaç, K sayıda grid noktasında önceden tasarlanmış veri dağılımı ve variogramı verecek benzetim değerleri üretmektir. Ardışık benzetimde bu işlem 5 adımda gerçekleştirilir:

- 1-K sayıdaki grid noktası içinde rastgele bir nokta seçilir.
- 2-Mevcut veriler ve daha önceden benzetimi yapılan değerler kullanılarak bu noktadaki koşullu olasılık dağılım fonksiyonu hesaplanır.
- 3-Bu dağılım fonksiyonundan rastgele bir değer çekilir. Bu değer, o noktadaki benzetim değeridir.
- 4-Bu değer, sonraki adımlarda kullanılmak üzere saklanır.
- 5-Bütün noktalarda benzetim değerleri elde edilene kadar 1 den 4 e kadar olan adımlar tekrar edilir.

Uygulamada değişik ardışık benzetim teknikleri kullanılmaktadır. Bunlar arasındaki fark, yalnızca olasılık dağılım fonksiyonunun kestiriminden kaynaklanır. Bu çalışmada basit ve kolay anlaşılabilir olduğundan normal benzetim tekniği tercih edilmiştir. Normal benzetimde koşullu dağılım fonksiyonunun çokdeğişkenli normal olduğu varsayıp dağılımın ortalaması ve varyansı verilerden hesaplanır. Bunun için benzetime başlamadan önce verilerin normal dağılmış verilere dönüştürülmesi gerekir. Daha sonra dönüştürülmüş verilerin variogramı hesaplanıp modellenir. Bu model ve dönüştürülmüş veriler kullanılarak benzetimi yapılacak noktada basit kriging ile kestirim yapılır. Kestirim değeri ve varyansı bu noktadaki koşullu dağılım fonksiyonunun ortalaması ve varyansı olarak alınır. Benzetim işlemi tamamlandığında elde edilen benzetim değerleri, orijinal veri uzayına geri dönüştürülür. Bu konuda ayrıntılı bilgi Deutsch & Journel (1998) tarafından verilmiştir.

3 ANDEZİT OCAĞINDA ÖRNEK BİR UYGULAMA

Örnek uygulama amacıyla Ankara'nın 60 km kuzey doğusundaki bir andezit ocağı seçilmiştir (Şekil 1). Daha önce Tercan & Özçelik (2000) tarafından jeostatistiksel bir incelemenin yürütüldüğü ocakta andezit blokları elmas tel ile kesilmekte ve ayda 1000 m³'lük bir üretim gerçekleştirilmektedir. Ocakta şu anda üretim yapılmamaktadır.

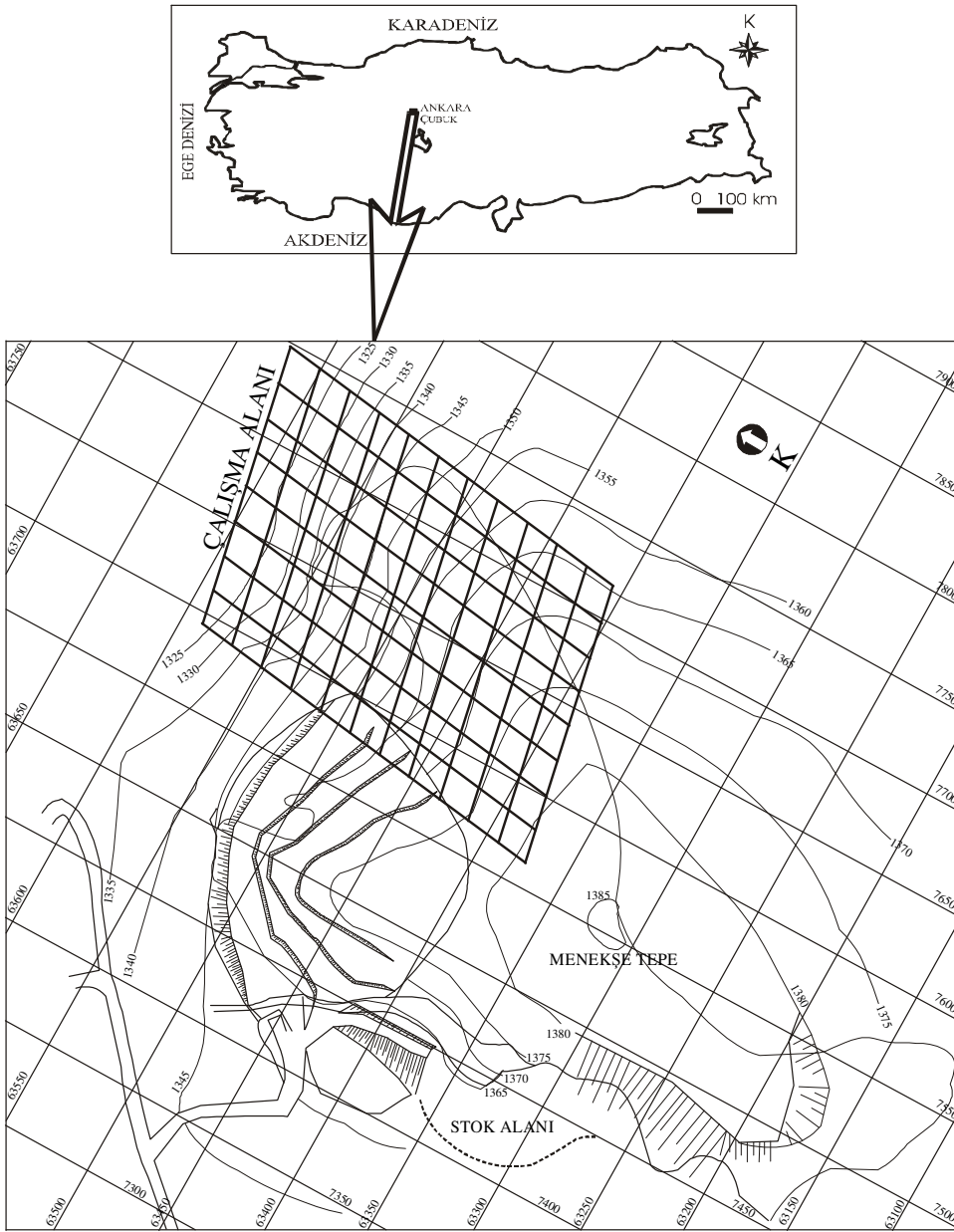
Benzetim amacıyla ocağın bir seviyesi 20 m'lik düzenli aralıklarda (KD15 doğrultusunda 12, GB75 doğrultusunda 9 noktada) örneklenmiş, elde edilen toplam 108 örneğin TEB ve DÇ dayanımları test edilmiştir. Daha sonra her iki değişkene ilişkin dayanım değerleri normal dağılmış değerlere dönüştürülmüş ve dönüştürülmüş değerlerin ortalama deneysel variogramları hesaplanmıştır. Şekil 2, normal dönüştürülmüş TEB ve DÇ dayanımların deneysel variogramlarını ve bunlara uyarlanan modelleri göstermektedir. Model variogram her iki değişken için küresel tipte olup külçe etki değeri $C_0=0.1$, eşik değeri $C=0.9$ ve yapısal uzaklık $a=55m$ 'dir.

Benzetimi yapılacak seviye 5x5 m büyüklüğünde (doğu-batı yönünde 39, kuzey-güney yönünde 50 adet) bloğa bölünmüş ve her bloğun değeri ardışık normal benzetim yöntemi ile modellenmiştir. Bu şekilde toplam 1950 bloğun TEB ve DÇ dayanımlarına ilişkin benzetim değerleri üretilmiştir. Bu değerler son aşamada orijinal değerler uzayına geri dönüştürülmüştür. Variogramların hesaplanması ve modellenmesinde GSTAT (Pebesma & Wesseling 1998) yazılımı, normal dönüşüm, benzetim ve geri dönüşüm işlemleri için GSLIB (Deutsch & Journel 1998) den sırasıyla NSCORE, SGSİM ve BACKTR programları kullanılmıştır. Şekil 3, benzetilmiş TEB ve DÇ dayanımlarına ilişkin imge haritalarını göstermektedir.

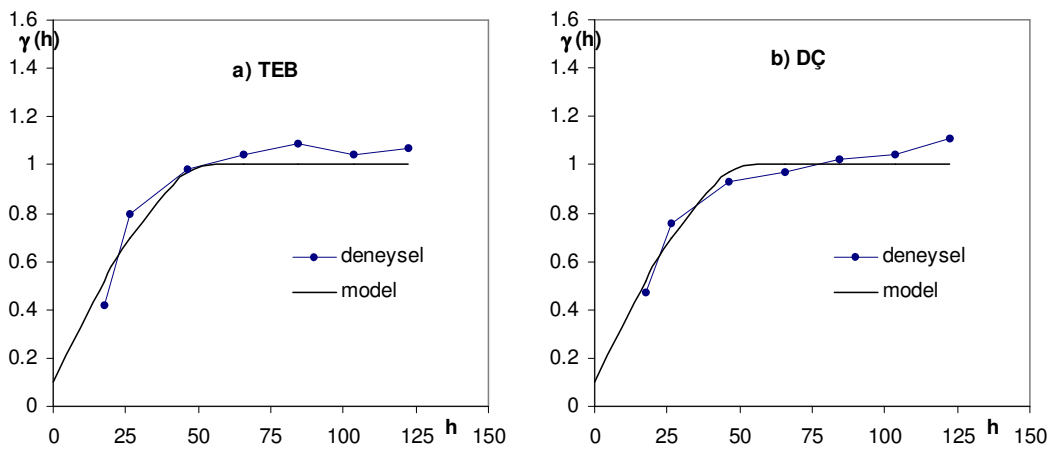
Benzetim işleminin doğruluğunu sınamak amacıyla benzetim değerleri ile mevcut dayanım değerlerinin histogram ve variogramları karşılaştırılmış ve benzetimin gerçek değerlere oldukça yakın sonuçlar ürettiği gözlenmiştir.

4 SONUÇLAR

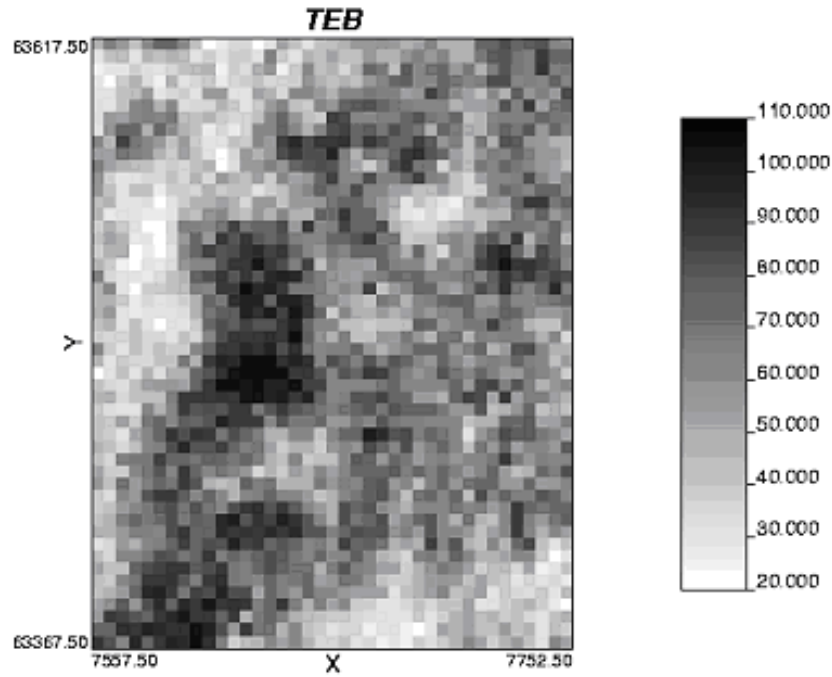
Jeostatistiksel benzetim, değişkenliğin yeniden üretilmesi gerektiği durumlarda mermer ocaklarının blok modelinin çıkarılmasına oldukça uygun olan bir tekniktir. Andezit ocağında yapılan benzetim çalışmaları sahanın orta kesimine yakın yerlerde dayanım değerlerinin daha yüksek, kuzey batı kesiminde ise daha düşük olduğunu göstermektedir. Ayrıca TEB ve DÇ dayanımlarına ilişkin imge haritaları arasındaki benzerlik dikkat çekicidir. Sahadan alınan örneklerin TEB ve DÇ dayanım değerleri arasındaki yüksek doğrusal ilişki ($r=0.89$) dikkate alındığında bu benzerlik şaşırtıcı değildir.



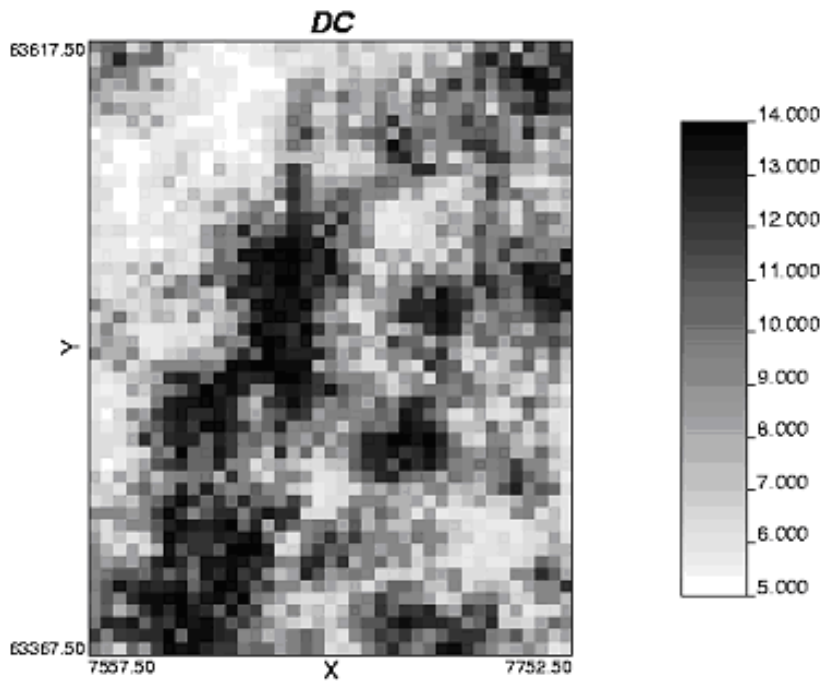
Şekil 1 İnceleme alanı ve yerbulduru haritası



Şekil 2 Normal dönüştürülmüş dayanım değerlerinin deneysel ve model variogramları. a) TEB, b) DÇ



a)



b)

Şekil 3 Benzetilmiş dayanım değerlerinin imge haritaları a) TEB, b) DÇ

KAYNAKLAR

- Armstrong M. & Champigny N. 1989. A study on kriging small blocks. *Can. Inst. Min. Metall. Bull.* 82: 128-133.
- Deutsch C.V. & Journel A.G. 1998. *GSLIB: Geostatistical software library and user's guide*. New York: Oxford University Press.

- Pebesma E.J. & Wesseling C.G. 1998. Gstat: a program for geostatistical modelling, prediction and simulation, *Computers & Geosciences*. 24: 1, 17-31.
- Ravenscroft P.J. & Armstrong M. 1990. Kriging of block models -the dangers re-emphasized. *Proc. 22nd Symp. on applications of computers and operations research in the mineral industry*, 577-587.
- Tercan A.E. & Özçelik Y. 2000. Geostatistical evaluation of dimension-stone quarries. *Engineering Geology*. 58: 25-33.

Malzeme bileşiminin çimentolu macun dolgu dayanımı üzerine etkisi *The effect of material composition on the strength of cemented paste backfill*

E. Yılmaz, A. Kesimal & B. Erçikdi

Karadeniz Teknik Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü 61080 Trabzon

ÖZET: Bu çalışmada, çimentolu macun dolgu örneklerinin dayanımı üzerine malzeme bileşimlerinin etkisi incelenmiştir. Örnekler üzerinde yapılan testlerden; tane boyu dağılımı, çimento türü ve içeriği, su/çimento oranı gibi bazı malzeme özelliklerinin dolgu dayanımı üzerinde büyük bir etkiye sahip olduğu gözlenmiştir. Bu bulgular, dolgu malzemesi dayanımlarının önceden tahmin edilmesine de imkan sağlamaktadır. Ayrıca, çeşitli oranlarda bağlayıcı içeren macun dolgu örneklerinin başlangıç dayanımları örnek geometrisine bağlı olarak 0.3-1.8 MPa arasında değişmektedir. Son yıllarda, yüksek basınç ve gerilmelere sahip yeraltı ocaklarında sürekli artan bir şekilde çimentolu macun dolgu yöntemi kullanılmaktadır.

ABSTRACT: In this study, the effect of material composition on the strength of cemented paste backfill has been investigated. From the tests performed for the samples, such material characteristics as particle size distribution, cement type and content, and water/solids ratio have shown a significant effect on the backfill strength. These findings allow the prediction of backfilling material strengths beforehand. Additionally, the initial strengths of paste backfill samples containing various ratios of binder have changed between 0.3 and 1.8 MPa regarding the sample geometry. In recent years, cemented paste backfill method has steadily been in widespread use for underground mines having high stresses and pressures.

1 GİRİŞ

Derin yeraltı madenlerinde karşılaşılan çok yüksek basınçlar, maden cevherinin ekonomik bir şekilde alınması ve emniyetli bir operasyonun yürütülebilmesi için farklı tahkimat sistemlerini gerekli kılmaktadır. Dolgu işlemi, bu sistemlerin temel bir unsuru olarak kabul edilmektedir. Dolgu işlemi, hem lokal hem de bölgesel tahkimat amaçlı olarak kullanılmaktadır.

Yaygın olarak kullanılan başlıca dolgu tipleri; hidrolik dolgu, kaya dolgusu ve macun dolgu yöntemleridir. Macun dolgu yönteminin en önemli avantajları; *i)* yerüstünde depolanacak atık hacminde bir azalma ve *ii)* düşük işletme maliyetidir (Kesimal vd., 2002a; Yılmaz vd., 2003a, b, c, d). Macun dolgu; atık, bağlayıcı (portland çimento, uçucu kül, cüruf gibi) ve su karışımından oluşan yüksek yoğunluklu kompoze bir malzemedir. Macun dolgunun mekanik ve zamana bağlı özellikleri tesis atıklarının fiziksel, kimyasal ve mineralojik özelliklerine, kullanılan bağlayıcının tipi ve oranına bağlıdır (Benzaozoua & Belem, 2000; Kesimal vd., 2003). Macun dolgu uygulamalarında bağlayıcı oranı, dolgunun istenilen mekanik özelliklerine bağlı olarak belirlenir.

Genellikle % 2-4 normal portland çimento içeren örnekler, 0.7-2 MPa'lık tek eksenli basınç dayanımı üretirler (Brackebush, 1994).

Bu çalışmanın amacı, atık malzeme bileşimin çimentolu macun dolgu dayanımı üzerine olan etkisini araştırmaktır.

2 ÇİMENTOLU MACUN DOLGU

Macun, malzemenin akışkan özelliğini sağlamak üzere katı tanecikleri arasındaki boşlukları doldurarak yeterince su ile karışmış bir malzemedir. Macun dolgu sistemlerinde, katı tanecikleri ile su molekülleri bir araya getiren kolloidal elektrikli partikül yükü, taneli malzemenin taneleri arasında suyun muhafaza edilmesini sağlamaktadır. Böylece macun kritik akış hızına sahip olmamak kaydıyla boru içinde taşınmaktadır (Landriault, 2001).

Macun dolgu, ağırlıkça %75-85 arasında filtreden geçirilmiş katı ürün içeren ince katı tanelerinin (sonradan bağlayıcı) su ile bir başarılı karışımı olarak ifade edilir. Karışımın macun oluşturmaları için taneli malzemenin 20 µm altı içeriğinin % 15 ve/veya daha yüksek olması

gerekmektedir (Ouellet vd., 1998; Kesimal vd., 2002b). İnce malzeme oranı arttıkça dolgunun yoğunluğu artar ve geçirgenliği azalır. Macun dolgu, ince malzeme içeriğine bağlı olarak geçirgenliğinin çok düşük olmasından dolayı yüksek su tutma özelliğine sahiptir. Bu nedenle yalnızca çimentolu uygulanır.

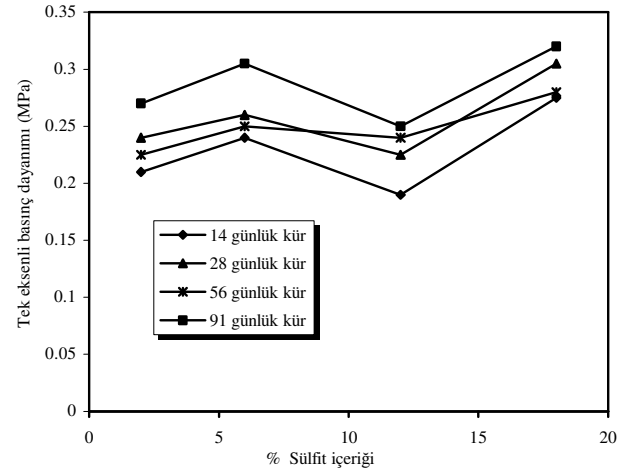
3 MALZEME BİLEŞİMİNİN DOLGU DAVRANIŞI ÜZERİNE ETKİSİ

Tesis atıklarının dolgudaki davranışı malzemenin bir bütün halindeki özellikleri ile etkilenmektedir. Katıların çökmesi, konsolidasyon ve kuruma dolgu davranışını etkileyen en önemli parametrelerdir. Bu üç faktör dolgunun gözeneklilik veya boşluk miktarı ve katıların yoğunluğu tarafından önemli derecede etkilenmektedir (Amaratunga ve Yaschyshyn, 1997; Annor, 1999; Cayotte, 2003; Yılmaz, 2003; Kesimal vd., 2004). Ayrıca, geçirgenlik, tane boyu dağılımı, çimento/atık/su tipi ve oranı, karışım suyunun kimyasal bileşimi ve kür koşulları dolgu dayanımı üzerinde önemli bir rol oynamaktadır.

3.1 Atık malzeme kimyasının etkisi

Maden atıklarının mineralojisi, atıkların kimyasal bileşimi ile belirlenmektedir. Atık içindeki en önemli mineralojik bileşen sülfatların yüzdeliğidir. Sülfatların miktarı birim hacimce eklenen gerekli bağlayıcı miktarı ve atıkların yoğunluğu üzerine doğrudan bir etkiye sahiptir. Ayrıca, atık içindeki sülfat miktarı, sülfat minerallerinin desülfürizasyon tanklarında muamele edilerek azaltılabilmekte veya artırılabilir. Şekil 1, % 2, % 6, % 12 ve % 18 oranında sülfat minerali içeren atık malzemeden üretilen çimentolu macun dolgu örneklerinin ağırlıkça % 4 çimento içeriğindeki (Normal portland çimento, TI: Sülfata dayanıklı çimento, TV; 50:50) tek eksenli basınç dayanım değerlerini sunmaktadır.

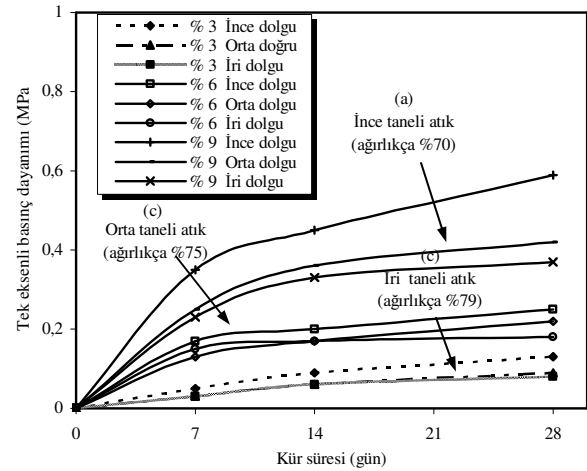
Şekil 1'den atık içindeki sülfat mineralinin oranı, %12'den daha az sülfat içeriğine kadar macun dolgu dayanımını ters yönde etkilemektedir. Daha yüksek sülfat içeriklerinde takip eden faktörlerden dolayı daha yaralı bir etkiye sahiptir; i) yüksek sülfat içeriği, yüksek yoğunluk olup daha yüksek bağlayıcı içeriğine sebep olmaktadır, ii) yüksek sülfat içeriği, yüksek sülfat mevcudiyetine işaret etmekte, bu ise atığın daha yapışkan olmasına yol açmaktadır.



Şekil 1 Macun dolgu örneklerinin mekanik dayanımı üzerine sülfür içeriğinin etkisi

3.2 Atık tane boyu dağılımının etkisi

Macun dolgu hazırlanmasında kullanılan katı malzemenin tane boyu dağılımı dolgu performansını etkileyen önemli parametrelerden biridir. Genellikle, boyut küçüldükçe dayanım artmaktadır (Şekil 2).



Şekil 2 Bağlayıcı içeriği ve tane boyunun tek eksenli basınç dayanımı üzerine etkisi

Şekil 2, incelendiğinde oluşturulan macun dolgu örneklerinin kür süresi ile dayanım değeri arasında doğru bir orantı olduğu görülmektedir. Ağırlıkça % 70 oranında ince taneli atık içeren macun dolgu örneklerinin kuru olarak ağırlıkça %9 bağlayıcı oranında ve 28 günlük kür süresinde orta ve iri

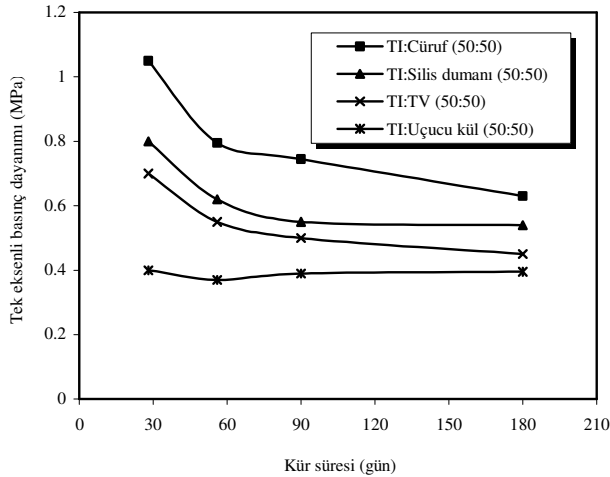
taneli atıklardan % 60 daha yüksek bir mukavemet değeri (0.6 MPa) üretmiştir.

Ayrıca, iyi bir boyut dağılımına sahip olmayan dolgu karışımında daha fazla bağlayıcıya ihtiyaç duyulmaktadır. Diğer taraftan uygun bir dağılıma sahip atıklardan üretilen dolguda ise ince taneler, iri taneler arasındaki boşlukları doldurmak suretiyle düşük çimento içeriklerinde yüksek dayanım elde edilmektedir. Bu ise tane boyu küçüldüğünde yüzey alanının artmasına ve çimento ile iyi bir etkileşim sağlanmasına bağlanmaktadır.

3.3 Bağlayıcı (çimento) tipinin etkisi

Bağlayıcı tipi, kısa-orta ve uzun dönemde macun dolgu malzemelerinin mekanik davranışı üzerinde önemli bir etkiye sahiptir. Bu etkiyi iyi anlamak için sülfite zengin atıklardan üretilen macun dolgu örnekleri arasında dayanım ve duraylılık yönünden en iyi bağlayıcıyı elde etmek için bir dizi deney yapılmıştır. Hazırlanan tüm karışımlarda bağlayıcı oranı sabit olarak ağırlıkça % 5 oranında seçilmiştir.

Şekil 3, değişik kür sürelerinde farklı bağlayıcılar kullanılarak hazırlanan çimentolu macun dolgu örneklerinin dayanım değerlerini göstermektedir.



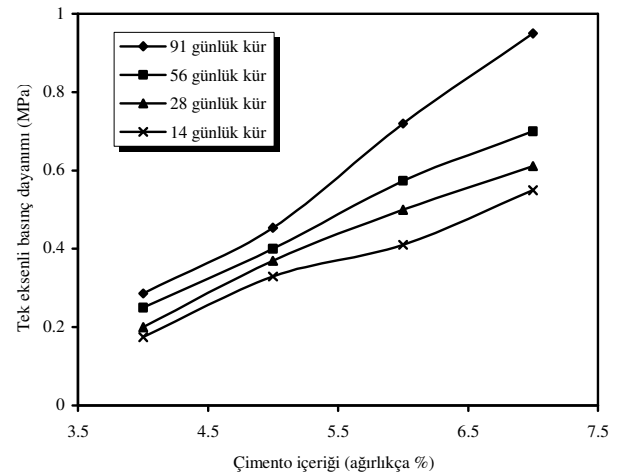
Şekil 3 Farklı kür sürelerinde macun dolgu karışımlarının mekanik dayanımı üzerine bağlayıcı tiplerinin etkisi

Uçucu kül içeren bağlayıcılar kötü mukavemet değeri vermekte, oysaki, normal portland çimento içeren bağlayıcılar ise iyi bir tek eksenli basınç dayanımı değeri üretmektedir. Tüm bağlayıcılar arasında en iyi dayanım, cüruf içeren karışımlardan elde edilmiştir. Test edilen tüm bağlayıcı tiplerinin başlangıç kür süresinden son kür süresine kadar dayanım kazançlarında çok az bir azalma olmuştur.

3.4 Bağlayıcı oranının etkisi

Macun dolgu malzemesinin dayanımı: kür süresi, matris içindeki bağlayıcı miktarı ve türüne bağlıdır. Karışımındaki bağlayıcı içeriği arttıkça genellikle dolgu dayanımı artmaktadır. Macun dolgu uygulamalarında bağlayıcı oranı dolgunun istenilen mekanik özelliklerine bağlı olarak belirlenmektedir. Şekil 4, değişik kür sürelerine sahip % 4, % 5, % 6 ve % 7 bağlayıcılı macun dolgu örneklerinin tek eksenli basınç dayanımlarını vermektedir.

Şekil 4, açık bir şekilde, artan bağlayıcı oranı ile elde edilen mukavemet değeri arasında lineer bir ilişki olduğunu ortaya koymaktadır. 0.95 MPa'lık en yüksek dayanım değeri, 91 günlük kür süresinde ve ağırlıkça % 7 bağlayıcı oranında elde edilmiştir.



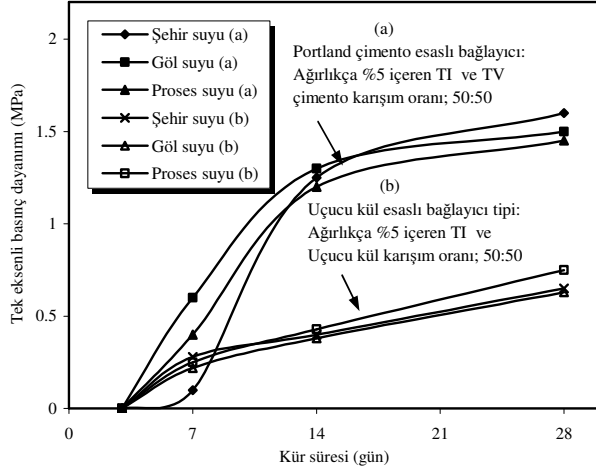
Şekil 4 Değişik kür sürelerinde macun dolgu karışımlarının mekanik dayanımı üzerine bağlayıcı içeriğinin etkisi

Ayrıca, madencilik uygulamalarında çimentolu macun dolguya % 3'den daha az bağlayıcı ilavesi dolgunun istenen tahkimat ve mukavemet özelliklerine bağlı olarak etkisiz olmaktadır. Bununla birlikte de %10'dan daha fazla bir bağlayıcı da dolgu işleminin verimi (maliyet, vb.) azalttığı gözlenmektedir.

3.5 Karışım suyunun etkisi

Karışım suyu, macun dolgu performansına iki önemli nedenden dolayı etki etmektedir; i) dayanım artışına etki eden su/çimento oranı, ii) çimento kimyasına müdahale ederek hidrasyon işlemini değiştiren su kimyasıdır. Şekil 5, farklı karışım suyu kullanılarak hazırlanan çimentolu macun dolgu

örneklerinin tek eksenli basınç dayanım değerlerini göstermektedir.



Şekil 5 Farklı kür sürelerine sahip macun dolgu örneklerinin mekanik dayanımı üzerine karışım suyunun etkisi

Gerçekleştirilen deneylerde her bir dolgu örneğinden farklı dayanımlar elde edilmiştir. Bu farklılıklar, büyük olasılıkla, kullanılan suyun kimyasal bileşimi ve bağlayıcının hidrasyon özelliğinden kaynaklanmaktadır.

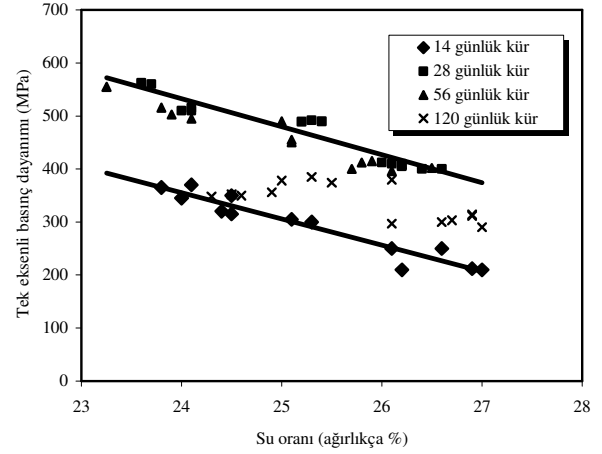
Macun dolgu uygulamalarında karışım suyu olarak şehir, göl ve tesis suları kullanılmaktadır. Genellikle maden operatörleri dolgu işlemi tasarımında su ve atıklar kimyasını ihmal ederler. Karışım suyunun sülfat içeriği, bağlayıcı tipi ve kür süresine bağlı olarak hidrasyon işlemini etkilemektedir. Karışım suyu kimyası ile bağlayıcının kimyası, macun dolgunun dayanım artışı esnasında hidrasyon oluşumunu etkileyerek dolgunun dayanımını düşürmektedir. Böylece dolgu dayanımında bazen beklenmeyen düşüşler ile karşılaşılması mümkün olmaktadır.

3.6 Su miktarının etkisi

Macun dolgunun su içeriğinde ve doygunluk derecesinde bir artış, mekanik dayanımı olumsuz yönde etkilemektedir. Şekil 6, çeşitli kür sürelerinde macun dolgu örneklerinin su içeriğine karşı mukavemet değerlerini göstermektedir.

Açık bir şekilde gözlenmektedir ki su içeriğinde bir artış dayanım değerinde bir azalmayı işaret etmektedir. Bu etki 28 ve 56 günlük orta dönemli kür sürelerinin yanında 14 günlük kısa dönemli kür sürelerinde net bir şekilde görülmektedir. Oysaki 120 günlük uzun dönemde macun dolgu örneklerinin

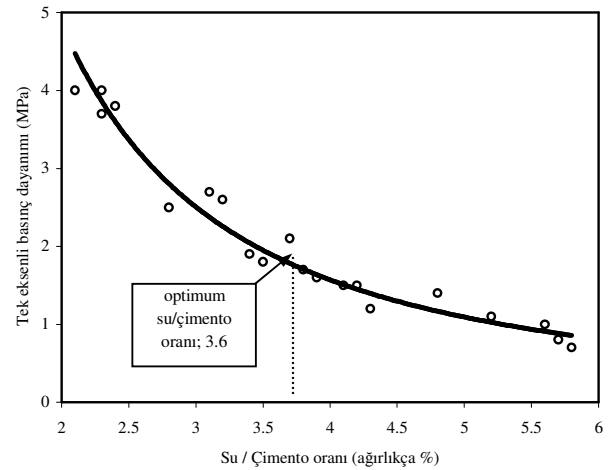
kimyasal yapılarının belirli içsel bozunma reaksiyonları (etrenjit ve tomasit gibi) daha az görülmektedir.



Şekil 6 Değişik kür sürelerinde macun dolgu karışımlarının tek eksenli basınç dayanımı üzerine su içeriğinin etkisi

3.7 Su/çimento oranının etkisi

Macun dolgu karışımındaki su/çimento oranı dolgu dayanımını etkileyen önemli bir parametredir. Dolgu içinde bu oran arttıkça dayanım azalmaktadır (Şekil 7). Dolgu malzemesinin nakliyesi esnasında, su ihtiyacına göre normal portland çimento ile üretilen macun dolgu da optimum su/çimento oranı yaklaşık 3.6 olmaktadır.



Şekil 7 Su/çimento oranının macun dolgu dayanımına etkisi

Su içeriğinin artmasına bağlı olarak dayanımın düşmesi, yüksek su miktarlarında hidrasyona uğramış çimentonun, düşük su/çimento oranında oluşan çimentodan daha zayıf çimento jelleri oluşturmaktan kaynaklanmaktadır. Ayrıca kullanılan bağlayıcının hidrasyon hızı ve kür esnasında su/çimento oranının azalması optimum su/çimento oranını etkilemektedir. Su içeriği düşük bir dolgu, aynı dayanım değerinde yüksek su içeriğine sahip bir dolgudan daha az çimento gereksinimine ihtiyaç duymaktadır.

4 DEĞERLENDİRME ve YORUM

Tek eksenli basınç dayanımı üzerinde malzeme bileşimlerinin etkisini belirlemek için yaklaşık 60 adet çimentolu dolgu örneğini test edilmiştir. Bu testlerden şu yorumlar çıkarılmıştır;

- Malzeme bileşimi, çimentolu dolgu dayanımı üzerinde güçlü bir şekilde etki etmektedir.
- Düşük gözenekliliğe sahip malzemeler verilen bir çimento tipi ve miktarında daha mukavemetli dayanımlar üretirler.
- Çimentolu dolguların dayanımında su içeriği kritik bir belirleyici faktördür. Yani su içeriğinin azalması macun dolgu dayanımını artırmaktadır.
- Artan çimento içeriği ile birlikte macun dolgunun dayanımı da artırmaktadır.
- Test edilen bağlayıcılar içinde yüksek fırın cürufu dolgunun dayanımı yönünden en etkin bir bağlayıcı olmuştur.

Bu bulgulardan, yüksek dayanımlı bir dolgu üretmek için; i) düşük dolgu gözenekliliği, ii) minimum su miktarı, iii) yeterli oranda çimento, iv) optimum bir kür süresi ve koşulları olması gerekmektedir.

KAYNAKLAR

- Amaratunga L.M. & Yaschyshyn, D.N. 1997. Development of a high modulus paste fill using fine gold mill tailings. *Geotechnical and Geological Engineering* 15(2): 205-219.
- Annor A.B. 1999. *A study of the characteristics and behaviour of composite backfill material*. PhD. Thesis, McGill University, Montreal, 396 p.
- Benzaazoua M. & Belem T. 2000. Optimization of sulfide-rich paste backfill mixtures for increasing long term strength and stability. *Proceedings of the 5th Conference on Clean Technology for Mining Industry*, Chile, 947-957.
- Brackebusch F.W. 1994. Basics of paste backfill systems. *Mining Engineering*, 46(10): 1175-1178.
- Cayotte J. 2003. Optimization of the paste backfill plant at Louvicourt Mine. *CIM Bulletin*, 96(1075): 51-57.
- Kesimal A., Yılmaz E., Erçikdi B., Alp İ., Yumlu M. & Özdemir B. 2002a. Çimentolu macun dolgunun laboratuvar testi. *Madencilik*, 41(4): 11-20.
- Kesimal A., Alp İ., Yılmaz E. & Erçikdi B. 2002b. Optimization of test results obtained from different size slumps with varying cement contents for Cayeli Mine's clastic and spec ore tailings. *Karadeniz Teknik Üniversitesi Döner Sermaye Projesi*, Trabzon, 38 p.
- Kesimal A., Erçikdi B. & Yılmaz E. 2003. The effect of desliming by sedimentation on paste backfill performance. *Minerals Engineering*, 16(10): 1009-1011.
- Kesimal A., Yılmaz E. & Erçikdi B. 2004. Evaluation of paste backfill test results obtained from different size slumps with varying cement contents for sulphure rich mill tailings. *Cement and Concrete Research*, (in press).
- Landriault D. 2001. *Backfill in underground mining*. Underground Mining Methods, SME, 60-614.
- Ouellet J., Benzaazoua M. & Servant S. 1998. Mechanical, mineralogical and chemical characterisation of paste backfill. *Proceedings of the 4th International Conference on Tailings and Mine Waste*, USA, 139-146.
- Yılmaz E. 2003. *Sülfür içeren maden atıklarından hazırlanan çimentolu macun dolgu örneklerinin dayanım özelliklerinin incelenmesi*. Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon, 117s.
- Yılmaz E., Kesimal A. & Erçikdi B. 2003a. Strength properties in varying cement dosages for paste backfill samples. *Proceedings of the 10th International Conference on Tailings and Mine Waste*, USA, 109-114.
- Yılmaz E., Kesimal A. & Erçikdi B. 2003b. Macun dolgu dayanımını ve duraylılığını etkileyen faktörler. *Hacettepe Üniversitesi Yerbilimleri Dergisi*, 28(2): 155-169.
- Yılmaz E., Kesimal A., Deveci H. & Erçikdi B. 2003c. Macun dolgu performansını etkileyen fiziksel, kimyasal ve mineralojik faktörler. *Mühendislik Bilimleri Genç Araştırmacılar I. Kongresi*, İstanbul, 683-690.
- Yılmaz E., Kesimal A. & Erçikdi B. 2003d. Factors requiring for the disposal of high sulphide tailings as paste backfill. *Proceedings of the 3th International Conference on Earth Sciences and Electronics*, İstanbul, 173-186.

Kil içeren bazı kayalarda deney örneklerinin şeklinin ıslak kararlılık deneyine etkisi

The effect of sample shape on the slake durability of some argillaceous rocks

E. Kolay¹, K. Kayabalı² & T. Beyaz²

¹Erciyes Üniversitesi Yozgat Mühendislik-Mimarlık Fakültesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü Yozgat

²Ankara Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü Ankara

ÖZET: Islak kararlılık deneyi ile, iki standart ıslanma-kuruma devrine tabii tutulan kaya numunelerinin zayıflama ve ayrılıp suda dağılmaya karşı gösterdiği direnç belirlenmektedir. Bir çok araştırmacı, Franklin ve Chandra (1972) tarafından geliştirilen ıslak kararlılık deneyinin uygulanma şeklini irdelemişler ve deney sonuçlarını etkileyen parametreleri ortaya koymuşlardır (kayaların mineralojik bileşiminin etkisi, döngü sayısının etkisi, deney çözeltisinin etkisi gibi). ISRM ve ASTM standartlarında ıslak kararlılık deneyine tabi tutulacak deney örneklerinin yuvarlatılmış ve köşelerinin silinmiş olması önerilmektedir. Ancak, yuvarlatılmış örneklerin hazırlamasının güç ve zaman alıcı olması sebebiyle ıslak kararlılık deneyi çoğunlukla köşeli olarak hazırlanan deney örnekleri ile yapılmaktadır. Bu çalışmada, farklı cins kayalardan (marn, killi kireçtaşı, tuf, bozuşmuş granit), farklı şekle ve pürüzlülüğe sahip (köşeli, az köşeli, az yuvarlak, yuvarlak) deney örnekleri hazırlanarak ıslak kararlılık deneyine tabi tutulmuştur. Böylece deney örneklerinin şekil ve pürüzlülüğünün ıslak kararlılık indeksi üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Deney sonuçları, deney örneklerinin şeklinin ve yapısal özelliklerin ıslak kararlılık indeksini etkilediğini ortaya koymaktadır. Masif yapılı, laminalanma ve tabakalanma göstermeyen kayalarda (killi kireçtaşı, tuf, bozuşmuş granit) yuvarlatılmış ve köşeli-pürüzlü yüzeye sahip örneklerin I_{d2} değerlerinde % 3 ile % 25 arasında farklar oluşmakta ve bu durum kaya sınıflamasını etkilemektedir. Tabakalı-laminalı yapıya sahip marnlarda ise deney örneklerinin şeklinin ve pürüzlülüğünün deney sonuçları üzerinde belirleyici bir etkisi olmadığı gözlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Islak kararlılık deneyi, yüzey pürüzlülüğü kil içeren kayaç

ABSTRACT: The purpose of the slake durability test is to determine the degree of degradation and the resistance of rock samples against drying and soaking, which is called slaking, through subjecting rock samples to two standard wetting and drying cycles. Several researchers investigated the way that the slake durability test, developed by Franklin and Chandra (1972), is practiced and determined the parameters affecting the test results. Such affects can be listed as; mineralogical composition of rocks, number of wetting and drying cycles, the character of the experiment solution and so on. In this study, the chunks of different rocks such as marl, tuff and weathered granite with different degrees of surface roughness such as angular, subangular, subrounded and rounded were prepared and each group of chunks were subjected to slake durability test. The test results indicate that the surface roughness and the structural properties of chunks used in experiments affect the slake durability index of the rocks tested. The rounded chunks and angular chunks prepared from the rocks which are massive and do not possess lamination and bedding such as clayey limestone, tuff and weathered granite resulted in substantially different index values which significantly affect the slake durability of the rocks tested. It was observed that surface roughness of the chunks prepared from the bedded and laminated marl does not influence the test results significantly.

Key Words: Slake durability test, surface roughness, argillaceous rock

1 GİRİŞ

Tabakalı ve kil içeren kayaçlar (kilitaşı, çamurtaşı, silttaşı, şeyl v.b) stratigrafik kolonun üçte ikisini ve toplam kara alanlarının üçte birini oluşturmaktadır (Blatt 1982). Ayrıca kil içeren kayaçlar yerkabuğunun %35'ten daha fazlasını kapsamaktadır (Franklin & Chandra 1972). Bu durum, yer

yüzeyinde ve yeraltında yapılacak mühendislik çalışmalarında killi kayaçlar ya da bozuşma sonucu killeşmiş kayaçlarda çalışmanın kaçınılmaz olduğunu göstermektedir. Değişen iklim şartlarının (ıslanma-kuruma, donma-çözünme, sıcaklık farklılıkları gibi) etkisiyle killi kayaçların özellikle dayanımlarında kayda değer değişimler meydana gelmektedir. Islanma ve kuruma evreleri sonucunda

killi kayaçlarda şişmeler (özellikle plastisitesi yüksek kil içeren killi kayaçlarda) ve parçalanmalar-kavlamalar meydana gelmektedir. Killi kayaçlarda meydana gelen bu tip değişimler; şevlerdeki yüzey kayaçlarının hızla ayrışmasına, böylece de şevin dayanımının azalmasına; dolguların yenilmesine; yeraltı açıklıklarında sağlam kayaçların dayanımlarının zamanla azalmasına sebep olmaktadır (Gökçeoğlu vd. 2000).

Kayaçların ıslak kararlılığı, jeoteknik uygulamalarda kaya kütleleri ve kaya materyalleri için önemli bir özelliktir (Franklin & Chandra 1972; Rodrigues 1991; Dick & Shakoor 1995; Gökçeoğlu vd. 2000; Dhakal vd. 2001). Ana problemlerden birisi, killi kayaçlar içerisinde yapılan mühendislik yapılarında, bu tip kayaçların ayrışması ve günlenmesi ile ortaya çıkmaktadır. Kayaçların günlenmeye karşı hassaslığı ve oranları bazı kararlılık parametreleri ile (örneğin Islak Kararlılık İndeksi) belirlenir. Islak kararlılık özellikle, çamurtaşı, marn, ignimbrit, zayıf çimentolu çakıltası ve siltaşları için önemli bir mühendislik parametresidir (Gökçeoğlu vd. 2000).

Islak kararlılık deneyi, genellikle zayıf ve kil içeren kayaçların sınıflaması ve birbirleriyle karşılaştırılması için kullanılır. İki standart ıslanma-kuruma devrine tabii tutulan kaya numunelerinin zayıflama ve ayrılıp suda dağılmaya karşı gösterdiği direncin belirlenmesi için yapılır (Ünal & Tutluoğlu 1986).

Bu çalışmada ise, ıslak kararlılık deneyine tabi tutulan deney örneklerinin yüzey pürüzlülükleri değiştirilerek deney tekrarlanmış ve böylece örneklerin şeklinin ve pürüzlülüğünün ıslak kararlılık indeksi üzerindeki etkisi araştırılmıştır.

2 ISLAK KARARLILIK DENEYİ (SLAKE DURABILITY INDEKS TEST)

Franklin & Chandra (1972) tarafından geliştirilen ve ASTM (1990) tarafından standartlaştırılan ıslak kararlılık deneyinde, her biri 40-60 g ağırlığında olan toplam 450-550 g gelen 10 adet kaya parçası seçilir. Deney yaklaşık küre şekilli killi-zayıf kaya parçalarına uygulanmaktadır. 105 °C'lık fırında 12 saat süreyle kurutulan kayalar, dış yüzeyi 2 mm açıklığa sahip ve kısmen suya batırılmış olan tambur içerisine yerleştirilir. Bu tambur daha sonra dakikada 20 devir yapacak şekilde 10 dakika döndürülür. İşlem bittikten sonra numuneler kurutulur ve tartılır. Bu olay iki kez tekrar edilir. Başlangıç ve son durumdaki numune ağırlıkları ıslak kararlılık indeksinin (I_{d2}) hesaplanmasını sağlar. Bu indeks, ıslanma-kuruma olaylarının ve aşındırma

gerilmelerinin etkisiyle meydana gelen parçalanmaya ve zayıflamaya karşı gösterdiği direnci belirlemektedir (Vallejo 1994).

Kayaçların ıslak kararlılık indekslerinin aşağıdaki özelliklere bağlı olduğu belirtilmektedir (Franklin & Chandra 1972):

1. Gözeneklilik ve geçirgenlik: Deneyde kullanılan sıvının kayaç dokusuna etkisini ve kayaç içerisindeki hareketini etkiler.
2. Kayaç içerisine nüfuz eden sıvılar: Yüzey enerji değişimlerine, kaya matriksinin (çimentosu) çözülmesine veya bağların kopmasına, veya boşluk suyu basıncından dolayı yıkıcı kuvvetlerin oluşmasına neden olurlar.
3. Kayaçların yıkıcı kuvvetlere karşı koyma kuvvetlerinin kapasitesi, kayaçta oluşacak zayıflama, şişme veya bütünüyle dağılma olaylarını belirlemektedir.

Bu deney sonuçlarını etkileyen önemli faktörlerin ise aynı araştırmacılar tarafından;

1. deney aleti: elek açıklığı, tambur boyutu ve dönem hızı,
2. numune: boyut, şekil, ağırlık ve numune sayısı,
3. numune davranışı: saklanma ve kuruma sırasında,
4. ıslanmaya maruz kalma süresi,
5. deney sıvısının özelliği: kimyası ve sıcaklığı

olduğu belirtilmektedir.

Deneyin gelişimi sırasında bazı etkenlerin deney sonuçlarını şu şekilde etkiledikleri belirtilmiştir (Franklin & Chandra 1972);

Araştırmacılar, örneklerin sayısını ve boyutlarını değiştirilerek deneyi uygulamışlar ve her biri yaklaşık 40-60 g ağırlığında olan 10 adet örneğin kullanılmasının en uygun olduğunu belirtmişlerdir.

Yine aynı araştırmacılar tarafından kayaçların ıslak kararlılık indeksi değerlerini, başlangıçtaki nem içeriklerine göre, fırında kurutulduktan sonraki duruma göre ve saklanma durumlarına göre de değerlendirmişlerdir. Fırında kurutulduktan sonra deneye tabi tutulan örneklerin ıslak kararlılık indeksi değerleri genel olarak daha yüksek değerlerde çıkmıştır. Ayrıca deneyden önceki saklanma süresi artan örneklerin ıslak kararlılık indeksi değerleri de artmıştır.

Deney süresinin uzamasıyla ve deney sıvısının sıcaklığının artmasıyla da ıslak kararlılık indeksinin düştüğü gözlenmiştir. Bunun yanında deney sırasında farklı sıvılar kullanılmış, en yüksek ıslak kararlılık indeksi Sodyum hexametafosfat (20 °C)

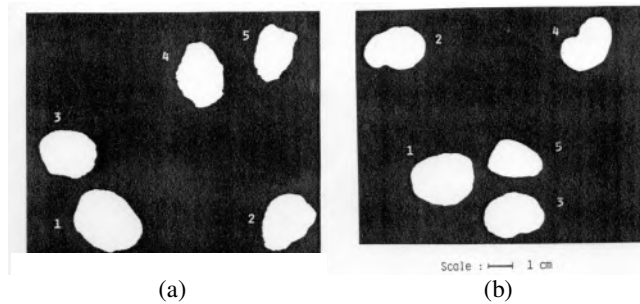
ile, en düşük ıslak kararlılık indeksi ise Hidroklorik asit (20 °C) ile elde edilmiştir (Franklin & Chandra 1972).

3 ISLAK KARARLILIK DENEYİNDE YENİ UYGULAMALAR

Islak kararlılık indeksi deneyinin standartlaştırılması sırasında ve son yıllarda, araştırmacılar, ya deneyin prosedüründe değişiklikler yaparak ya da standart deney sonuçlarını farklı parametrelerle karşılaştırarak, zayıf ve kil içeren kayalar daha iyi tanımlama yoluna gitmişlerdir.

Islak kararlılık indeksi deneyinin standart prosedüründe deneye tabi tutulan numunelerin yüzey profilinde meydana gelen değişikliklerin ölçülmesine gerek yoktur. Bununla birlikte Vallejo (1994), siltli kayalarda, deney öncesinde ve sonrasında numunelerin profillerini fraktal analiz ile belirleyerek, fraktal boyutlarının deney öncesi ve sonrası durumlarını karşılaştırmış ve deney örneğinin profilinde meydana gelen değişimleri ortaya koymuştur. Deneye tabi tuttuğu silt örneklerinin deney öncesindeki ortalama fraktal boyutlarının 1,1304'ten (Şekil 1a), deney sonrasında 1,1167'ye (Şekil 1b) değiştiğini belirlemiştir.

Martin (1986) ve Ulusay vd. (1995a) tarafından ıslak kararlılık indeksi deneyinin iki döngüden ziyade daha yüksek sayıda döngüyle yapıldığında kullanımının daha faydalı olacağı belirtilmektedir (Gökçeoğlu & Aksoy 2000).



Şekil 1 Islak kararlılık deneyine tabi tutulan örneklerin deney öncesi (a) ve deney sonrası (b) profil değişimleri (Vallejo 1994).

Koncagül & Santi (1999) şeyillerin tek eksenli sıkışma dayanımlarının belirlenmesinde ıslak kararlılık deneyinden yararlanmışlar, σ_c ve I_{d2} değerleri arasında $r=0,63$ gibi bir istatistiksel ilişki bulmuşlardır (Şekil 2).

Gökçeoğlu vd. (2000), deneye tabi tutulacak kayaların mineralojik içeriklerini belirlemişler ve

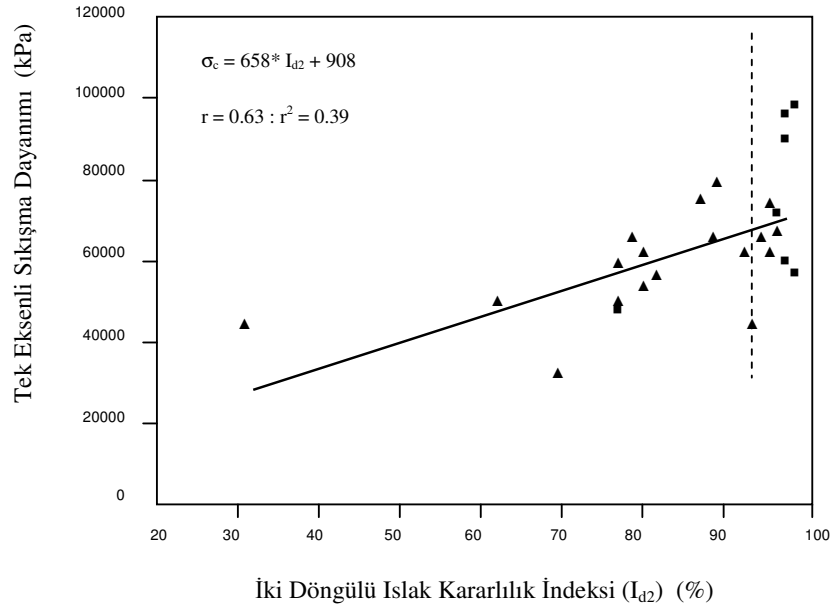
deneyin döngü sayısını artırarak, her döngü sonucunda tamburdan geçen mineralleri incelemişlerdir. Düşük sayılı döngülerde kil ve karbonat mineralleri tamburdan yaklaşık aynı oranlarda geçerken, döngü sayısı arttıkça kil minerallerinin geçme yüzdesinde karbonatlara göre belirgin bir artış gözlenmiştir. Ayrıca deneye tabi tutulan tüm kayaç gruplarında, döngü sayısı arttığında ıslak kararlılık indeksi değerleri azalmıştır. Araştırmacılar, dört döngülü deney sonrasında, I_{d4} değerleri ile kayaçtaki toplam kil yüzdesi arasında $r=-0,77$ ve I_{d4} ile simektit yüzdesi arasında $r=-0,90$ gibi bir ilişki bulmuşlardır (Şekil 3-4).

Gökçeoğlu vd. (2000), marnların tek eksenli sıkışma dayanımı ile ıslak kararlılık indeksi arasında korelasyon katsayısının, döngü sayısı ile değişim gösterdiği, en yüksek korelasyonun ($r=0,76$) dört döngülü deneyde yakalandığı belirlemiştir (Şekil 5).

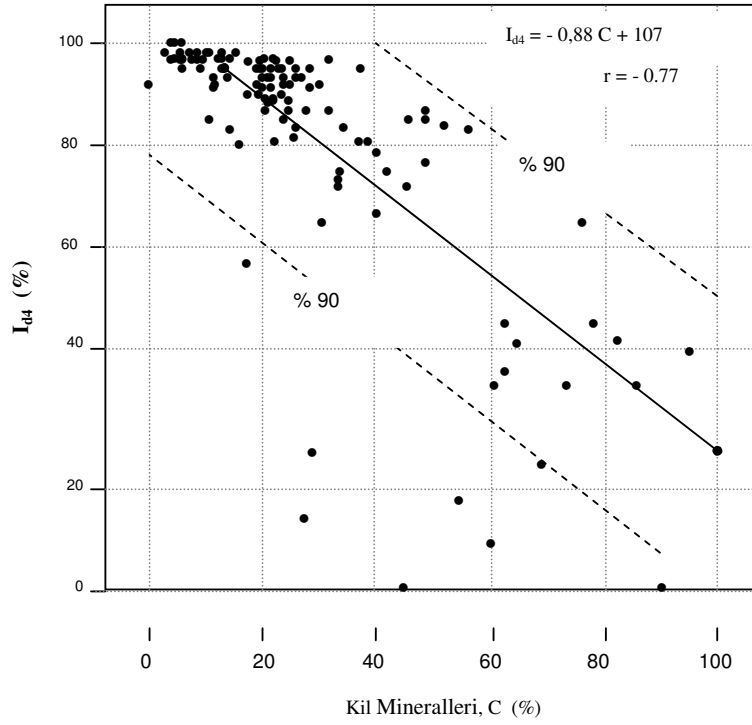
3.1 Deney örneğinin şeklinin ıslak kararlılık deneyine etkisi

Literatürdeki ıslak kararlılık deneyinin kullanıldığı çalışmalar incelendiğinde (Vallejo 1994; Dhakal vd. 2001), deneyde kullanılan örneklerin yüzey profillerinin çoğunlukla küreye benzemekten uzak olduğu görülmektedir (Şekil 6 ve 7).

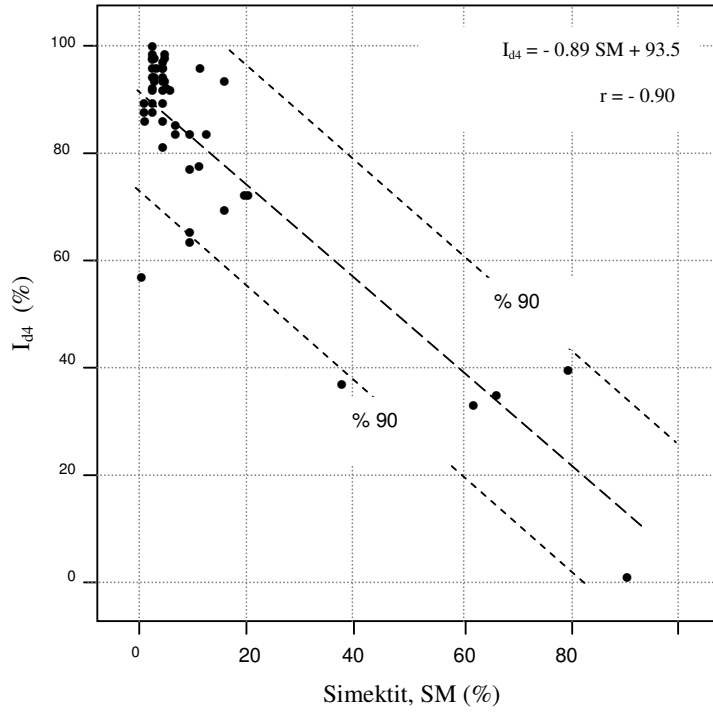
Oysa deney örneklerinin şekli ve pürüzlülüğü, deneydeki çevrimler sırasında, örneklerin birbirleriyle ve tamburla sürtünmeleri-çarpışmaları durumlarında gerilme dağılımlarını etkilemektedir. Köşeli-pürüzlü örneklerde, yuvarlatılmış agregalara göre daha fazla kopma ve parçalanmalar meydana gelmektedir. Bu durumda, aynı kayadan farklı pürüzlülükte hazırlanmış örnekler kullanılarak yapılan deneylerde sonuçlar oldukça farklı çıkmakta ve kayacı temsil etmekten uzaklaşmakta, ya da hangi değer kullanılabileceği tartışması gündeme gelmektedir. Deney örneklerinin şeklinin ıslak kararlılık indeksi değerini nasıl etkilediğini ortaya koymak için farklı kayalardan, (marn, tuf, bozmuş granit) yuvarlak (Y), az yuvarlak (Ay), az köşeli (Ak) ve köşeli (K) örnekler hazırlanarak (Şekil 8) dört döngülü ıslak kararlılık deneyine tabi tutulmuş ve sonuçlar Şekil 9-12'de verilmiştir.



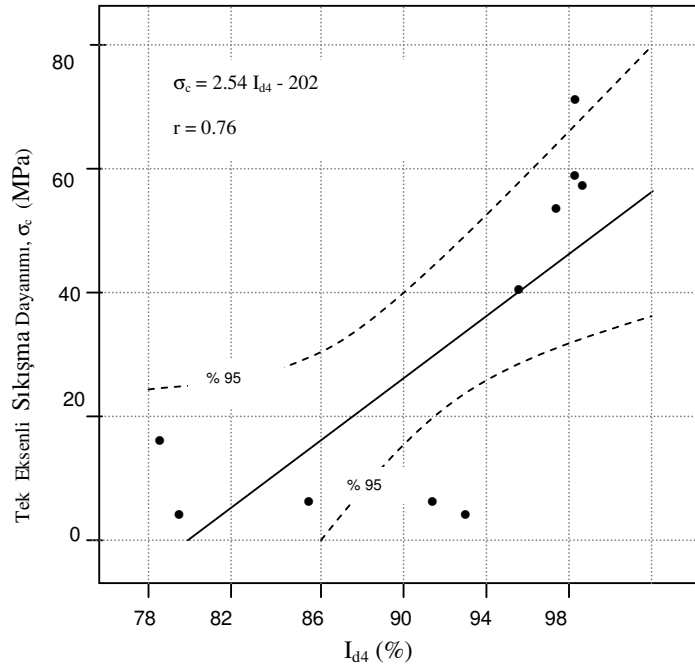
Şekil 2 Şeyllerin tek eksenli sıkışma dayanımları (σ_c) ve I_{d2} değerleri arasındaki ilişki (Koncagül & Santi 1999)



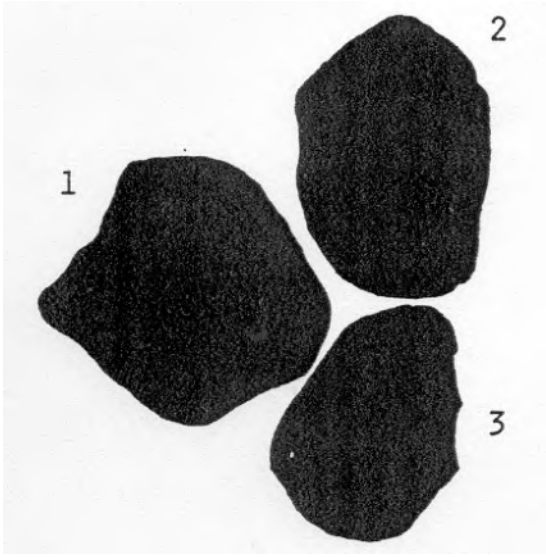
Şekil 3 Dört döngülü Islak Kararlılık İndeksi ile kil yüzdesi arasındaki ilişki (Gökçeoğlu vd. 2000)



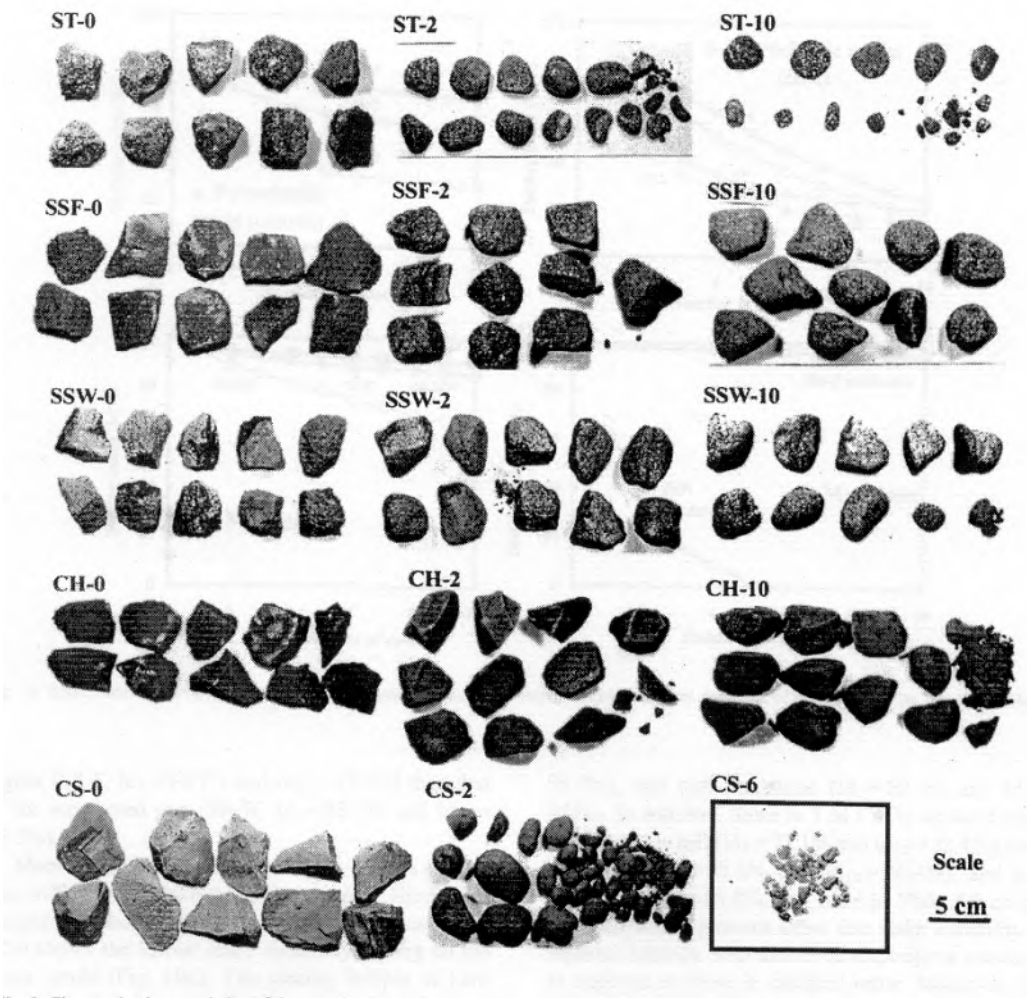
Şekil 4 Dört döngülü Islak Kararlılık İndeksi ile simektit yüzdesi arasındaki ilişki (Gökçeoğlu vd. 2000)



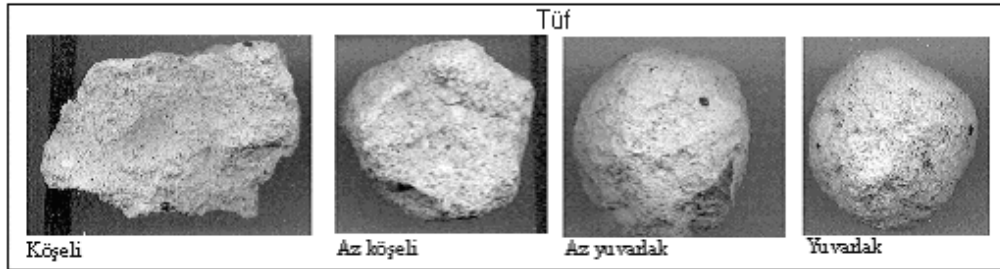
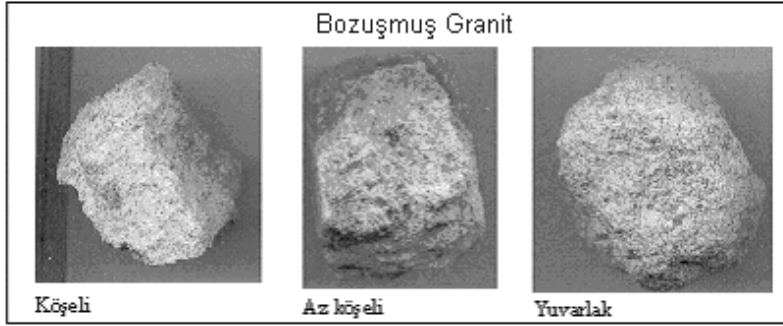
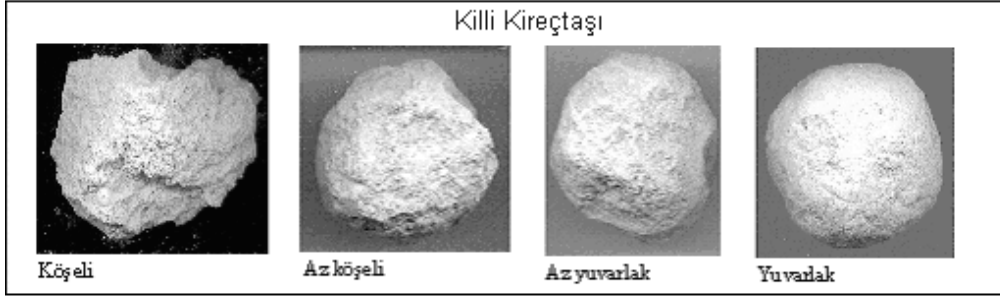
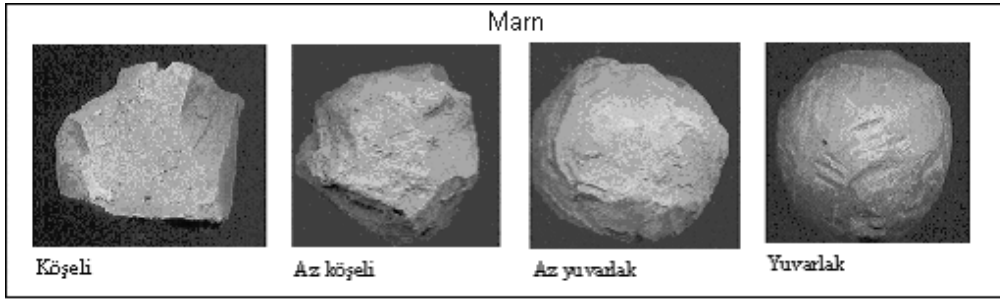
Şekil 5 Marların tek eksenli sıkışma dayanımı ile I_{d4} değeri arasındaki ilişki (Gökçeoğlu vd. 2000)



Şekil 6 Vallejo (1994) tarafından ıslak kararlılık deneyine tabi tutulan silttaşı örnekleri

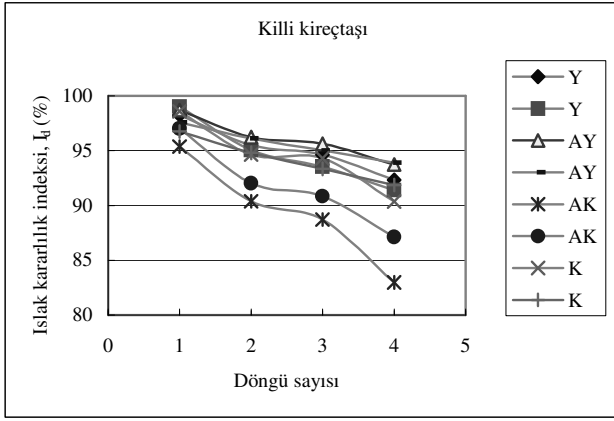


Şekil 7 Dhakal vd. (2001) tarafında ıslak kararlılık deneyine tabi tutulan kumlu tüf (ST), kumtaşı (SSF-SW), çamurtaşı (CH-CS) örnekleri

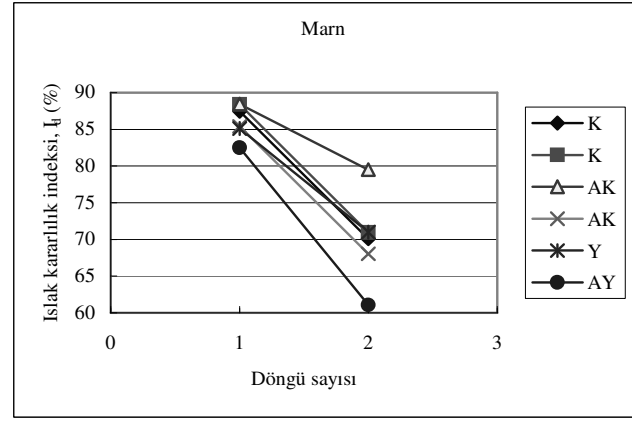


0 2 cm

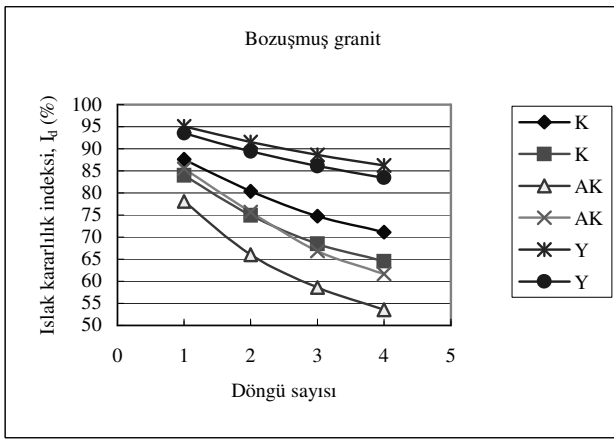
Şekil 8 Farklı kayalardan, farklı yüzey pürüzlülük derecelerinde hazırlanmış deney numuneleri



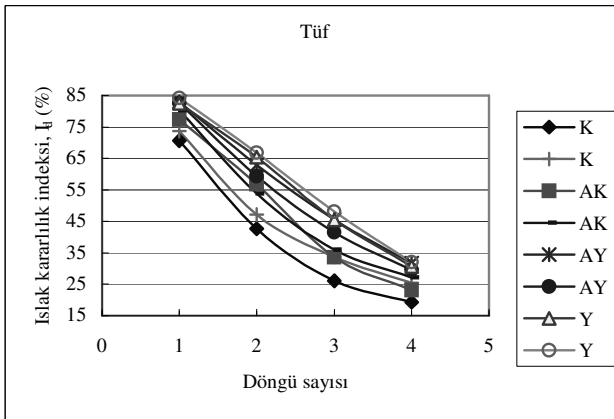
Şekil 9 Killi kireçtaşına ait ıslak kararlılık deney sonuçları



Şekil 12 Marna ait ıslak kararlılık deney sonuçları



Şekil 10 Bozuşmuş granite ait ıslak kararlılık deney sonuçları



Şekil 11 Tüfe ait ıslak kararlılık deney sonuçları

4 SONUÇLAR

Bu çalışmada ağırlıklı olarak ıslak kararlılık deneyine tabi tutulan örneklerin şekil ve yüzey pürüzlülüğündeki değişimlerin deney sonuçlarına nasıl etki ettiği araştırılmış ve deney sonuçlarının, incelenen kaya cinslerine, örnek şekil ve pürüzlülüğüne ve yapısal özelliklere göre farklılıklar gösterdiği tespit edilmiştir.

Killi kireçtaşından hazırlanan örnekler üzerinde yapılan deney sonuçlarında (Şekil 9), genel olarak örneklerin köşeliliğinin ve pürüzlülüğünün artmasıyla I_d değerlerinin azaldığı gözlenmektedir. Yuvarlak-az yuvarlak örnekler bir grup ve köşeli-az köşeli örnekler bir grup olarak düşünüldüğünde gruplar arasındaki fark iki çevrim sonucunda % 3, dört çevrim sonucunda % 5 olarak çıkmaktadır. Gamble (1971) sınıflamasına göre, iki çevrim sonrasındaki %3'lük fark yuvarlak-az yuvarlak örneklerden oluşan grubu "yüksek" dayanımlı ($Id_{2(ort)} = 95,75$), köşeli-az köşeli grubu "orta yüksek" dayanımlı ($Id_{2(ort)} = 92,97$) gruba dahil etmektedir. Dördüncü döngü sonuçlarına göre her iki grup da "orta yüksek" dayanımlı gruba girmektedir (%92,85-%88,09).

Yozgat granitoyidi içerisindeki bozuşmuş zonlardan alınan granitten hazırlanan örnekler üzerinde yapılan deneylerde, örnek şeklinin ve pürüzlülüğünün ıslak kararlılık deneyi sonuçları üzerinde çok etkili olduğu gözlenmiştir (Şekil 10). Deney sonuçlarında örnek şekline ve pürüzlülüğüne bağlı olarak, birinci döngüde % 17, ikinci döngüde % 25, üçüncü döngüde %30 ve dördüncü döngüde %32'lik farklar meydana gelmiştir. Örnek şekline ve pürüzlülüğüne bağlı olarak hesaplanan I_{d2} değerlerine göre, bozuşmuş granit yüksek kararlılık ile orta kararlılık arasındaki sınıflara dahil olmaktadır.

Göreme bölgesinden alınan tüflere ait ıslak kararlılık deneyi sonuçları Şekil 11’de verilmiştir. Örneklerin şekline ve pürüzlülük derecesine göre deney sonuçlarında, birinci döngüde %14, ikinci döngüde %24, üçüncü döngüde %22 ve dördüncü döngüde %13 gibi bir fark meydana gelmiştir. Bu sonuçlar tüfün ıslak kararlılık sınıflamasındaki yerini orta ve düşük kararlılık sınıfları olarak tayin etmektedir. Ayrıca 4. döngüde örnek şeklinin ve pürüzlülüğünün etkisinin azaldığı gözlenmekte ve I_{d4} değerlerine göre tüf çok düşük kararlılık sınıfında yer almaktadır.

Marndan hazırlanan örnekler üzerinde yapılan deneyler sonucunda (Şekil 12), I_{d2} değerleri arasındaki farkın %18,42 gibi önemli bir aralıkta (%61,07-%79,49) çıktığı gözlenmiştir. Bu farklı sonuçların deney örneklerinin şekil ve pürüzlülüğünden değil, kayaç yapısındaki 2-5 mm’lik tabakalanmalar sonucu oluşan dokusal anizotropiden kaynaklandığı tespit edilmiştir. Sonuçlar bu tip tabakalanmalı kayaçlarda örnek yüzey pürüzlülüğünün belirleyici bir özelliğinin olmadığını göstermektedir.

Islak kararlılık deneyinde döngü sayısı standartlarda iki olarak belirtilmiştir. Farklı gruplarda yapılan deneysel çalışmalar, özellikle ikinci döngü sonucuna göre deney örneklerinin şeklinin ve pürüzlülüğünün, sınıflandırma üzerinde oldukça etkili olduğunu göstermiştir. Artan döngü sayılarında bu etki çoğunlukla azalmaktadır.

Yuvarlak-az yuvarlak yüzeyli örneklerin deney sonuçları daha dar bir aralıkta (oldukça homojen) dağılım gösterirken, köşeli-az köşeli örneklerin deney sonuçları ise daha geniş aralıkta yayılmaktadır.

Deneyler sonucunda elde edilen sonuçlar, köşeli ve yuvarlatılmış örnekler kullanılarak tekrarlanan deneylerde sonuçların birbirinden oldukça farklı çıktığını ortaya koymaktadır. Bu sebeple deney sonuçları, deneye tabi tutulan örneklerin şekilleri ve pürüzlülükleri de dikkate alınarak değerlendirilmeli ve yorumlanmalıdır.

Zayıf ve kil içeren kayaçların sınıflandırılmasında ve bazı mühendislik parametrelerinin (tek eksenli sıkışma dayanımı) dolaylı yollardan belirlenmesinde kullanılan ıslak kararlılık indeksi değerleri ne kadar doğru olarak belirlenirse, bu deneye bağlı çalışmalar o kadar doğru ve uygulanabilir olacaktır.

KAYNAKLAR

- ASTM 1990. *Standart test method for slake durability of shales and similar weak rocks (D4644)*. Annual Book of ASTM Standards, vol. 4.08. ASTM, Philadelphia, PA, 863-865.
- Blatt H., 1982. *Sedimentary Petrology*. W.H. Freeman and Company, San Francisco, CA. 564 p.
- Dhakal G., Yoneda T., Kato M. & Kaneko K., 2001. Slake durability and mineralogical properties of some pyroclastic and sedimentary rocks. *Engineering Geology*, 65 (2002), 31-35.
- Dick J.C. & Shakoor A. 1995. Characterizing durability of mud rocks for slope stability purposes. *Geol. Soc. Am., Rev. Eng. Geol.* X, 121-122.
- Franklin J.A. & Chandra R. 1972. The slake durability test. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 9:325-341.
- Gökçeoğlu C. & Aksoy H., 2000. New approaches to the characterization of clay-bearing, densely jointed and weak rock masses. *Engineering Geology*, 58 (2000)1-38.
- Gökçeoğlu C., Ulusay R. & Sönmez H., 2000. Factor effecting the durability of selected weak and clay-bearing rocks from Turkey, with particular emphasis on the influence of the number of drying and wetting cycles. *Engineering Geology*, 57 (2000), 215-237.
- Koncağıl E.C. & Santi P.M., 1999. Predicting the unconfined compressive strength of the Breathitt shale using slake durability, Shore hardness and rock structural properties. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, 36 (1999), 139-153.
- Martin R.P. 1986. Use of index tests for engineering assessment of weathered rocks. In: *Proc. 5th Int. Cong of IAEG* Buenos Aires, 433-460.
- Rodrigues J.D., 1991. *Physical characterization and assesment of rock durability through index properties*. NATO ASI Ser. E. Applied Sci. 200, 7-24.
- Ulusay R., Arıkan F., Yoleri M.F. & Çağlayan D., 1995. Engineering geological characterization of coal mine waste material and evaluation in the context of back-analysis of spoil pile instabilities in a strip mine SW Turkey. *Eng.Geol.* 40, 77-101.
- Ünal E. & Tutluoğlu L., 1986. *Kaya Mekaniği İlkeleri*. TKİ seminer no: 6, Ankara.
- Vallejo L.E. 1994. Fractal analysis of the slake durability test. *Can. Geotech. J.* Vol. 31, 1994.

Numune boyutunun Shore sertliği üzerine etkisinin belirlenmesi

Evaluation of the effect of sample size on Shore hardness measurements

R. Altındağ & A. Güney

Süleyman Demirel Üniversitesi Mühendislik-Mimarlık Fakültesi Maden Mühendisliği Bölümü 32260 Isparta

ÖZET: Shore sertliği (SH), kayaç numunelerinin sınırlı boyutlarda olduğu veya deney standartlarına uygun boyutlarda numune alabilmenin kolay olmadığı durumlarda, kayaçların tek eksenli basınç dayanımlarının (UCS) ve diğer mekanik özelliklerinin ampirik olarak belirlenmesinde yararlanılabilmektedir. Bu nedenle, SH değerlerinin numunenin boyut etkisini de göz önüne alarak ve numune boyutundan bağımsız olarak (tutarlı) belirlenebilmesi, SH değerleri ve kayaçların mekanik özellikleri arasında güvenilir korelasyonlar bulunmasında etken olacaktır.

Bu çalışmada, yedi farklı kayaçtan değişik boyutlarda hazırlanan toplam 144 numunesi test edilerek tutarlı SH değerlerinin tespit edilmesinde dikkate alınacak minimum standart numune hacmi belirlenerek tavsiye edilmektedir. Deney sonuçları, SH değerleri ve numune hacmi arasında belirgin bir ilişkinin varlığını göstermekte ve SH ölçümlerindeki kritik numune hacminin 80 cm³ olduğunu ortaya koymaktadır.

ABSTRACT: Shore hardness (SH) may be utilized for determining the uniaxial compressive strength (UCS) and other mechanical properties of rocks when rock specimens are of a limited size or can not be easily obtained as cores. Therefore, size-independent (consistent) determination of SH values, taking the size effect of the rock specimen into consideration will lead to establish more reliable correlations between the SH values and other mechanical properties of rocks.

In this research, out of seven different rock types, a total of 144 specimens of various sizes were prepared and tested to determine the minimum specimen volume that can be suggested as the standard volume of the specimen in the purpose of measuring SH values. The results indicated that there is an apparent relationship between the values of SH and the volume of the specimen, which was, in this study, referred as the critical volume (80 cm³) for a consistent SH value.

1 GİRİŞ

Shore sertliği deneyi kayaçların sertliğinin ölçülmesinde ve mukayese edilmesinde kullanılan kolay ve ekonomik bir yöntem olarak bilinmektedir. Bu amaç için kullanılan SH aparatı (Shore Scleroscope) ile elmas uçlu bir çekicinin sabit bir yükseklikten yatay konumdaki numune yüzeyine serbest olarak düşürülmesi ile bağlı SH değerleri ölçülmektedir. Kayaç sertliği, elastik yüzey mukavemetinin toplam sıkışmaya karşı bir fonksiyonu olduğundan, elmas uçlu çekicinin zıplama yüksekliği test edilen malzemenin sertliğinin bir göstergesi olarak ortaya çıkmaktadır. Kayaçlar homojen bir malzeme olmayıp farklı özellikler gösterebilen birden fazla mineralden oluştukları için tek bir SH değeri okunması kayacın sertliğini temsil etmeyeceğinden tüm numune yüzeyi üzerinde en az 20 okuma yapılarak aritmetik ortalaması alınır ve

elde edilen o kayacın SH değeri olarak ifade edilir (ISRM 1978).

SH değerleri, farklı tipteki ölçüm aparatları ile ölçülebilmektedir. Bu çalışmada ise C-2 tipi Shore Scleroscope'u kullanılmıştır. Aparat üzerinde bulunan ve 0-140 arasında bölümlendirilmiş skaladan çekicinin sıçrama değerleri okunmaktadır. SH deneyleri nispeten daha küçük prizmatik numuneler üzerinde yapılabildiğinden, standartlara uygun daha büyük numuneler gerektiren diğer kaya mekaniği deneyleri ile karşılaştırıldığında bu bakımdan önemli bir avantaj sağlamaktadır.

Bu yöntemde ortalama sertlik değerinin (McFeat 1977) belirlenebilmesi için çok sayıda numune kullanılması ve çok sayıda ölçüm yapılması gerektiğinden ve aynı zamanda ölçülen sertlik değerlerinin numune ölçüm yüzeyinin pürüzlülüğüne bağlı olması (Bailey 1976) yöntemin olumsuz tarafları olarak öngörülmektedir.

2 ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Numune boyutuna bağlı olmayan (tutarlı) SH değerlerinin belirlenebilmesi için çok sayıda araştırmalar yapılmıştır. Misra (1972) bir çalışmada 5 cm uzunluğunda ve 25 mm çapındaki (4.91 cm^2 ölçüm yüzey alanı) numuneler üzerinde yaptığı deneylerde tutarlı SH değerlerinin elde edilebileceğini rapor etmiştir. Misra, bu çalışmada ayrıca numune boyutundaki değişmelerin incelenerek elde edilen SH değerlerinin standart hale getirilebilmesi amacıyla daha geniş kapsamlı deneysel çalışmaların yapılması gerektiğini de vurgulamıştır.

ISRM (1978)'e göre, SH ölçümleri yapılacak numunelerin minimum yüzey alanının 10 cm^2 ve minimum kalınlığının da 1 cm olması gerektiği ifade edilmektedir.

Rabia & Brook (1979) bu çalışmalarında beş tür kayaçtan alınan her bir numune üzerinde 50 kez SH ölçümü yaparak bu ölçümlerin aritmetik ortalamalarını almak suretiyle her bir kayaç türüne ait standart SH değerlerini elde etmişlerdir. Bu deneylerinin sonucunda standart bir SH değeri için minimum numune hacminin 40 cm^3 olması gerektiğini önermişlerdir.

Holmgeirsdottir & Thomas'ın (1998) Shore Scleroscope modellerinin, C-2 ve D-762, deney sonuçlarına etkisini araştırmak amacıyla yaptıkları çalışmalar sonucunda her iki aparattan elde edilen SH değerleri arasında iyi korelasyonlar bulunduğunu ifade etmişlerdir.

Altındag (2002), yedi farklı kayaç türünden ve her bir kayaç türünden farklı hacimlerde (54 mm çapında (NX)) 7 veya 8 karot numunesi üzerinde SH ölçümleri yapmıştır. Bu çalışmada, numune hacminin 80 cm^3 (kritik hacim) değerine ulaşıncaya kadar o kayaca ait SH değerlerinin arttığını, numune hacmi kritik hacim değerini aştığında SH değerlerinde önemli bir değişimin olmadığını gözlemlemiştir.

Bu çalışmalara ilave olarak, SH yöntemi kayaçların tek eksenli basınç dayanımlarının (UCS) ampirik olarak belirlenmesinde alternatif bir yöntem haline gelmiş ve bazı araştırmacılar tarafından uygulanmıştır (Deere & Miller 1966; Atkinson 1993; Onargan vd. 1997; Yaşar & Erdoğan 2004).

3 ÇALIŞMANIN AMACI

Günümüze kadar yapılan çalışmalardan elde edilen sonuçlar ile SH değerleri kullanılarak kayaçların diğer mekanik özelliklerinin (tek eksenli basınç dayanımı, nokta yükleme dayanım indeksi vb.)

belirlenmesine yönelik çalışmalardan elde edilen sonuçlar, standart SH değerlerinin elde edilmesinde daha kapsamlı bir çalışmanın gerekli olduğunu ortaya koymuştur. Bu nedenle, SH değerlerinin numunelerin boyut etkisini de göz önüne alarak daha hassas olarak belirlenmesi, numunelerin hazırlanması bazı kısıtlamalar nedeniyle daha zor olan diğer mekanik deneylerden elde edilen sonuçlar ile SH değerleri arasında daha güvenilir korelasyonlar kurulmasına olanak verecektir.

4 DENEYSEL ÇALIŞMA

Bu çalışmanın başlıca amacı olan numune boyutunun, kayaçların SH değerlerine etkisini araştırmaya uygun olarak yedi ayrı kayaç türünden toplam 144 prizmatik numune hazırlanmıştır. Numune kalınlığının etkisini belirlemek amacıyla 1, 2, 3, 4, 5 ve 7 cm olmak üzere altı farklı kalınlık seçilmiştir. Diğer taraftan, numune yüzey alanının etkisi de gözetilerek 11 cm^2 ($3.3 \text{ cm} \times 3.3 \text{ cm}$), 25 cm^2 ($5 \text{ cm} \times 5 \text{ cm}$) ve 50 cm^2 ($7.1 \text{ cm} \times 7.1 \text{ cm}$) olmak üzere altı farklı numune yüzey alanı oluşturulmuştur. Deneylerde kullanılan kayaç türleri Çizelge 1'de gösterilmiştir. SH ölçüm deneylerine başlamadan önce numune yüzey alanları 220 numaralı zımpara kağıdı kullanılarak 30 dakika süre ile zımparalanmış, böylece ölçüm yapılacak yüzeylerin numune boyutlandırılmadan kaynaklanabilecek pürüzlülükleri giderilmiştir.

Bu çalışmada, kayaçların SH değerlerinin belirlenmesi için C-2 tipi Shore Scleroscope aparatı kullanılarak toplam 2880 ölçüm yapılmıştır. SH deneylerinin yapılmasında aşağıdaki yöntem izlenmiştir:

1. Hazırlanmış numunenin ölçüm alınacak zımparalanmış yüzeyinin yukarıya dönük olarak aparatın altına yerleştirilmesi,
2. 2,44 g ağırlığındaki elmas uçlu çekicin numune üzerine sabit bir yükseklikten serbest olarak düşürülmesi,
3. Bu işlemin numune yüzeyinin farklı noktalarında iki düşürme noktası arasında en az 5 mm ve numune kenarlarından da en az 5 mm mesafe olacak şekilde en az 20 defa tekrarlanması,
4. Elmas uçlu çekicin 0-140 arasında bölünmüş olan skaladan zıplama yüksekliğinin dikkatli olarak gözlemlenerek sonuçların kaydedilmesi (SH),
5. Her bir deney numunesi için kaydedilen 20 ölçümün aritmetik ortalamasını alarak o kayaca ait Shore sertliği (SH) değerinin belirlenmesi.

Çizelge 1 Kullanılan kayaç türleri

Kayaç No	Kayaç tipi	Kayaç Sınıfı
1	Kireçtaşı - I	Sedimanter
2	Kireçtaşı - II	Sedimanter
3	Kireçtaşı - III	Sedimanter
4	Kireçtaşı - IV	Sedimanter
5	Traverten	Sedimanter
6	Mermer - I	Metamorfik
7	Mermer - II	Metamorfik

5 DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

5.1 Numune kalınlığının etkisinin belirlenmesi

Numune kalınlığının SH değerleri üzerindeki etkisini belirleyebilmek için altı farklı kalınlıkta (1, 2, 3, 4, 5 ve 7 cm) deney numuneleri hazırlanmıştır (Çizelge 2). Deneyler 11, 25 ve 50 cm² yüzey alanına ve yukarıda öngörülen kalınlığa sahip numuneler üzerinde yapılarak elde edilen sonuçlar grafiksel olarak irdelenmiş ve Kayaç No.(KN) 3 ve 7'ye ait veriler Şekil 1'de gösterilmiştir. Bu sonuç, artan numune yüzey alanının kayacın SH değerlerini de artırdığını ortaya koymakla birlikte aynı yüzey alanına sahip bir numunenin kalınlığı arttıkça SH değerlerinin de arttığını göstermektedir. Böylece, kayaçların SH değerleri, numune yüzey alanı ve kalınlığı arasında bir ilişkinin olduğu görülmüştür.

5.2 Numune yüzey alanının etkisinin belirlenmesi

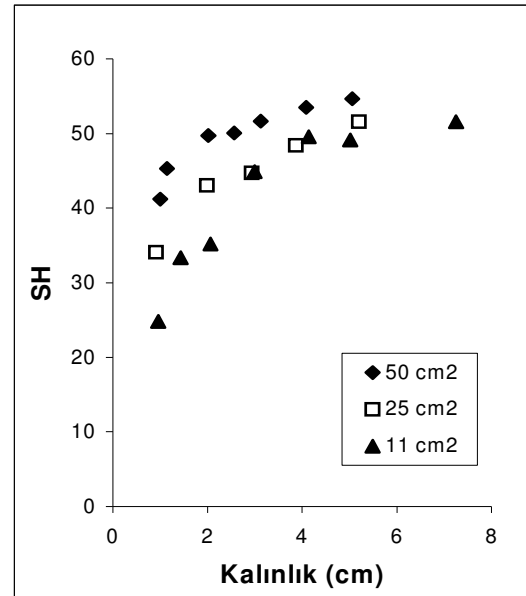
Numune kalınlığının SH üzerindeki etkisinin araştırılmasına ilave olarak ve numune yüzey alanı ile numune kalınlığının SH üzerindeki etki boyutlarını belirleyebilmek amacıyla numune yüzey alanının etkisi de ayrıca araştırılmıştır. Bu nedenle, numune yüzey alanı 11, 25 ve 50 cm² olmak üzere 3 ayrı gruba ayrılarak deneyler gerçekleştirilmiştir. Elde edilen ilişkiler, Kayaç No. 1 ve 4 için Şekil 2'de verilmiştir.

Şekil 2'deki grafikler incelendiğinde, 3 farklı yüzey alanında ve numune kalınlığı arttıkça ölçülen SH değerlerinin de arttığı görülmektedir. Belirli kalınlıktan sonra her üç yüzey alanındaki numuneler üzerinde ölçülen SH değerlerinin birbirleriyle hemen hemen aynı olduğu görülmüştür.

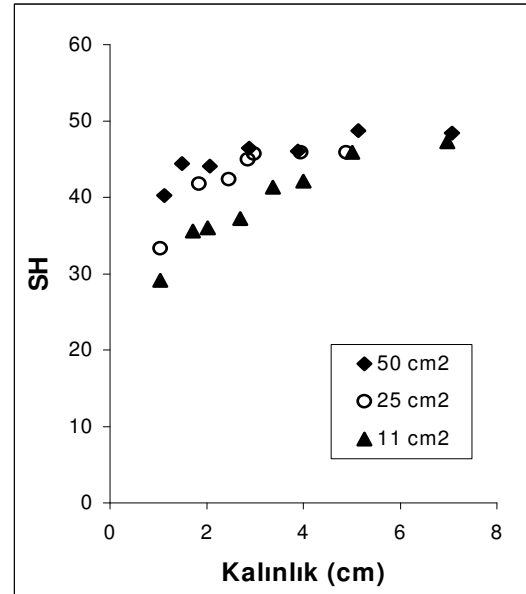
5.3 Numune hacminin etkisinin belirlenmesi

Bu çalışma kapsamında, numune hacminin SH değerleri üzerindeki etkisi de incelenmiş ve SH ve

numune hacmi arasındaki ilişkiler, deneylerde kullanılan kayaç türleri için Şekil 3'te gösterilmiştir. Numune hacminin 80 cm³ hacmine kadar arttıkça SH değerlerinin doğrusal olarak arttığı ve 80 cm³'den daha büyük hacimlerdeki ölçümlerde ise SH değerinin hemen hemen sabit kaldığı Şekil 3'ten de anlaşılmaktadır. Dolayısıyla, 80 cm³'lük numune hacmi minimum numune hacmi olarak ortaya çıkmaktadır. Numune hacmi 80 cm³'ten büyük numuneler üzerinde ölçülen SH değerlerinin aritmetik ortalaması alınarak o kayaca ait sabit (hacimle değişmeyen) Shore sertliği (SH) değerleri hesaplanmış ve Çizelge 3'te verilmiştir.



(a)

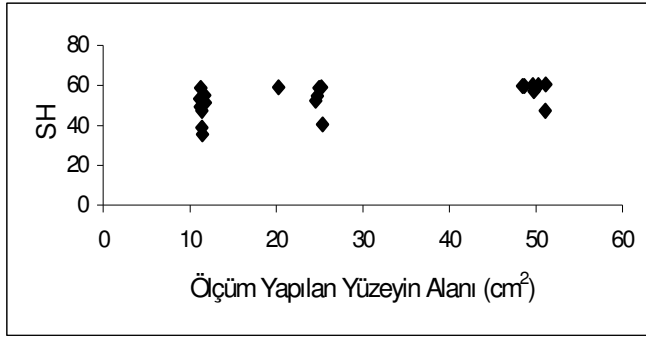


(b)

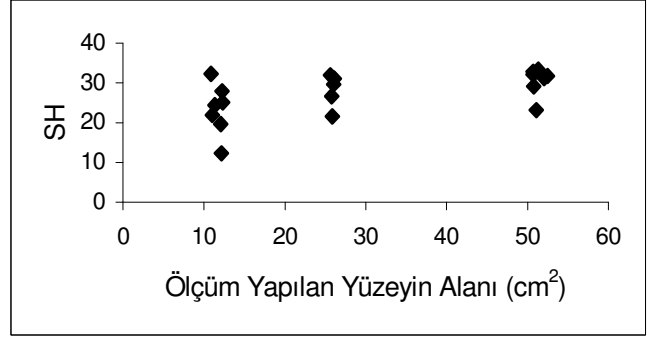
Şekil 1 Ölçüm yüzey alanına göre numune kalınlığı ile SH arasındaki ilişki (a)- KN. 3, (b)- KN. 7

Çizelge 2 Deneyler için hazırlanan numunelerin boyutsal özellikleri

Kayaç No.	Ölçüm Yapılan Yüzeyin Alanı, (A), (cm ²)	Numune Kalınlığı, (t), (cm)	Numune Sayısı
1	11	1, 2, 3, 4, 5	7
	25	1, 2, 3, 4, 5	5
	50	1, 2, 3, 4, 5, 7	7
2	11	1, 2, 3, 4, 5	7
	25	1, 2, 3, 4, 5	6
	50	1, 2, 3, 4, 5, 7	8
3	11	1, 2, 3, 4, 5	7
	25	1, 2, 3, 4, 5	5
	50	1, 2, 3, 4, 5, 7	8
4	11	1, 2, 3, 4, 5	8
	25	1, 2, 3, 4, 5	6
	50	1, 2, 3, 4, 5, 7	7
5	11	1, 2, 3, 4, 5	6
	25	1, 2, 3, 4, 5	6
	50	1, 2, 3, 4, 5, 7	7
6	11	1, 2, 3, 4, 5	8
	25	1, 2, 3, 4, 5	7
	50	1, 2, 3, 4, 5, 7	7
7	11	1, 2, 3, 4, 5	8
	25	1, 2, 3, 4, 5	7
	50	1, 2, 3, 4, 5, 7	7
Toplam			144

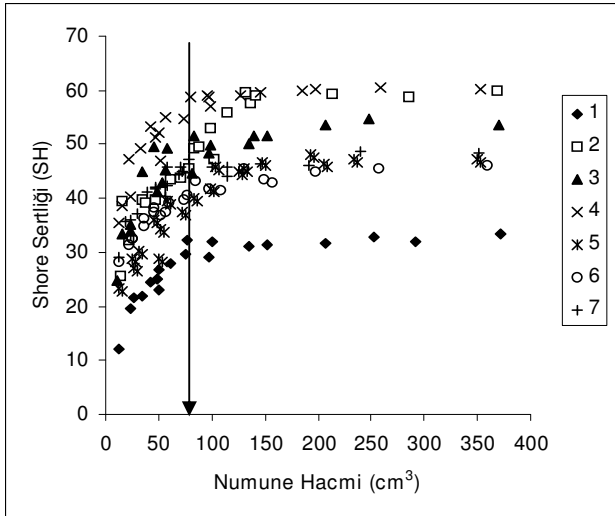


(a)



(b)

Şekil 2 Ölçüm yapılan yüzey alanı ile SH arasındaki ilişkiler (a)- KN.1, (b)- KN.4



Şekil 3 Numune hacmi ile SH değerlerinin değişimi

Çizelge 3 Numune hacmi 80 cm³'den büyük numunelerin değişmeyen SH değerleri

Kayaç No.	80 cm ³ 'den daha büyük numunelerin hacime bağlı değişmeyen sabit SH değerleri
1	31,7
2	55,4
3	50,9
4	59,4
5	45,4
6	43,9
7	46,5

6 SONUÇLAR

Deneylerden elde edilen sonuçlar numune boyutunun SH değerleri üzerindeki etkisini açıkça vurgulamaktadır. Dolayısı ile, SH değerlerinin kullanılarak ampirik olarak elde edilen ve kayaçların mekanik özelliklerinden olan tek eksenli basınç dayanımı, nokta yük dayanım indeksi vb. değerlerinin güvenilirliği, bu değerlerin hesaplanmasında kullanılan ve numune hacmi ile değişmeyen SH değerlerinin elde edilmesine bağlıdır.

Altındag (2002)'nin karot numuneleri üzerine yaptığı çalışmada da minimum numune hacminin 80 cm³ olduğu ve bu çalışmada da farklı kalınlık ve yüzey alanlarına sahip prizmatik numuneler üzerinde yapılan Shore sertliği ölçümlerinde de 80 cm³ hacime kadar olan numune hacimlerinde Shore sertliği değerlerinin doğrusal olarak arttığı ve 80 cm³ hacminden daha büyük numune hacimlerinde Shore sertliği değerinin değişmediği bir kez daha gözlenmiştir.

Bu nedenle, bu araştırmadan elde edilen sonuçlar standart SH ölçümlerinde kullanılması gereken minimum numune hacminin 80 cm³ (kritik numune hacmi) olması gerektiğini ortaya koymaktadır. Böylece, SH değerlerini, kayaçların diğer mekanik özelliklerinin istatistiksel olarak belirlenmesinde kullanmak isteyen araştırmacılar daha güvenilir sonuçlar ortaya koyabilirler.

KAYNAKLAR

- Altındag R. 2002. Effects of specimen volume and temperature on measurements of shore hardness. *Rock Mechanics and Rock Engineering*. 35(2). 109-113.
- Atkinson R.H. 1993. *Hardness tests for rock characterization*. In: Hudson. J. A. (ed.) *Comprehensive Rock Engineering*. vol. 3. Rock Testing and Site Characterization. Pergamon Press. Oxford. 105-117.
- Bailey M.J. 1976. *Degradation and other parameters related to the use of shale in compacted embankments*. JHRP-76-23. ISHC and Purdue University. EES. Joint Highway Research Project. West Lafayette. IN. p.230.
- Deere D.U. & Miller R.P. 1966. *Engineering classification and index properties for intact rock*. Technical Report. AFWL-TR-65-116. A. F. Weapons Laboratory. Kirtland.
- Holmgren TH & Thomas P.R. 1998. Use of the D-762 Shore hardness scleroscope for testing small rock volumes. Technical Note, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 35(1), 85-92.
- ISRM 1978. Commission on standardization laboratory and field results. Suggested methods for determining hardness and abrasiveness of rocks. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* (15). 89-97.
- McFeat S.I. 1977. Rock property testing for the assessment of tunneling machine performance. *Tunnels and Tunneling*. 9(2). 29-33.
- Misra B. 1972. *Correlation of rock properties with machine performance*. Ph.D. Thesis. University of Leeds.
- Onargan T., Deliormanli. A., H. Saydam S. & Hacimustafaoglu S.R. 1997. An investigation on the effects of surface hardness on strength of marbles (in Turkish). *Proc. 2nd. Marble Symposium of Turkey*, 29-34.
- Rabia H. & Brook N. 1979. The shore hardness of rock. Technical Note. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* (16) 335-336.
- Yaşar E. & Erdoğan Y. 2004. Estimation of physico-mechanical properties using hardness methods. *Engineering Geology*, (71) 281-288.

Bazı kayaların tek eksenli yükleme altında elektrik potansiyel davranışları

Electric potential responses of some rocks under uniaxial loading

M. Kılıç, H.S. İnal & H.A. Bilgin

Orta Doğu Teknik Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü 06531 Ankara

ÖZET: Depremler öncesinde ve sırasında rezistivite değişimleri, arazi potansiyelleri, gibi elektrik değişimler rapor edilmiştir. Bu değişikliklere yol açabilecek sebepler tam olarak anlaşılabilmiş değildir. Ayrıca literatürde tek eksenli yüklemeye tabi tutulan bir kaya numunesinin yenilmesi sırasında ve sonrasında da bazı elektrik değişimleri rapor edilmiştir. Bu çalışma tek eksenli yükleme deneyleri sırasında kayaların deformasyon ve kırılmaları nedeni ile ortaya çıkan elektrik potansiyelinin anlaşılmasına yeni bir katkıdır. Yük numunelere, hidrolik yöntemle çalışan bilgisayar kontrollü bir katı yükleme makinası ile uygulanmıştır ve uygulanan yük, oluşan yerdeğişim ve meydana gelen elektriksel alan bilgisayara kayıt edilmiştir. Deneylerde numunelere üç yükleme hızı uygulanmıştır. Yükleme sırasında meydana gelen elektrik potansiyel değişimleri, bir voltmetre ve veri kayıt birimi (AGILENT 34970A) kullanılarak AC yada DC modunda ölçülüp bilgisayara kaydedilmiştir. Deney sonuçlarından açıkça görülmektedir ki tek yönde yapılan basınç yüklemesi ile oluşan deformasyonlar sonucunda kayalarda elektrik potansiyel değişimleri oluşmaktadır.

ABSTRACT: Various electrical changes have been reported prior to or during earthquakes such as resistivity changes and ground potentials. The reasons for such changes within the rock mass is still not understood completely. There are also some electrical changes reported in the literature, during and after the failure of a rock sample which is subjected to uniaxial compression. This study is a further contribution to the understanding of electric potential induced by deformation and fracturing of the rocks during uniaxial compression experiments. Uniaxial compressive load was applied to the samples with a hydraulically operated computer controlled stiff testing machine and the applied load and induced displacements were measured and stored in a computer. Three different loading rates were applied to the samples during the tests. Changes in the electric potential of the samples during the loading were measured either as DC or AC using a voltmeter and data logger (AGILENT 34970A) unit and data were simultaneously stored on a computer. From the experimental results it is clearly seen that electric potential variations occur in rocks due to the deformation induced by axial stress.

1 GİRİŞ

Depremler öncesinde ve sırasında yer kabuğunu oluşturan kayalarda rezistivite değişimleri, arazi potansiyelleri, elektromanyetik ve ısıldama gibi elektrik değişimler rapor edilmiştir (Freund 2000, 2002). Bu tür değişimlerin oluşumunda etkili olduğu bilinen mekanizmalar arasında akış potansiyelleri, piezoelektriklenme, triboelektriklenme/triboısıldama, spreng ve temas elektriklenmesi sayılabilir.

Fakat yukarıda sıralanan bütün bu mekanizmaların heterojen kaya kütleleri üzerindeki ortak etkilerinin nasıl izlenebilir sinyaller halinde bir araya gelebilecekleri henüz tam olarak anlaşılabilmiş değildir. Dolayısıyla muhtemel deprem öncesi elektrik sinyallerin doğaları ve yapıları konusu

açıklık kazanmamıştır (Tzanis et al. 2000, Tzanis & Vallianatos 2001).

Deneyisel çalışmalar sonucu elde edilmiş sinyaller çok değişik yapılarda ve sürelerde gözlenmişlerdir fakat bu çeşitlilik tam olarak açıklanabilmiş değildir. Bu gözlemlerin ve deprem öncesi elektrik sinyallerinin oluşum ve yayılım mekanizmalarının açıklanması yolunda bir çok değişik ve birbiri ile çelişen açıklamalar öne sürülmüştür. Ayrıca varsayılan deprem öncesi elektrik sinyalleri ve depremler arasındaki ilişkilerin kurulabilmesi için istatistiksel yöntemler de denenmiş ancak bu yaklaşım da yoğun tartışma ve fikir ayrılıkları ile sonuçlanmış ve faydalı bir sonuç ortaya çıkaramamıştır.

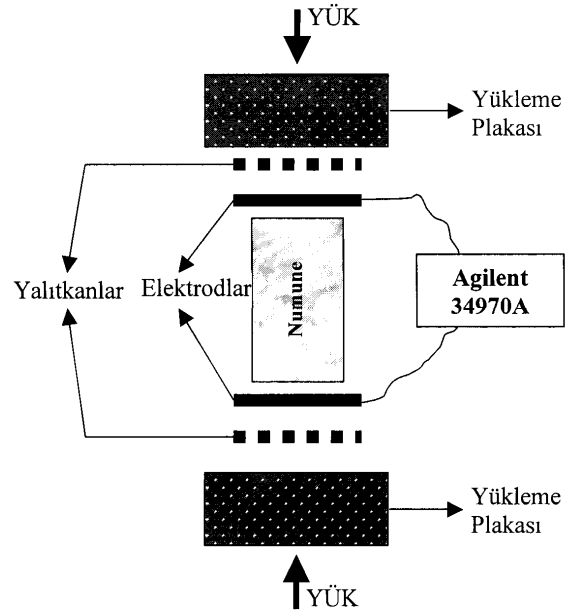
2 KAYA KÜTLESİNDE BASINÇ ALTINDA İZLENEN ELEKTRİKSEL DEĞİŞİMLER

Değişik oranlarda tek eksenli sıkıştırma uygulandığında kaya numunelerinde elektrik alan değişimleri görülmüştür (Hadjicontis & Mavromatu 1994, Tzanis et al. 2000). Kaya mekaniği testlerinde kayalarda görülen elektrik alan değişimlerinin nedeni olarak çoğunlukla kaya yapısında mevcut piezoelektrik ve pyroelektrik mineraller görülmektedir. Sonuç olarak jeolojik malzemeler bu tür malzemeler içermiyorlarsa elektrik potansiyel değişimlerinin pek mümkün olmadığı yönünde yaygın bir kanı oluşmuştur (Aydan et al. 2001). Bu varsayımı araştırmak üzere piezoelektrik maddeler içeren ve içermeyen jeolojik malzemeler üzerinde gerçekleştirilen deneyler açıkça göstermiştir ki dinamik yükler altında malzemelerin sadece piezoelektriklenmesine dayalı bir mekanizma jeolojik malzemelerde görülen potansiyel değişimleri açıklamakta yetersiz kalmaktadır (Aydan et al. 2003). Kuvars içermeyen kayaların laboratuvarında kırıldıklarında, kuvars içeren kayalarla aynı şiddette ışık ve elektrik sinyalleri üretebilmeleri kuvarsın piezoelektrik özelliğinin yayılan bu enerjiye etkisinin düşük bir oranda olabileceğini göstermektedir.

3 DENEY YÖNTEMİ

Piezoelektrik özelliği olmayan mineral içeren Ankara andeziti ve Bala'dan getirilen jips kayaçlarından NX (~54 mm) çaplı silindirik deney numuneleri hazırlanmıştır. Tek eksenli basınç deneyine tabi tutulan ve bu sırada elektrik alan değişimleri ölçülen örneklerin boy/çap oranları 2 ile 2.5 arasında değişmektedir. Deneyler hidrolik yöntemle çalışan bilgisayar kontrollü katı deney düzeneğinde yerdeğişim denetimli olarak yapılmıştır. Deneyin her aşamasında uygulanan yük, oluşan yerdeğişim ve meydana gelen elektriksel alan değişimi sürekli ölçülmüş ve iki ayrı bilgisayarda kayıt edilmiştir. Deneyler sırasında üç değişik yükleme hızı (0.005 mm/s, 0.010 mm/s ve 0.05 mm/s) uygulanmıştır. Deneyler sırasında meydana gelen elektriksel alan değişimleri, her kaya türü için ayrı ayrı olmak üzere hem AC hem DC modunda ölçülmüştür. Bu amaçla bir voltmetre ve veri kayıt birimi ve bilgisayarlar kullanılmıştır. Numuneler, alt ve üst yüzeylerine yalıtıcılar konulmak suretiyle, metal olan yükleme plakalarından yalıtılmıştır. Ayrıca yükleme plakaları topraklanarak, yükleme makinasının kendisinden kaynaklanabilecek elektrik yüklerinin giderilmesi veya uzaklaştırılması

sağlanmıştır. Elektrik alan değişimleri silindirik numunelerin alt ve üst yüzeylerine yerleştirilen 2 adet dairesel bakır elektrot vasıtasıyla ölçülmüştür. Şekil 1 tipik bir deney düzeneğini göstermektedir.



Şekil 1 Deney düzeneğinin şematik görünümü

3.1 Andezitte DC ölçümleri

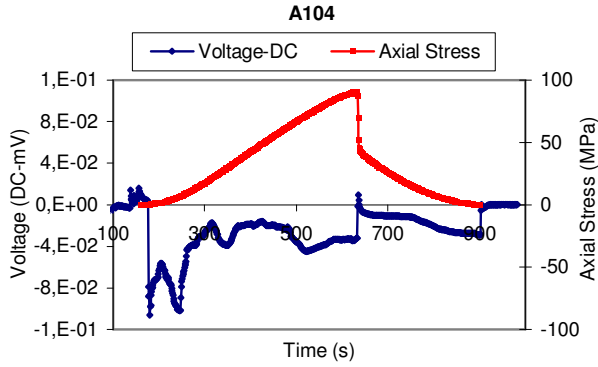
Birinci yükleme hızında beş deney gerçekleştirilmiş ve bu deneylerden dördünde yükleme sırasında numunelerin elektrik potansiyellerinin (EP) önce sıfırın altına düştükleri gözlenmiştir (Şek. 2). Yüklemenin devamı sırasında EP'nin göreceli olarak arttığı, numunede mikro çatlamların başladığı andan itibaren tekrar düşüş gösterdiği ve yenilme anında keskin bir sıçrama yaptığı görülmüştür. Numunelerden sadece birisi yükleme sırasında elektrik potansiyelinde başlangıçtan itibaren yükseliş göstermiştir (Şek. 3). Bu numunede de mikro çatlamanın başlangıcında tekrar düşüş görülmüştür.

İkinci yükleme hızında gerçekleştirilen yedi deneyden dördünde numunelerin yük almaya başladıklarından itibaren elektrik potansiyellerinde artış gözlenirken (Şek. 4) üçünde düşüş görülmüştür (Şek. 5). Tüm numunelerde yükleme sonucu mikro çatlamlar başladıktan sonra EP'lerde belirgin bir düşüş görülmektedir. Ayrıca yenilme anında veya kısa süre öncesinde yada sonrasında EP değerinde belirgin sıçramalar gözlenmiştir.

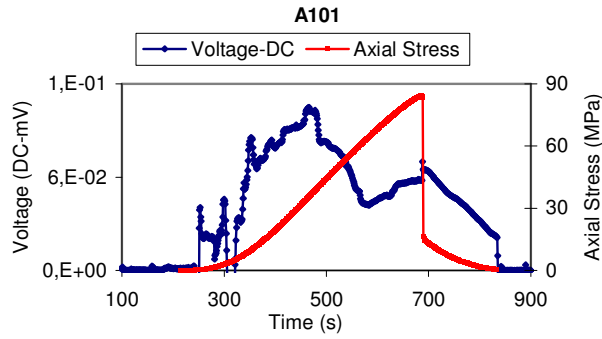
Üçüncü yükleme hızında test edilen tüm numuneler yük artışı ile birlikte elektrik potansiyelinde bir düşüş göstermişler (Şek. 6) ve

yükün kaldırılması ile tekrar sıfır değerine geriye dönmüşlerdir.

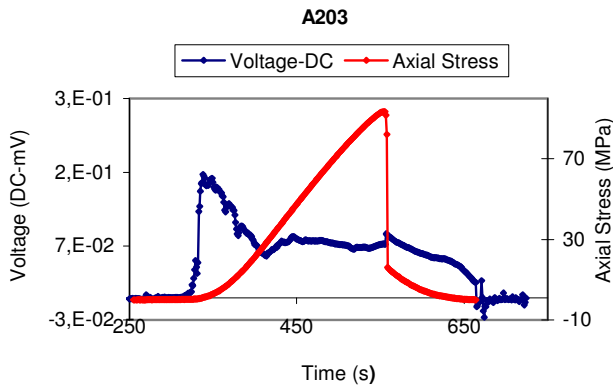
Farklı yükleme hızlarında uygulanan deney prosedürü ve kullanılan numuneler arasında herhangi bir fark bulunmamaktadır.



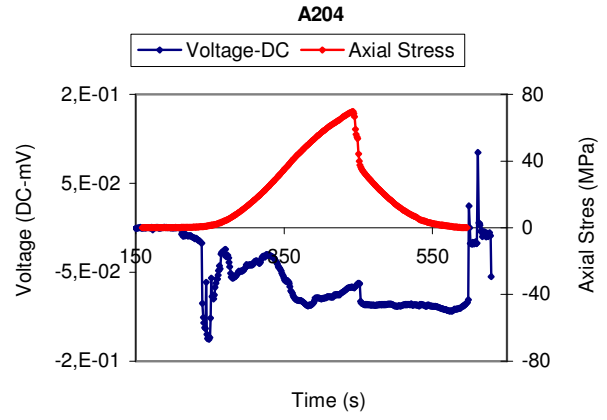
Şekil 2 Andezitte 1. yükleme hızında düşüş gösteren DC-EP ölçümlerine bir örnek



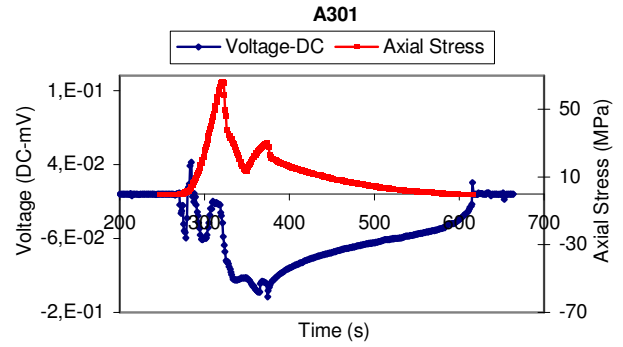
Şekil 3 Andezitte 1. yükleme hızında artış gösteren DC-EP ölçümü



Şekil 4 Andezitte 2. yükleme hızında artış gösteren DC-EP ölçümlerine bir örnek



Şekil 5 Andezitte 2. yükleme hızında düşüş gösteren DC-EP ölçümlerine bir örnek



Şekil 6 Andezitte 3. yükleme hızında düşüş gösteren DC-EP ölçümlerine bir örnek

3.2 Andezitte AC ölçümleri

Üç yükleme hızında da andezitte ölçülen elektrik potansiyelleri çok benzer davranışlar göstermişler, yükleme başlangıcında ani bir düşüş yapmış, yükleme boyunca hemen hemen sabit kalmış, yükün en yüksek anında yada civarında anlık bir sıçrama göstermiş ve yüklemenin sona ermesi ile yeniden yükselmişlerdir (Şek. 7). Bu deneylerde yükleme öncesinde ve sonrasında izlenen elektrik potansiyel seviyeleri birbirinden farklıdır ve yükleme bittiğinde dahi sıfır olmamıştır.

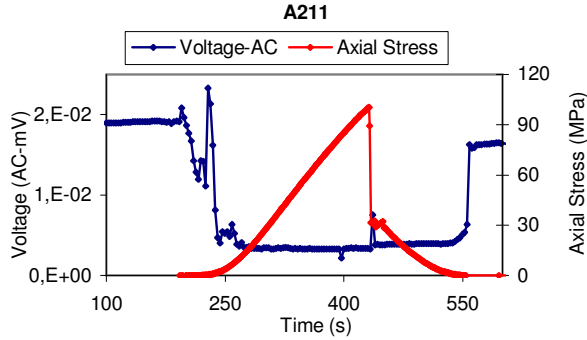
3.3 Jipste DC ölçümleri

Birinci yükleme hızında gerçekleştirilen üç deneyden ikisinde, uygulanan yükle ya da numune ile ilişkili olduğu söylenebilecek çok düşük bir elektrik potansiyel artışı görülmüştür (Şek. 8). Bu nokta ileride daha detaylı olarak tartışılacaktır. Sadece bir numune (J101) kırılma yükünde küçük

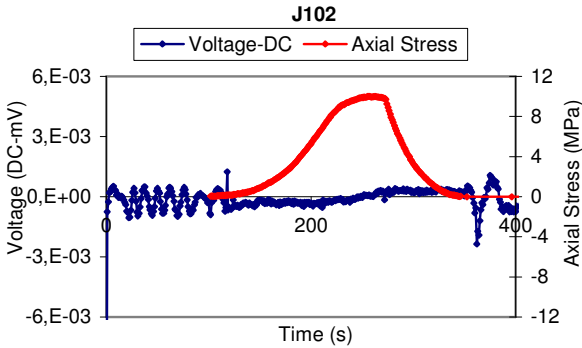
bir artış göstermiş daha sonra sıfıra düşmüştür (Şek. 9).

İkinci yükleme hızında üç deney gerçekleştirilmiştir bu deneylerden ikisinde elektrik potansiyelinin yenilme anında düştüğü (Şek. 10), birinde arttığı görülmüştür (Şek. 11).

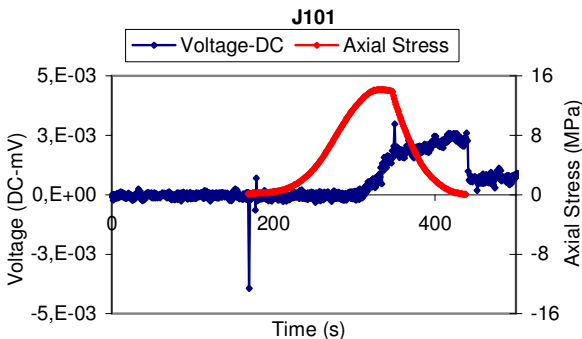
Üçüncü yükleme hızında gerçekleştirilen deneylerden hiç biri uygulanan yük ile ilişkilendirilebilecek önemli bir elektrik potansiyel değişimi göstermemiştir (Şek. 12).



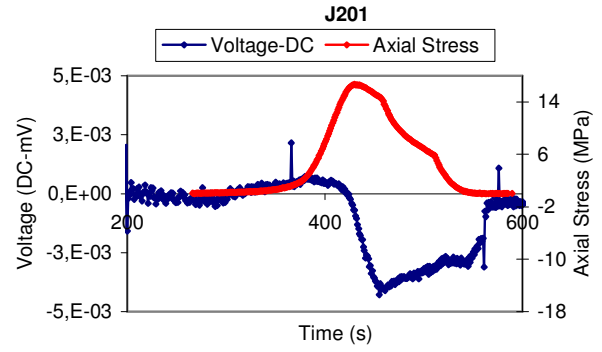
Şekil 7 Andezitte tüm yükleme hızlarında düşüş gösteren AC-EP ölçümlerine bir örnek



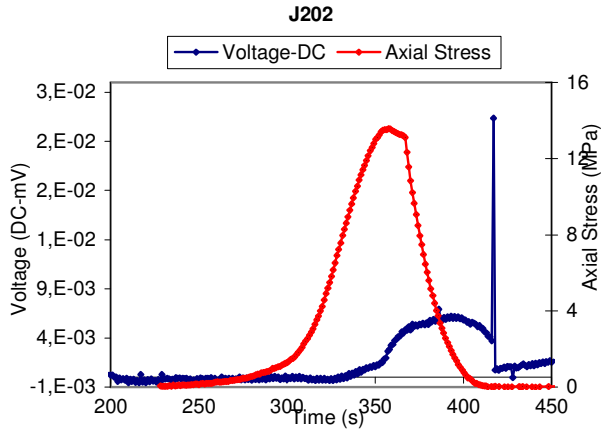
Şekil 8 Jipste 1. yükleme hızında belirgin EP değişimi görülmeyen DC ölçümlerine bir örnek



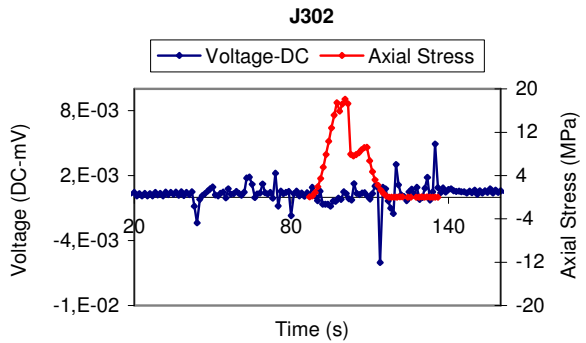
Şekil 9 Jipste 1. yükleme hızında artış gösteren DC-EP ölçümü



Şekil 10 Jipste 2. yükleme hızında düşüş gösteren DC-EP ölçümlerine bir örnek



Şekil 11 Jipste 2. yükleme hızında artış gösteren DC-EP ölçümü

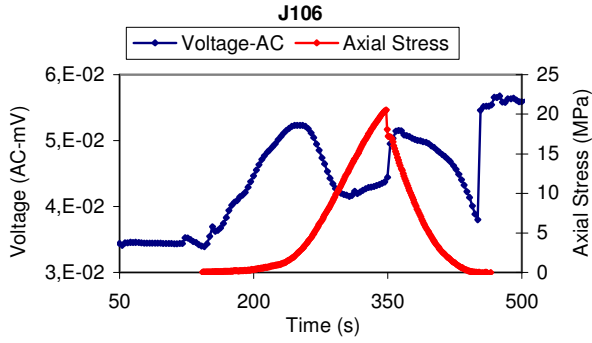


Şekil 12 Jipste 3. yükleme hızında belirgin değişim görülmeyen DC-EP ölçümlerine bir örnek

3.4 Jipste AC ölçümleri

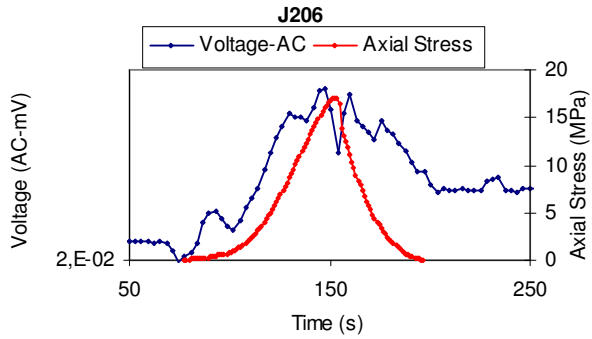
Birinci yükleme hızında dört adet deney gerçekleştirilmiş ve bütün deneylerde yükleme boyunca elektrik potansiyelinde önce bir artış eğilimi, mikroçatlakların oluşumuyla birlikte düşüşler görülmüştür (Şek. 13). Bu deneylerden

üçünde yenilme yüküne ulaşmadan önce oluşan EP düşüşü yukarıya iç bükey eğri şeklinde gözlenmiştir.



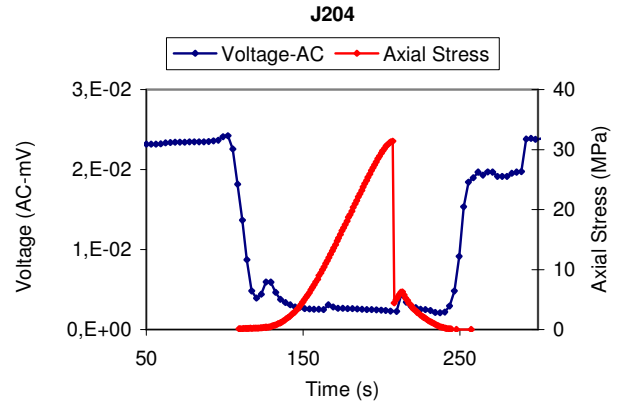
Şekil 13 Jipste 1. yükleme hızında belirgin değişim görülmeyen AC-EP ölçümlerine bir örnek

İkinci yükleme hızında dört deney gerçekleştirilmiştir ve bunların üçünde elektrik potansiyel değerleri maksimum yükte yada civarında yumuşak fakat çok küçük artışlar göstermişlerdir (Şek. 14). Testlerden sadece bir tanesi (J204) Andezitteki DC ölçümlerine çok benzer bir düşüş hareketi göstermiştir (Şek. 15).

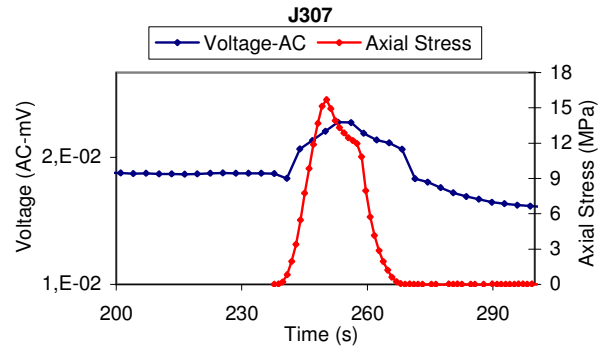


Şekil 14 Jipste 2. yükleme hızında artış gösteren AC-EP ölçümlerine bir örnek

Üçüncü yükleme hızında gerçekleştirilen dört deneyden ikisi test boyunca önce bir artış daha sonra bir düşüş göstermiştir (Şek. 16). Diğer iki testten biri test boyunca yumuşak bir artış diğeri ise yumuşak bir düşüş göstermiştir. Bu testlerin tümünde izlenen değişimler çok küçük olmuştur. Aynı zamanda yük seviyeleri sıfıra düştüğünde bile EP değerleri sıfıra dönmemiştir.



Şekil 15 Jipste 2. yükleme hızında düşüş gösteren AC-EP ölçümü



Şekil 16 Jipste 3. yükleme hızında artış gösteren AC-EP ölçümlerine bir örnek

4 SONUÇ ve ÖNERİLER

Bu raporda sunulan deney sonuçları açıkça göstermektedir ki tek yönde yapılan basınç yüklemesi ile oluşan deformasyonlar sonucunda kayalarda elektrik potansiyel değişimleri oluşmaktadır.

Andezit numuneleri üzerinde gerçekleştirilen deneyler, yük altında andezitte görülen davranışların ve elektrik potansiyel değişimlerinin DC olarak izlenmesinin AC olarak izlenmesinden daha iyi eğilimler verdiğini göstermiştir. Doğru akım ölçümlerinde saptanan genel eğilimler şunlardır;

- Yüklemenin ilk aşamalarında (muhtemelen kaya davranışının elastik kısmı geçilirken) elektrik potansiyelinde bir artış olmakta,
- Numunede yenilme oluşmadan önce (muhtemelen yeni mikro çatlakların oluşmaya başlaması ile kalıcı deformasyonların görüldüğü bölgede) elektrik potansiyelinde yukarıya içbükey bir düşüş görülmekte,

-Yenilme anında ya da yakınlarında genellikle sivri bir çıkıntı veya zıplama şeklinde görülen anlık düşüş yada artışlar gerçekleşmekte,

-Numune üzerindeki yükün sıfıra düşmesi ile elektrik potansiyeli de sıfıra düşmektedir.

-Andezitte yapılan DC ölçümlerinde izlenenlere göre numunede oluşan elektrik potansiyelinin büyüklüğünün uygulanan yük hızının artışı ile birlikte arttığı söylenebilir.

-Kayaların tek eksenli gerilme altında yenilmeleri, izlenen elektrik potansiyellerinde sivri bir çıkıntı halinde anlık düşüş veya artışlar biçiminde sıçramalara neden olmaktadır ve bu sıçramaların büyüklükleri yenilme anındaki yük değişimi ile yakından ilişkilidir. Bu davranış aynı zamanda AC ölçümlerinde de izlenmiştir.

-Jips numunelerinin yenilmelerinin meydana geldiği gerilme değerleri beklenen değerlerin çok altında (13-14 MPa) olmuştur ve numunelerin bir çoğunun yenilmelerinde belirgin bir çatlak oluşumu gözlenmemiştir. Bu durum numunelerde çok sayıda mikro çatlaklar bulunmasına ve/veya homojen mineral içeriği ve dokusu gösteren jipsin plastik davranışına bağlanmaktadır. Testler için madenden alınan bloklar, normal olarak alçı sanayisine satılmak üzere hidrolik kırıcılar tarafından darbe uygulanarak (patlatma sonucu elde edilen parçalanmanın yetersizliği nedeni ile) parçalanmış bloklardır. Bu operasyon, muhtemelen daha sonra testlerde de fark edildiği gibi bloklarda geniş ölçekte mikro çatlaklar oluşturmuştur. Jipste gerçekleştirilen bir çok teste, yüksek değerlikli elektrik potansiyel değişimi izlenememesinin ardındaki nedenin bu olabileceği düşünülmektedir.

-Deneylerde kullanılan numunelerden ne andezit ne de jips piezoelektrik özellik gösteren mineraller içermemektedirler. Bu nedenle malzemelerde gerilme (basınç) altında gözlenen elektrik potansiyeli değişimleri tümüyle piezoelektrik mekanizmasından farklı bir nedenle oluşmaktadır.

-Piezoelektrik olmayan kayalarda gerilme altında görülen elektrik potansiyel değişimlerinin nedeni olarak tek eksenli gerilme ve bunun neden olduğu birim deformasyon oluşumuyla ilintili momentum etkisi olduğu düşünülmektedir.

-Deney uygulanan numunelerden bir çoğu, üzerlerine uygulanan yükün ortadan kalkması ile kazanmış oldukları elektrik potansiyellerinin tamamını ya da büyük kısmını kaybetmişlerdir. Bu durum numune üzerinde ölçülen elektrik potansiyellerinin yükleme ile minerallerin deformasyonu ve kristallerin temas yüzeylerinin birbirlerinden ayrılması sonucunda minerallerin elektronlarının ayrılmasıyla oluşan momentumdan kaynaklandığını ispatlamaktadır.

-Daha farklı kaya tipleri ve farklı yükleme şekilleri ile yapılacak deneylerle bu araştırma çalışmasının daha geniş kapsamda sürdürülmesinin yerinde olacağı düşünülmektedir. Deneysel çalışmalar bu doğrultuda sürdürülmektedir.

KAYNAKLAR

- Aydan Ö., Minato T. & Fukue M. 2001. An experimental study on the electrical potential of geomaterials during deformation and its implications in geomechanics, *38th US Rock Mechanics Symposium*. Washington DC.
- Aydan Ö., Tokashiki N., Ito T., Ulusay R. & Bilgin H.A. 2003. An experimental study on the electrical potential of non-piezoelectric geomaterials during fracturing and sliding, *10th Int. Congress, ISRM 2003 – Technology Roadmap for Rock Mechanics*, Vol. 1, South Africa, 73-78.
- Freund F. 2002. Charge generation and propagation in igneous rocks, *Journal of Geodynamics*, 33, 543-570.
- Freund F. 2000. Time-resolved study of charge generation and propagation in igneous rocks, *Journal of Geophysical Research*, 105 11001-11019.
- Hadjiconis V. & Mavromatu C. 1994. Transient electric signals prior to rock failure under uniaxial compression, *Geophysical Research Letters*, Volume 21, Issue 16, 1687-1690.
- Tzanis A., Vallianatos F. & Gruszow S. 2000. Identification and discrimination of transient electrical earthquake precursors: facts, fiction and possibilities, *Physics of Earth and Planetary Interiors*, Volume 121, 223-248.
- Tzanis A. & Vallianatos F. 2001. A critical review of electric earthquake precursors, *Annali di Geofisica*, Volume 44, Issue 2, 429-460.

Mermerlerde birleşmeye zorlanan çatlakların davranışı

Behavior of discontinuities that are forced to combine in marbles

M.K. Gökay & İ. Özkan

Selçuk Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü Konya

K. Doğan

Selçuk Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü Konya

ÖZET: Süreksizliklerin birbirleriyle birleşmeleri küçük ölçekte kaya maddelerinin yenilmesine neden olurken, büyük ölçekte belki de kaya kütleleri içindeki birleşen fayları temsil edebileceği için deprem oluşum mekanizmasının nedenlerinden birisidir. Bu laboratuvar çalışmasında mermer numuneleri üzerinde oluşturulan özel amaçlı suni süreksizlikler farklı yükleme şartlarında birleşmeye zorlanmıştır. Mermer plakaların kullanım yerlerinde karşılaşılabilecekleri yüklemelerin bir bölümünü modellemek amacıyla da yapılan bu çalışma sonunda, yapay süreksizliklerin etrafında oluşan yeni çatlaklar belirlenmiş ve bunların şekilleri gerçek ölçekte kaydedilmiştir. Süreksizlik uçlarını birleştiren yükleme şartlarıyla, farklı yüklemelerde süreksizlik uçlarından farklı yönlerde sapan yeni çatlak yönelimleri gösterilirken, deney sonuçları benzer konularda çalışan araştırmacılar önünde tartışmaya açılmıştır.

Anahtar sözcükler: Çatlak mekaniği uygulaması, mermer dayanımı, süreksizlik ilerlemesi

ABSTRACT: Connection of discontinuities cause the failure of rock materials in minor scale. In larger scale, discontinuities which forced to propagate might be the active or passive faults which may be the one of the reasons of earthquake mechanism. In this laboratory work artificial joints prepared on marble plates were forced to propagate. The forces acting on marble plates at the usage locations were also planned. During the tests performed in this research, new fractures appeared around the already existing artificial joints due to different loading arrangements were also recorded. Artificial joint ends which were advancing during the tests were also evaluated and their traces were recorded to explain the fracture propagation mechanics.

Key Words: Application of fracture mechanics, fracture propagation, strength of marble

1 GİRİŞ

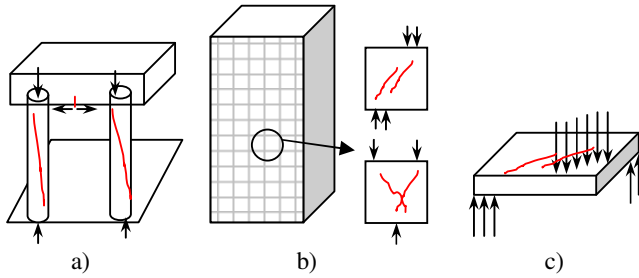
Mermerler yapısal açıdan incelendiğinde farklı mikro-yapılarla karşılaşılmaktadır. Kullanım amacıyla hazırlanan mermer blokları düşünüldüğünde üzerinde durabileceğimiz 60 × 100 cm veya 150 × 250 cm yüzey alanına sahip mermer plaka (kalınlık 2-4 cm) ve bloklarının (kalınlık 100-300 cm) içinde; süreksizliklere sahip olmayanlar olabileceği gibi, içinde farklı derecede süreksizlik içerenler de olacaktır. Bu süreksizliklerin bir kısmı mermerlerin satış amacına göre kesimi sırasında birbirlerinden ayrılarak, kesim ile hedeflenen mermer işini (parçasını) kullanılamaz hale getireceklerdir. Kesim sırasında parçalanmaya neden olmayan ama üretilen mermer parçası içinde yer alan süreksizlikler ise kullanım sırasında, üretilen mermer parçasının dayanımını etkileyen bir zayıflık olacaktır. Mermer işleme fabrikalarında veya mermer ürünleri son kullanıcılarının elinde mermerlerin ürün içindeki süreksizlikler yüzünden

parçalanarak kullanılmaz hale gelmesi, süreksizlikler arasında bulunan masif mermer köprülerinin farklı etkilerden dolayı yenilmesiyle olacaktır (Bandis et al. 1983; Priest 1993; Geertsema 2002).

Literatür incelendiğinde kırılmaya neden olan çatlakların ilerleme sırasında genel olarak uygulanan 3-boyutlu gerilmelere bağlı bir yol izlediği belirlenirken, malzeme özelliklerinin de bu ilerlemeleri etkilediği rapor edilmektedir, (Kemeny 1993, 2003; Wong & Chau 1998, Ozkaya & Mattner 2003; Issa et al. 2003). Bu makale kapsamında; üç değişik mermer türünden hazırlanan numuneler içinde açılan ve ilerlemeye zorlanan iki veya daha fazla çatlağın birbirlerine doğru ilerlemesi izlenmiştir. Hazırlanan mermer numunelerine tek eksenli baskı uygulanarak, çatlakların ucunda makaslama ve çekme gerilmeleri oluşturulmuş ve çatlakların ilerlemesi sağlanmıştır. Deneyler sırasında ortaya çıkan yeni çatlakların ve eski çatlak uçlarının ilerlemesi sayısal olarak fotoğraflanmış ve sonuçlar numune boyutunda ölçülmüştür.

2 LABORATUAR ÇALIŞMALARI

Kullanım yerine yerleştirilen mermer parçalarının buralarda kırılması özellikle baskı altındaki ürünlerde eğilme ve çekme dayanımının yenilmesi veya var olan çatlakların ilerlemesiyle oluşmaktadır. Kullanım yerlerin-deki özelliklere göre mermerlerin yük taşıma işlevleri Şekil 1’de gösterilmiştir. Bu araştırma kapsamında farklı iç süreksizlik yapısına sahip üç mermer türü seçilmiş ve bunlarda örnek numuneler hazırlanmıştır. Seçilen mermer türleri; homojen yapıli Denizli beyazı, düzensiz iç çatlak yapısına sahip Burdur beji ve içinde boşluklar içeren Antalya travertenidir.

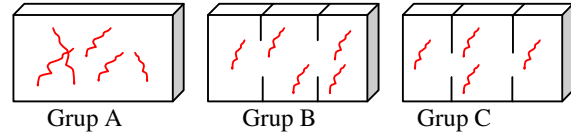


Şekil 1 Kullanıldığı yerlerde mermerler üstüne gelen kuvvetler farklı yükleme durumları ortaya çıkarmaktadır; a) Normal ve eksantrik yük almış mermer sütunlar, b) Yapım hatası nedeniyle eksantrik yüklenen bina dış yüzey kaplamaları, c) Altında homojen olarak yayılmış tutturma harcı bulunmayan mermer yer karoları

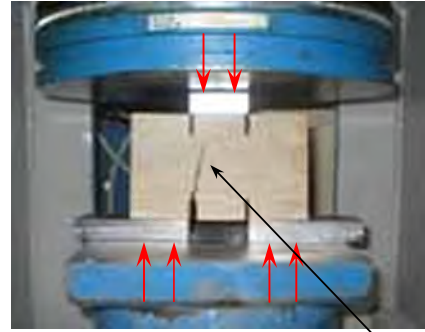
Araştırma amacıyla seçilen mermer türlerinin içinde bulunan çatlakların nasıl bir mukavemet yenilmesine yol açacağını incelemek için, $2 \times 10 \times 15$ cm boyutunda (Şekil 2) numuneler hazırlanmıştır. Hazırlanan ilk grup (Grup A) numuneler doğal süreksizlik içerikleri ile test edilmişlerdir. İkinci grup numuneler (Grup B) yüzeylerine eklenen belirli (20 mm) derinlikteki ek süreksizliklerle denenirken, üçüncü grup (Grup C) numuneler üst taraflarında daha derin (35 mm) açılan ek süreksizliklerle yük taşıma deneylerine tabi tutulmuştur. Deneyler sırasında kullanım yerlerinde ortaya çıkabilecek farklı yükleme (basma, eğilme, plaka yükleme) seçenekleri denenmiştir. Numuneler, Selçuk Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği laboratuvarında, ELE marka hidrolik preste 50 kN/s yükleme hızıyla yüklenerek kırılmıştır (Şekil 3).

Araştırmada kullanılan üç farklı mermer türü için hazırlanan üç farklı gruptaki numuneler, değişik yükleme şartları için denenmiştir, toplam deney sayısı 80 adettir. Deney sonucunda kırılma yükü ve oluşan çatlakların haritası analizler için kaydedilmiştir. Hazırlanan numunelerin yükleme

şartları, mermerlerin kullanıldığı yerlerdeki yüklenme şartları düşünülerek planlanmıştır. Şekil 4 numunelere uygulanan yükleme şartlarını (tiplerini) göstermektedir.

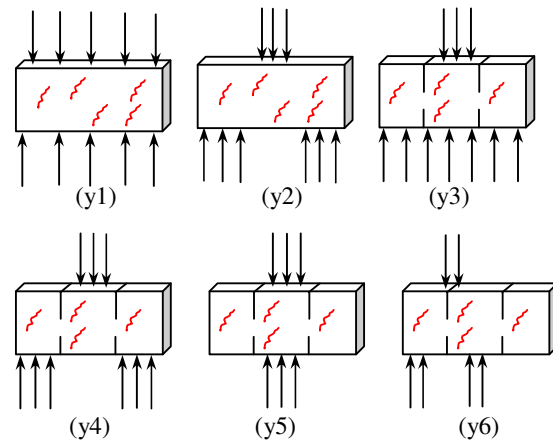


Şekil 2 Araştırmada kullanılan mermer numuneleri: Grup A numuneleri doğal çatlaklar içerirken, Grup B numunelerine 5 mm kalınlığında, 20 mm derinliğinde ek çatlaklar eklenmiştir. Grup C numunelerinin üst bölümüne eklenen çatlakların derinliği 35 mm’dir. Eklenen çatlaklar arası yatay mesafe 40 mm, çatlakların kenarlara uzaklığı 50 mm’dir.



Numune üzerinde oluşan çatlak

Şekil 3 Hidrolik preste ilerlemeye zorlanan süreksizliklerin kırılmadan hemen önceki görüntüsü

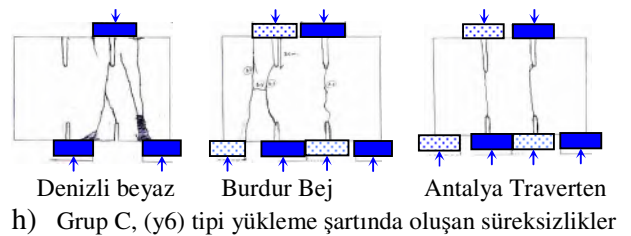
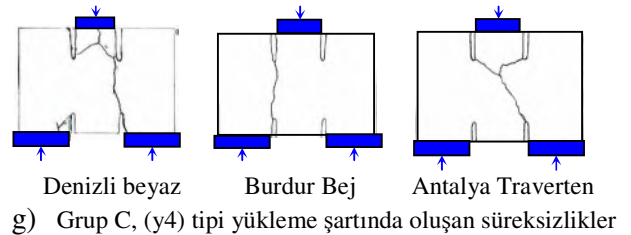
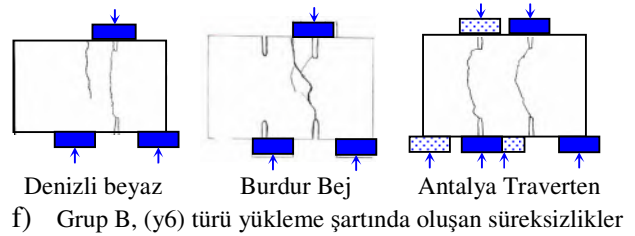
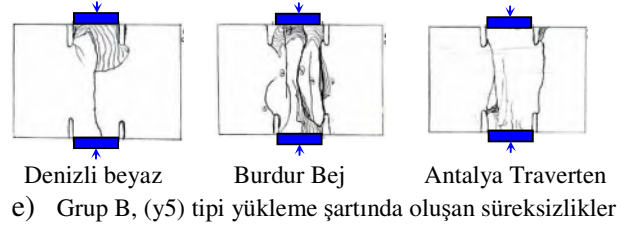
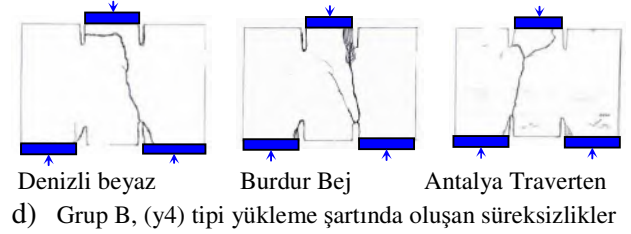
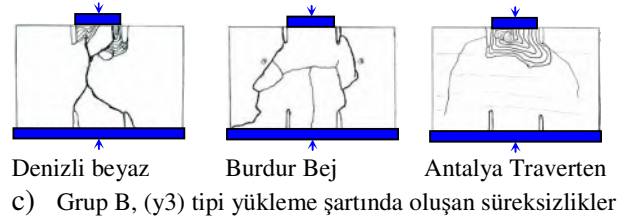
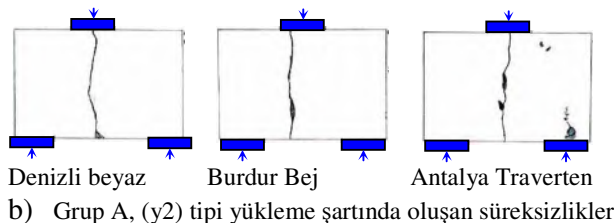
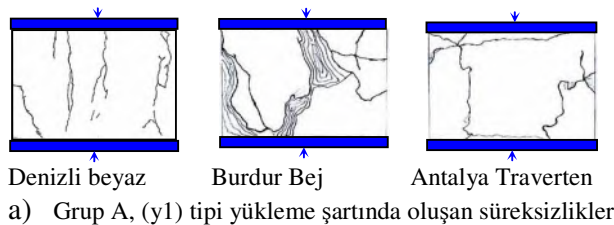


Şekil 4 Hazırlanan mermer numunelerinin yükleme şartları (tipleri)

3 DENEY SONUÇLARI ve ÇATLAK OLUŞUMLARININ ANALİZİ

Farklı yükleme şartlarında ilerlemeye zorlanan önceden hazırlanmış süreksizlikler farklı çatlak ilerleme şekilleri ortaya koymuşlardır. Bazen önceden beklenen iki süreksizlik ucu birleşirken birçok durumda yükleme şartlarına ve malzeme iç yapısına bağlı nedenlerden dolayı süreksizliklerin uçlarının birleşmesi yerine çatlaklar uç noktalarında oluşan maksimum gerilme şartlarına göre ilerlemiş ve onlara göre şekillenmişlerdir.

Laboratuvar şartlarında yapılan deneyler sonunda, Şekil 2 ve 4’de verilen numune grupları ve yükleme farklılıklarına göre ortaya çıkan yeni süreksizlikler (çatlaklar) Şekil 5’de gösterilmektedir. Bu deneylerde uygulanan yükleme şartlarına göre ortaya çıkan mekanik dayanımlar Çizelge 1’de verilmiştir. Bu çizelgede verilen değerler ilgili numunelerin farklı yükleme şartlarında (standart basma, eğilme deney numunesi olmasalar bile), dayanımlarının nasıl değiştiğini göstermektedir. Şekil 5 ve Çizelge 1 sonuçları birlikte değerlendirilirse, test yapılan deney numuneleri üzerinde, numuneler kırılmadan önce, ortaya çıkan yeni çatlakların birbirlerine göre farklılıkları açıklanabilecektir. Şekil 6’da verilen eğrilerin genel durumları incelendiğinde test edilen numunelerin en fazla dayanım gösterdikleri ilk üç yükleme tipi sırasıyla y1, y3 ve y5 yükleme tipleridir. Bu yükleme şartları kayaçların en fazla dayanım gösterdikleri basma dayanımlarına benzeyen yüklemeler olduğu için elde edilen sonuçların yüksek çıkması beklenen bir sonuçtur. Test numunelerinin genel olarak en düşük mukavemet gösterdiği yükleme tipleri ise y2, y4 ve y6 (en düşük) olmuştur. Bu yükleme tipleri genel olarak numuneyi eğilmeye zorlayan, numunenin eğilme mukavemetine göre farklılık gösteren yüklemelerdir.



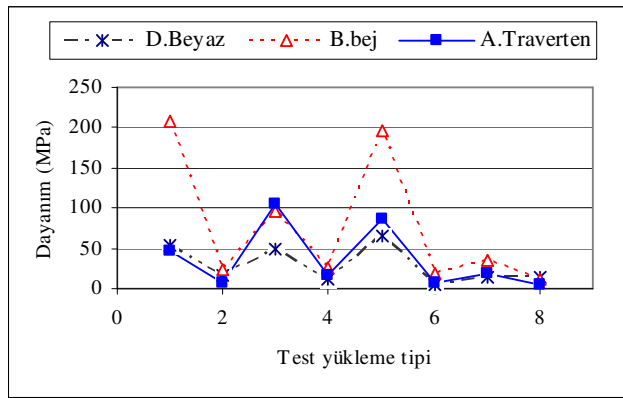
Şekil 5 Deneyler sırasında numuneler üzerinde önceden hazırlanan (yapay) süreksizlikler ve farklı yükleme sonucunda oluşan yeni süreksizlik izleri

Bu aşamada numune yapısal kusurlarının, petrografik özelliklerinin dayanımı etkilediği açıkça görülmektedir. İçinde görünen ve görünmeyen büyüklü (en büyük ortalama çapı 5-6 mm) küçükli sayısız boşluğu olan traverten örneği ele alındığında, test numunelerinin en düşük mukavemet gösterdiği

yüklemeye tiplerinin (en düşükten başlayarak sıralandığında) y8 (4,96 MPa), y6 (6,03 MPa) ve y2 (7,71 MPa) olduğu görülmektedir. Şekil 4’de verildiği gibi y2 yüklemeye tipinde önceden açılan ekstra çatlak olmamasına rağmen traverten örneğinde en düşük dayanım elde edilen yüklemeye tipi olarak karşımıza çıkmaktadır. Bu sonuç kayaç içinde bulunan boşlukların yenilmeyi ne kadar fazla etkilediğini göstermesi açısından önemlidir. Çizelge 1’de verilen değerler incelendiğinde, numuneler içinde en az yapısal kusur içeren (masif) Denizli beyaz numunesinde yenilmenin daha çok malzemenin kendi mukavemet değerleriyle yönlendirildiği fark edilirken, diğer numunelerde (birleşmiş çatlaklara sahip Burdur bejinde ve boşluklu Antalya traverteninde) yenilmenin daha çok yapısal kusurlar tarafından kontrol edildiği ortaya çıkmaktadır.

Çizelge 1 Deneylerde numunelerin yüklemeye tipine göre dayanımları (MPa)

Test numunesi ve yüklemeye tipi	Denizli Beyaz	Burdur Bej	Antalya Traverten
1.Grup A, y1, (Basma)	54,05	208,85	47,80
2.Grup A, y2, (Eğilme)	15,88	23,41	7,71
3.Grup B, y3, (Plaka yüklemeye)	47,94	94,90	104,72
4.Grup B, y4, (Eğilme)	12,47	26,12	15,90
5.Grup B, y5, (Basma)	65,48	197,42	86,08
6.Grup B, y6, (Eğilme)	5,77	19,45	6,03
7.Grup C, y4, (Eğilme)	13,82	35,77	18,49
8.Grup C, y6, (Eğilme)	13,64	11,19	4,96



Şekil 6 Deney numunelerinin dayanımları, üç farklı mermer türünün farklı yüklemeye tipleri

Deneyler sırasında numuneler üzerinde oluşan yeni çatlakların durumları incelendiğinde farklı yenilme oluşumlarını izleme imkanı doğmuştur. Yüklemeye tiplerine göre inceleme yapılırsa; y1 yüklemeye şartlarında masif kayaç örneği olan Denizli

beyazında kırılma, masif tek eksenli numunelerin kırılmasına benzer şekilde yüklemeye yönüne paralel yeni çatlakların oluşması ve bunların ilerlemesi şeklinde gelişmiştir. Yüklemeye alanının geniş olması çatlakların farklı noktalardan birden fazla yerde oluşmasına neden olmuştur (Şekil 5a). Bej ve traverten örneklerindeki kırılma ise daha çok yapısal zayıf noktaların basma gerilmesiyle kırılmasıyla oluştuğu izlenimini vermektedir. Yüklemeye tipi y2’de ise bütün numuneler eğilme deneylerinde beklenen şekilde kırılmışlardır. Bu yüklemeye tipinde numune içinde oluşan yeni çatlakların eğilmeyle oluşan çekme gerilmesinin en fazla olduğu numune alt orta kısımdan başlaması (mesnetlere göre tam orta nokta) ve üst yüklemeye plakasının orta noktasına doğru ilerlemesi dikkate değerdir.

Üçüncü yüklemeye tipinde (y3) de numuneler; yüklemeye plakasının kenarlarında düşey çatlakları olan bir kayaçta plaka yüklemeye deneyi yapar gibi test edilmişlerdir. Plaka yüklemeye deneyinin mikro ölçekte, (numune kalınlıklarının, numune eni ve boyuna göre büyük olmaması nedeniyle 2-boyutlu inceleme gibi düşünülmüştür) değerlendirilmesini içeren bu yüklemeye tipinde numuneler farklı yenilme özellikleri göstermişlerdir. Masif beyaz mermerde oluşan yeni çatlaklar, var olan alt çatlak noktalarının ucundan üst yük plakasının ortasına doğru yönelmiştir. Üst bölgede bulunan yapay çatlak uçlarıyla da sonradan birleşme yaparak numune kırılmıştır. Bu numunenin (D.Beyazı) y1 yüklemeye şartına göre dayanımı biraz daha düşük elde edilmiştir. Bej mermerde yenilme önceden hazırlanan çatlak uçlarının birleşmesi şeklinde gerçekleşmiştir. Bu sonuç y1 yüklemesinde bu mermer için elde edilen mukavemet değerinin ancak %45 olan 94,9 MPa değerinin y3 yüklemeye tipinde elde edilmesine neden olmuştur. Traverten numunesinde diğerlerinden farklı olarak üst yüklemeye plakasının kenarlarında yer alan yapay çatlaklar arasındaki bölge deney sırasında ezilmiştir. Bu numunede yapay çatlakların yenilmeyi etkilemediği, yeni oluşan çatlakların kayaç içindeki boşlukları (gözeneleri) izlediği gözlenmiştir. Bu sonuç; traverten numunesinin y3 yüklemeye şartında verdiği mukavemet değerinin, y1 yüklemeye şartındaki değere göre 2,19 kat daha fazla olmasıyla da destek bulunmaktadır.

Dördüncü yüklemeye şartı (y4) aslında bir tür eğilme deneyidir. Bu yüklemeye tipi y2 yüklemeye tipinin aynısı olmakla birlikte numune üzerinde ekstra yapay çatlaklar bulunmaktadır. Şekil 5d incelendiğinde, bütün numunelerin yapay çatlaklar tarafından etkilendiği ve yüklemeye sonucu oluşan yeni çatlakların önceden açılan çatlak uçlarının birleşmesi veya var olan alt çatlakların uç

noktalarından başlayarak üst yükleme plakasına doğru yönlendikleri görülmektedir. İlk yükleme tipi olan y1 şartına göre yenilme mukavemeti değerleri beyaz mermerde 4,33 bejde 7,99 ve travertende 3,0 kat azalmıştır. Bu oranların fazlalığı yenilmenin yapay çatlak kontrollü olduğunu göstermektedir.

Beşinci (y5) yükleme tipinde numune üzerinde açılan yapay çatlaklar arasındaki kayaç bölümü düşey olarak baskı altına alınmıştır. Bu yüklemede, yükleme plakası altındaki bölüm tek eksenli olarak sıkıştırılmaktadır. Yenilme sonucu ortaya çıkan yeni çatlaklar tek eksenli basma dayanımında oluşan genel çatlaklarla uyusmaktadır. Bej ve özellikle traverten numunesine önceden açılmış çatlaklar arasında gelişen yeni çatlaklar dikkate değerdir. Beyaz mermerde (masif kayaç) baskı altında oluşan yeni çatlak yüzeyi baskı plakalarının orta noktaları arasında oluşmuş, numunenin yenilmesi sırasında önceden açılmış çatlaklar arasında yeni çatlak oluşumu gözlenmemiştir.

Altıncı yükleme tipi (y6) bir tür eğilme deneyi modeli olmakla birlikte numune üzerindeki yapay çatlak yerleri yenilmeyi kolaylaştırıcı olacak en uygun yerlerde açılmaya çalışılmıştır. Bu nedenle deney öncesi bu yükleme şartında en düşük mukavemet değerlerini elde etmek planlanmıştır. İlk yükleme şartı olan y1 yükleme tipine göre, y6 yükleme şartında beyaz mermerde 9,36 bejde 10,73 travertende ise 7,92 katı bir mukavemet azalması elde edilmiştir.

Numunelerin denenmesi sırasında 7. ve 8. grup yükleme testlerinin yükleme şartları aslında y4 ve y6 yükleme şartlarıyla aynıdır. Farklı olan hazırlanan test numunelerin üst tarafındaki yapay çatlakların biraz daha derin açılmasıdır. Bu deneyler sonunda elde edilen yeni çatlak izleri Şekil 5g ve Şekil 5h'de gösterilmektedir. Bu testlerde önceden hazırlanan çatlakların daha etkinleşmiş bir şekilde yeni çatlaklara neden olduğu ve mukavemet değerlerini etkilediği gözlenmiştir. Deneyleri yapılan Denizli beyaz mermeri, Burdur beji ve Antalya traverteni için 7. ve 8. Grup yükleme şartları beklenildiği gibi düşük mukavemet değerleri vermiştir, fakat bu değerlerin bazıları 6.Grup (y6) yükleme şartına göre biraz daha fazla değerlerdir (Çizelge 1).

4 SONUÇ

Mermerlerin oluşumu veya sonraki zamanlarda etkisinde kalan dış faktörler nedeniyle oluşan yapısal süreksizlikler onların mukavemetini etkilemektedir. Yapısal zayıflık düzlemleri içeren mermerlerin yenilme davranışları, kullandıkları yere ve üzerlerine gelen gerilmelerin yapısal

zayıflıklara göre aldıkları pozisyona göre değişiklik göstereceği bilinmektedir. Bu çalışmada üç farklı mermer türünden (masif yapılı Denizli beyazı, dayanıklı ve birleşmiş çatlaklı Burdur beji, gözenekli Antalya traverteni) seçilen numuneler üzerinde oluşturulan yapay süreksizliklerin farklı gerilme etkileri karşısında nasıl birleşmeye zorlandıkları araştırılmıştır. Deney numuneleri üzerinde belirlenen yenilmeye bağlı yeni çatlakların nasıl olduğu konusunda ön izlenimler aktarılmıştır. Böylece bazı yükleme şartlarında gerilmenin, (asal gerilme yönleri) bazı durumlarda ise varolan süreksizliklerin ve gözeneklerin yenilme üzerinde etkili olduğu, bu değişimin gerilme uygulaması yöntemine bağlı olarak ve varolan süreksizlikler arasındaki masif kayaç köprülerinin pozisyon ve büyüklüklerine göre değiştiği anlaşılmıştır. Benzer şekilde homojen ortamda (yapay olarak hazırlanan kumtaşı benzeri deney numuneleri) Wong & Chau'nun (1998) yaptığı çatlak birleştirme deneylerinde de çatlak uçları arası mesafe ve bunların birbirlerine göre açılma pozisyonları, çatlakların birleşmesini etkileyen faktörler olarak belirlenmiştir.

Bu çalışmada mikro ölçekte, labaratuarda, yapılan deneyler sonucu elde edilen değerlendirmelerden de anlaşılabileceği gibi yapay çatlakların gerilme altındaki ilerlemeleri her zaman beklenen sonucu vermemektedir. Şekil 5'de verilen deney sonuçları elde edilirken araştırmacı olarak bizlerin yeni çatlak izlerinin nereden geçebileceği konusunda yaptığımız ön tahminlerle, deney sonucu oluşan gerçek çatlak izleri çoğunlukla birbirlerine benzememektedir. Mikro seviyede şartları kontrol altındaki bu araştırma deneylerinde bile yeni çatlakların nereden geçebileceği konusundaki tahminlerimizin tutma oranı % 40 gibi bir oranı bile aşamazken, doğal ortamda oluşacak yeni, çatlakların, büyük fayların, deprem kırıklarının, nerelerden geçebileceği konusundaki yorumların daha dikkatli yapılması gerekir.

KAYNAKLAR

- Bandis S.C., Lumsden A.C. & Barton N.R. 1983. Fundamentals of rock joint deformation. *Int. J. Rock Mech. Sci. Geomech. Abstr.* V20, N6, 249-268.
- Geertsema A.J. 2002. The shear strength of planar joints in mudstone, *Rock Mechanics and Mining Sciences*, V39, 1045-1049.
- Issa A.M., Issa M.A., Islam M.S. & Chudnovyky A., 2003. Fractal dimension, a measure of fracture roughness and toughness of concrete, *Engineering Fracture Mechanics*, V70, 125-137.
- Kemeny J.M. 1993. The micromechanics of deformation and failure in rocks. *Int. Symposium on Assessment and*

- Prevention of Failure Phenomena in Rock Engineering*, Istanbul, Turkey, Balkema Pres, Rotterdam, 23-33.
- Kemeny J.M. 2003. The time-dependent reduction of sliding cohesion due to rock bridges along discontinuities: A fracture mechanics approach. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, V36, N1, 27-38.
- Ozkaya S.I. & Mattner J. 2003. Fracture connectivity from fracture intersections in borehole image logs. *Computers & Geosciences*, V29, 143-153.
- Priest S.D. 1993. *Discontinuity analysis for rock engineering*, London: Chapman and Hall.
- Wong R.H.C. & Chau K.T. 1998. Crack coalescence in a rock-like material containing two cracks. *Int. J. Rock Mech. Min.Sci.* V35, N2, 147-164.

Beton malzemelerde dayanım değerlerinin belirlenmesi için hasarsız yeni bir yaklaşım: Elektriksel geçirgenlik yöntemi

A nondamaging new approach for determining strength values in concrete materials: Electrical conductivity method

İ. Özkan & N. Bilim

Selçuk Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü Konya

R. Sezer

Selçuk Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Konya

M.K. Gökay

Selçuk Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü Konya

ÖZET: Bu bildiride, bir yapay kaya olan beton malzemelerin yerindeki dayanım değerlerinin hasarsız olarak belirlenmesi için geliştirilen yöntem sunulmuştur. Bu amaç doğrultusunda altı farklı beton malzeme, değişik oranlarda çimento, agrega ve su kullanılarak hazırlanmıştır. Bu çalışmada deneyler üç farklı yöntem ile gerçekleştirilmiştir; mekanik deneyler, ultrasonik deneyler ve elektriksel geçirgenlik deneyleri. Elektriksel deney çalışmalarında ise iki ayrı yöntem izlenmiştir. Bunlardan birincisinde numune üzerinde dinamik basma gerilmesi uygulanmazken ikincisinde uygulanmıştır. Araştırmacılar, tek eksenli basma dayanımı ile yapay kaya (beton) numuneleri için gerilme-birim deformasyon-elektriksel direnç davranışlarını belirlemişlerdir. Mekanik, ultrasonik ve elektriksel deneylerden elde edilen sonuçlar karşılaştırılmış ve analiz sonuçları bu bildiride sunulmuştur.

ABSTRACT: This paper reports a nondamaging new approach for determination of concrete material's strength values. In order to proceed with the selected aim, six different concrete materials are prepared by using cement, aggregate and water of varying quantities. Tests in this research were carried out in three categories; mechanical tests, ultrasonic tests and electrical conductivity tests. Two different electrical conductivity tests were conducted: ones with dynamic compression and others without. Stress-strain-electrical resistance values were determined for concrete during the whole process of uniaxial compression. Test results obtained from mechanical, ultrasonic and electrical conductivity tests were compared and their results are presented in this paper.

1 GİRİŞ

Kaya mühendislik yapılarının kullanımı sırasında gelişen ikincil arazi gerilmeleri ile maden topuğu, beton dolgu gibi mühendislik yapılarında yeni yenilme bölgeleri yani çatlaklar oluşmaktadır. Kaya mühendisleri kaya yapısındaki bu yenilmeleri takip ederek ilave tahkimat çalışmaları yapmak ister. Günümüzde geliştirilen elektriksel yöntem ile kaya malzemeleri içerisindeki çatlak yapılarının konumları belirlenebilmektedir.

Kayaçlar yalıtkan malzemelerdir (özdirençleri $\geq 10^4$ ohm.m). Bu yüzden kayaçların çoğunda iletkenlik elektrolitik olup ve mineral tanelerinde değil gözeneklerde yer alır. Elektrik akımı ileten iyonlar, tuzların suda erimesi sonucu ortaya çıkar. Her bir iyon ancak belirli bir miktar yük taşıyabileceğinden bir çözeltide ne kadar çok iyon varsa ve bunlar ne kadar hızlı hareket edebilirse daha çok elektrik taşınmış olur. Bu nedenle içinde

çok sayıda iyon bulunduran bir çözeltinin iletkenliği yüksektir. Buna göre gözeneklerdeki sıvıların tuzluluğu bir kayacın öz direncinin belirlenmesinde önemli bir faktördür (Ergin 1973).

Kayaçlar normal şartlarda yalıtkan malzemelerdir, elektriksel direnç kayacın su içeriğiyle bağlantılı olmaktadır. Su içeriği arttıkça elektriksel direncin azaldığı bir başka deyişle iletkenliğin arttığı Gökay & Özkan (2000) tarafından belirlenmiştir. Kayaç içerisindeki boşluklara dolan elektrolitik sıvı özellikle süreksizlik düzlemlerinin yerlerinin belirlenmesinde önemli belirteç olmaktadır.

Konu üzerinde yapılan çalışmalara ait tarihsel bir gelişimin özeti şu şekilde sıralanabilir;

Bahr'a (1997) göre kaya matrisi düşük iletkenlik sergilerken, matris içerisindeki su (grafit veya tuz içerikli su) yüksek elektriksel iletkenlik gösterir. Kaya matrisindeki suyun elektriksel iletkenliği kaya matrisine bağlı değildir. Ancak, Bahr (1997) kaya

matrisindeki tabaka düzlemleri arasına giren çözelti halindeki suyun elektriksel iletkenlik sağladığını, bu özelliğin kullanılarak tabaka düzlemlerinin ve/veya kaya kütleindeki anisotropik yapıların belirlenebileceğini savunmaktadır. Bahr (1997) çalışmasında; anisotropi ve kütle ortamını, parametrik değişim kabul ederek çeşitli deneyler gerçekleştirmiştir. Bahr (1997) deneysel çalışmalarında, Schmeling (1986) tarafından ilk kez kullanılan ve birçok küçük küpün oluşturduğu büyük bir küp model kullanmıştır. Küçük küpler ince fakat yüksek elektriksel iletkenliğe sahip malzemeler ile birbirlerine yapıştırılmıştır. Deneysel çalışmalar neticesinde Bahr (1997), model küp içerisindeki anisotropik yapıyı elektriksel iletkenlik ile tespit etmiştir.

Kamenetsky & Novikov'a (1997) göre kayalar, düşük sıcaklıkta elektriksel iletkenlik gösterir. Bu durumu güçlendirmek amacıyla hızlı elektromagnetik dalgalar kullanılmıştır. Araştırmacılar yapmış oldukları çalışmalarda bu problemi çözmek için model olarak suya doymuş sedimanter kayalar kullanmışlardır.

Roberts vd. (1999), Nugget kumtaşı ve Western graniti üzerinde yük ve sıcaklık altında deneyler gerçekleştirmişlerdir. Artan sıcaklık ile direnç azalırken, artan yük ile direncin arttığını tespit etmişlerdir. Kırılan numune ile yük bir an sabitleşince direncin azaldığı görülmüştür. Roberts vd. (1999) deneyler esnasında ortamın hava yapısını kontrol altına alarak özel bir atmosfer oluşturmuşlardır (%95 CO₂+% 5 CO veya % 5 CH₄). Karbon, deforme olan deney numunelerinde ve küçük kırıklar arasına girerek elektriksel iletkenlik veya direnç değerinin kolay belirlenmesine katkıda bulunmaktadır. Roberts vd. (1999), ayrıca kuru numunelerde direncin büyük olacağını bunun su ile azaltılabileceğini ifade etmektedirler.

Roberts & Tyburczy (1999), çok yüksek sıcaklık altında (684°C-1244°C) ergiyen bazalt numunesi üzerinde elektriksel iletkenlik deneyleri gerçekleştirmiştir. Bu çalışmada bazalt numunesinin permeabilite değerleri elektriksel iletkenlik yaklaşımı ile belirlenmiştir.

Koelman & Kuijper'e (1997) göre heterojen materyaller ile simetrik model numuneler hazırlanarak, numunelere ait anisotropik yapı elektriksel iletkenlik yaklaşımı ile tespit edilebilmektedir.

Jiang vd. (1998), tuzlu su ve petrol ile ayrı ayrı doyurulmuş poroz numuneleri elektriksel iletkenlik deneyine tabi tutmuşlardır. Tuzlu su ile doyurulmuş olanların daha iletken oldukları tespit edilmiştir. Jiang vd. bu çalışmada, poroz ortamlara ait

elektrokinetik katsayıları ölçmeye yönelik bir yöntem geliştirmişlerdir.

Shankland vd. (1997), oda sıcaklığında ve basınç altında (250 MPa) özel bir düzenek içerisine konan karot numunelerde elektriksel iletkenliği hem yatay hem de düşeyde oluşan mikro çatlaklardaki durumunu etüt etmişlerdir. Ayrıca araştırma neticesinde kayaç permeabilite değerlerinin (sıvı-gaz geçirgenlik değeri) basınçla azaldığını ve permeabilite değerinin artması ile de elektriksel iletkenliğin arttığını göstermişlerdir.

Yoshida vd. (1997), 8 MPa normal gerilme altında 5×10×14 cm boyutlu bir granit bloğu, 5×5×14 cm boyutlu iki granit blok arasında makaslama gerilmesi ile direkt makaslama deneyindeki gibi kaydırmışlardır. Bu deney esnasında, yan granit bloklara yerleştirilen gümüş elektrotlar ile sisteme elektrik voltajı verilmiş ve kaydırılan blok üzerine yerleştirilen 10 adet hassas elektriksel direnç ölçer yardımıyla gerilme altındaki elektrik sinyallerinin değişimi belirlenmiş ve incelenmiştir.

Jouniaux & Pozzi (1997), 15-40 mV ve 0,1-0,5 Hz değerinde, numune üzerinde elektriksel potansiyelin akışını jeokimyasal parametreler altında izlemişlerdir. Jouniaux & Pozzi (1997) çalışmalarını suya doyurulmuş sedimanter kumtaşları üzerinde yapmışlardır.

Lorne vd. (1999) kumtaşı ve kuvars numunelerde (üç eksenli test hücresi gibi bir hücre içerisinde) basınç altında numunelerin sıvı geçirgenlik değerlerine bağlı olarak elektriksel iletkenlik deneyleri yapmışlardır. Yapılan çalışmalar neticesinde, araştırmacılar deprem esnasında elektriksel potansiyel akımlarının ve jeokimyasal değişimlerin söz konusu olacağını vurgulamışlardır. Lorne vd. (1999), artan basınçla numune üzerindeki potansiyel elektrik fark değerlerinin doğrusal bir şekilde arttığını göstermiştir.

Jones (1999) sismik dalgalar ile elektriksel iletkenliği karşılaştırmıştır. Sismik parametreler genellikle kayanın hacimsel özelliklerine bağlı iken elektriksel iletkenlik kaya matris yapısına bağlıdır. Jones (1999), yerkabuğunun elektriksel direnç özelliklerini etüt etmiştir. Elektriksel iletkenliğin sıcaklığa bağlı değişimini belirlemiş yerkabuğunda derinlik arttıkça homojen bir yapı sergilemeye başlayan kayalardaki direncin düşüşünü tespit etmiştir.

Ravalec vd. (1996), granit numunesi içerisindeki boşlukların mikro yapısının etkisinin değişimini analiz etmişlerdir. Bu analizlerde mikro çatlaklar civa ve gaz absorpsiyonu ile analiz edilmiştir. Basınç altında permeabilitenin değişimini belirlemişlerdir. Sıcaklık artarken numunede

elektriksel iletkenlik artmaktadır. Ayrıca Ravalec vd. (1996) basınç değişimi altında sıcaklığa bağlı olarak permeabilitenin nasıl değiştiğini göstermişlerdir.

Yardley & Valley (1997), yerkabuğundaki su basıncının derinlik, sıcaklık ve kayacın farklı özellikleri tarafından kontrol edilebileceğini savunmaktadırlar. Ancak su ile doymuş durumda olan kayaçların elektriksel iletkenlik özellikleri yardımıyla yerkabuğu hakkında bilgi toplanabileceğini iddia etmektedirler.

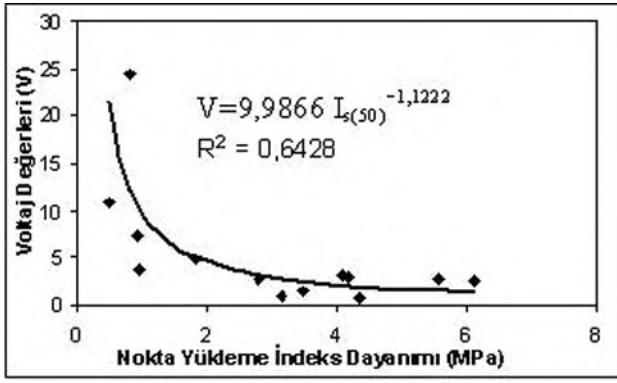
1960 yılından beri elektrik ve manyetik teknolojisi baskı altındaki kaya kırılmalarının araştırılmasıyla ilgilenmektedir. Kayalardaki gerilim ve elektriksel direncin deneysel olarak ilk araştırılması, direnç ve gerilme basıncı arasındaki ilişkiyi keşfeden ve Brace vd. tarafından geliştirildi (Brace; Chen ve Lin, 2004'den). Chen & Lin (2004) ise üç farklı kaya biriminde (diabaz, kireçtaşı ve mermer) hazırladıkları 18 adet numune üzerinde gerilme birim deformasyon davranışlarını belirlerken aynı zamanda birim deformasyon ile elektriksel direnç arasında yakın bir ilişki olduğunu tespit ederek bir takım matematiksel analizler yapmışlardır.

Konu üzerinde Selçuk Üniversitesi – Maden Mühendisliği Bölümü Kaya Mekaniği Araştırma Grubu (SÜ-KMAG) tarafından yürütülen bir araştırma projesi yardımıyla kaya maddelerindeki çatlakların elektriksel yöntem ile belirlenmesine yönelik bir test cihazı geliştirilmiştir. Konu üzerinde yapılan çalışmaları yansıtan sonuçlar, çeşitli kongrelerde araştırmacılar önünde tartışmaya açılmış (Gökay & Özkan 2000; Gökay & Özkan 2001; Bilim vd. 2002) ve bir adet yüksek lisans tez (Bilim 2002) çalışması gerçekleştirilmiştir. Bu çalışma esnasında ayrıca malzeme özellikleri ile malzemenin elektriksel direnci arasında da yakın bir ilişki olduğu belirlenmiştir (Bilim vd. 2002). SÜ-KMAG tarafından bazı kaya maddeleri üzerinde gerçekleştirilen deneylere ait tipik bir sonuç Şekil 1 ve Şekil 2'de sunulmuş ve ayrıca istatistiksel analizlerle volt değişimleri ve kaya özellikleri arasında tespit edilen matematiksel ilişkiler Çizelge 1'de verilmiştir.

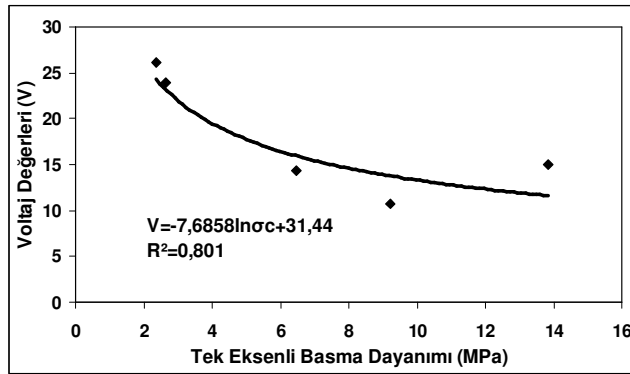
İnsanoğlunun keşfettiği ve kolay bir şekilde imal edilebilen yapay bir kaya maddesi olan beton malzemesi ise bugün özellikle maden ve inşaat sektöründe oldukça yoğun bir şekilde kullanılmaktadır. Yüksek katlı binalar, köprüler, temel güçlendirici beton kazıklar, maden-karayolu-suyolu-demiryolu tünel tahkimatı ve/veya kaplamaları, yapay topuk gibi maden üretim boşluklarının doldurulması, yapay tavan, maden kuyu tahkimatı, su ve yangın barajları gibi çalışmalarda beton malzemesinden günümüzde sıkça

faaydalanılmaktadır. Çimento, agrega ve su ana maddelerinin karışımından elde edilen beton dayanımının artırılmasında son zamanlarda çelik lifler kullanılmaktadır. Beton malzemesinin dayanım değerinin belirlenmesinde ise çeşitli laboratuvar deneyleri geliştirilmiştir (TS500 2000). Ancak kullandıkları yerde, zamana bağlı veya oluşan deprem gibi arazi gerilme değişimlerinden beton malzemesinin etkilendiği ve dayanım değerlerinde ciddi düşüşlerin olduğu bilinmektedir. Başka bir deyişle arazide oluşan ikincil gerilmeler etkisiyle beton malzemesi çatlayarak mekanik dayanımların düşmesine neden olmaktadır. Beton malzemesindeki bu değişim mühendislik yapısının görev yapamaz hale dönüşmesine sebebiyet vereceği için bu durumu inşaat ve maden mühendisleri kesinlikle arzu etmezler. Beton malzemelerin kullanım yerindeki dayanımlarının tespiti için günümüzde karot numunelerin alınması gerekmektedir. Bu ise zaten dayanımından kuşku duyulan beton malzemesinin daha da zayıflamasına neden olabilmektedir. Bu problemten dolayı son dönemlerde sese bağlı ultrasonik deney düzenekleri kullanılır hale gelmiştir. Bugün ultrasonik deney cihazları ile betonun homojenliği, boşluk-çatlak-diğer yapısal bozuklukları, zamana bağlı yapısal değişimleri, mukavemet ve elastisite modülü değerleri tespit edilebilmektedir. Ancak deney verilerinin değerlendirilmesiyle ulaşılmaya çalışan betona ait mühendislik parametrelerinin güvenilirliğinde bazı kuşkular mevcuttur.

Bu araştırma çalışmasında, su-çimento oranı, betonun kompozitesi (sıklığı), agrega, kür koşulları ve dış etkiler göz önüne alınarak farklı özelliklere sahip standart silindirik numuneler hazırlanmıştır. Bu model numuneler üzerinde öncelikle ultrasonik teste alternatif olarak düşünülebilecek elektriksel yöntem ile deneyler gerçekleştirilmiştir. Daha sonra aynı numunelere ait ultrasonik test cihazı ile ölçüm değerleri belirlenmiş ve ayrıca tek eksenli basma ve Schmidt sertliği deneylerine ait mekanik değerler tespit edilmiştir. Laboratuvar koşullarında gerçekleştirilen üç farklı deneysel çalışma neticesinde ulaşılan sonuçlarla öncelikle grafiksel analizler ve sonrasında istatistiksel analizler gerçekleştirilmiştir. Mekanik ve sese bağlı ultrasonik deney sonuçları ile elektriksel yöntemle bağlı deney sonuçları karşılaştırılarak beton malzemesine hasar vermeden dayanım değerlerinin elektriksel yöntem ile belirlenmesinin geçerliliği, güvenilirliği ve sınırları bu araştırmada belirlenmeye çalışılmıştır.



Şekil 1 Model kaya maddelerinin nokta yükleme indeks dayanımı değerleri ve volt değerleri arasındaki ilişkiyi gösteren tipik bir örnek (Bilim vd. 2002)



Şekil 2 Model numunelerin tek eksenli basma dayanımı değerleri ile voltaj değerleri arasındaki ilişki (Bilim vd. 2002)

Çizelge 1 Bazı model kaya maddelerine ait dayanım sonuçları ile volt değişimi arasında tespit edilen matematiksel ilişkiler (Bilim vd. 2002)

Mekanik Parametre	Matematiksel Eşitlik
Yoğunluk (γ , g/cm ³)	$V = 11,231 \ln \gamma + 14,376$ ($R^2 = 0,89$)
Tek eksenli basma dayanımı (σ_c , MPa)	$V = -7,6858 \ln \sigma_c + 31,444$ ($R^2 = 0,80$)
İndirekt çekme dayanımı (σ_t , MPa)	$V = -3,0573 \ln \sigma_t + 7,4838$ ($R^2 = 0,91$)
Nokta yükleme indeks dayanımı ($I_{s(50)}$, MPa)	$V = 9,9866 I_{s(50)}^{-1,1222}$ ($R^2 = 0,64$)

2 NUMUNELERİN HAZIRLANMASI

Mekanik, ultrasonik ses yayılımı ve elektriksel geçirgenlik deneyleri için numuneler yapı inşaatında kullanılan beton sınıflarındaki tiplerde TS500 (2000) standardına göre hazırlanmıştır. Bunlar; C14, C18, C20, C25, C30, C35 olmak üzere altı beton sınıfında toplam 33 tane beton numunesi hazırlanmıştır. Numunelerin tiplere göre boyutları ve miktarları Çizelge 2’de görülmektedir. TS500 standardına göre

beton sınıflarının 28 gün sonundaki olması gereken dayanım değerleri (karakteristik ve hesap) ise Çizelge 3’de sunulmuştur.

Beton numuneleri hazırlamak için öncelikle, içerisine konacak olan çimento, agrega ve su miktarları ayrı ayrı hesaplanmış ve daha sonra ise bu miktarlara göre karışımlar hazırlanarak mikserde karıştırılmıştır. Elde edilen ürün 15×30 cm boyutlarındaki silindirik numune kalıplarına dökülmüş ve kalıplara boşaltılan karışımın içerisindeki havanın dışarı çıkması ve homojenliğin sağlanması amacıyla beton kalıplar vibratörle titreşime maruz bırakılmışlardır. Bu şekilde hazırlanan numuneler 2 gün kalıplarda bekletilmiş ve kalıplardan çıkarılan numuneler özel bir havuzda 28 gün boyunca su içerisinde bekletilmiştir.

Çizelge 2 Hazırlanan numunelerin tiplere göre dağılımı ve boyutları

Numune Tipi	Boy, L (mm)	Çap, D (mm)	Miktarı (Adet)
C 14	300	150	5
C 18	300	150	6
C 20	300	150	5
C 25	300	150	5
C 30	300	150	6
C 35	300	150	6

Çizelge 3 Beton sınıflarının dayanımları (TS500 2000)

Beton Sınıfı	Karakteristik Dayanım f_{ck} (MPa)	Hesap Dayanımı f_{cd} (MPa)
Normal Beton	C14: 14 C16: 16 C20: 20 C25: 20	9,5 11 13 17
Yüksek Dayanımlı Beton	C30: 30 C35: 35	20 20

3 DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Altı farklı beton sınıfında hazırlanan numuneler üzerinde gerçekleştirilen deneysel çalışmalar takip eden bölümlerde sunulmuştur.

3.1 Mekanik deneyler

Bu araştırma çalışmasında hazırlanan farklı dayanımlardaki beton numuneler üzerinde yoğunluk, Schmidt sertlik indeks, tek eksenli basma dayanımı ve deformabilite deneyleri gerçekleştirilmiştir.

Yoğunluk, tek eksenli basma dayanım ve deformabilite deneyleri 28 günlük beton numuneler üzerinde gerçekleştirilirken, Schmidt sertlik indeks deneyleri beton numunelerinin 14, 21 ve 28 günlük durumları için ayrı ayrı yapılmıştır. Bu deneylere ait sonuçlar sırasıyla Çizelge 4 ve Çizelge 5'te sunulmuştur.

Çizelge 4 Beton numunelerin Schmidt sertlik indeks değerleri

Beton Sınıfı	14 gün için Schmidt sertlik değerleri	21 gün için Schmidt sertlik değerleri	28 gün için Schmidt sertlik değerleri
C14	15,45±0,78	15,35±2,47	17,45±1,91
C18	9,22±1,46	9,97±2,15	11,07±0,21
C20	18,55±1,69	21,53±1,24	23,15±0,35
C25	18,35±0,49	20,65±1,78	22,35±1,13
C30	21,77±0,91	24,30±1,36	25,40±1,45
C35	27,63±1,54	28,33±1,46	28,83±2,94

Çizelge 5 Farklı beton sınıfları için elde edilen tek eksenli basma, Elastik Modül ve Poisson oranları

Beton Sınıfı	Kuru Yoğunluk (g/cm ³)	Tek Eksenli Yenilme Dayanımı (MPa)	Elastik Modül (GPa)	Poisson Oranı
	γ	σ_c	E_t	ν_t
C14	2,33±0,01	19,55±2,32	9,86±3,80	0,59±0,32
C18	2,25±0,04	10,99±1,35	3,28±1,34	0,42±0,01
C20	2,34±0,10	24,96±4,86	7,98±3,87	0,36±0,18
C25	2,34±0,03	18,56±0,84	5,59±2,33	0,39±0,14
C30	2,37±0,03	26,63±3,01	6,68±6,10	0,32±0,29
C35	2,40±0,01	41,12±5,39	14,95±3,87	0,37±0,04

3.2 Ultrasonik deneyler

Altı farklı beton sınıfı için hazırlanan beton numuneler üzerinde SÜ-İnşaat Mühendisliği laboratuvarında bulunan *Struktometer Type 2000* adlı ultrasonik deney cihazı kullanılarak ses yayılım hızları (km/s) tespit edilmiştir. Cihaz üzerinden öncelikle sesin yayılma zamanı (μ s) değerleri ölçülmüş ve aşağıdaki eşitlik kullanılarak ses yayılım hızları hesaplanmıştır.

$$v = L / t \quad [1]$$

burada; L numune boyunu (km) ve t ise sesin ilerleme zamanını (μ s) tanımlamaktadır. Eşitlik 1 kullanılarak elde edilen sonuçlar ise Çizelge 6'da sunulmuştur.

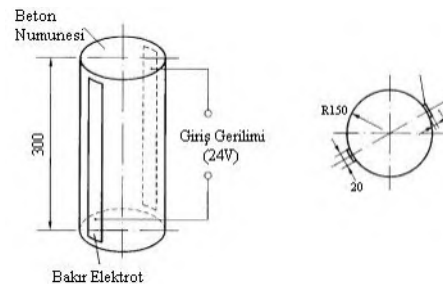
Çizelge 6 Beton numunelerdeki sesin ilerleme hızları

Beton Sınıfı	Boy, L (mm)	Çap, D (mm)	Sesin ilerleme zamanı (μ s)	Sesin ilerleme hızı, v (km/s)
C14	300	150	64,600±0,85	4,644± 0,06
C18	300	150	76,467±6,55	3,923± 0,05
C20	300	150	68,300±0,28	4,392± 0,02
C25	300	150	69,200±0,28	4,335± 0,01
C30	300	150	67,733±1,37	4,429± 0,09
C35	300	150	62,367±0,81	4,810± 0,06

3.3 Elektriksel geçirgenlik deneyleri

Ultrasonik ses hızı metoduna alternatif bir yöntemin araştırılması için hazırlanan beton numuneler üzerinde iki farklı elektriksel geçirgenlik deneyi gerçekleştirilmiştir. Öncelikle suya doyurulmuş numunelerin simetrik iki yan yüzeyine 1 mm kalınlığında ve 20 mm genişliğinde bakır levhalar yerleştirilmiştir. Nem kaybını engellemek amacıyla numune plastik streç ile kaplanmıştır (Şekil 3). Bakır levhalar arasında kalan numune direnç teli gibi düşünülerek sisteme her zaman sabit kalacak şekilde 24 V gerilim uygulanmıştır (Güven 2004). Sonuçta her bir farklı beton sınıfı için ayrı ayrı akım (mA) ve çıkış gerilim (V) değerleri okunmuştur. Elde edilen sonuçların Çizelge 7'deki gibi olduğu belirlenmiştir.

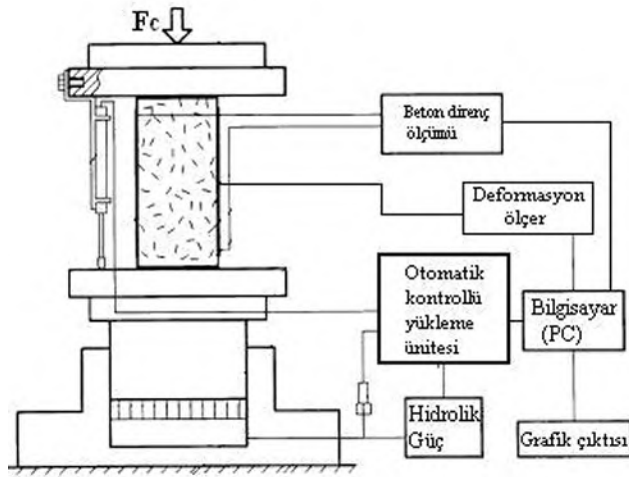
Numune üzerine herhangi bir yük uygulanmaksızın yapılan bu elektriksel geçirgenlik deneyleri haricinde numuneler, Şekil 4'te görülen deney düzeneğindeki 300 tonluk hidrolik pres altında 2kg/cm²/s yükleme hızı ile dinamik yüklemelere maruz bırakılmıştır. Bu deney esnasında beton numunelerin birim deformasyon basma gerilme davranışları belirlenirken aynı zamanda Şekil 4'de görüldüğü gibi numune üzerine sabit giriş gerilimi (24 V) uygulanarak numune üzerindeki değişen basma gerilim değerlerine karşın numunedeki elektriksel direnç değişimleri belirlenmiştir. Bu deney sonucunu yansıtan her bir farklı beton modeline ait tipik birer grafik Şekil 5-10'da sunulmuştur.



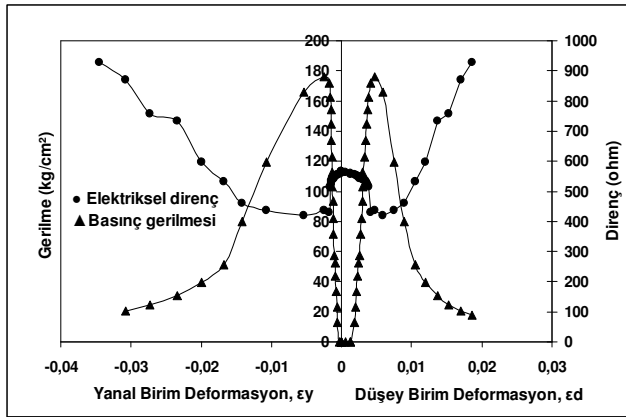
Şekil 3 Elektriksel geçirgenlik deneyleri için bakır elektrotlarla hazırlanmış numune modeli

Çizelge 7 Beton numunelerin üzerinden geçen gerilim ve oluşan direnç değerleri

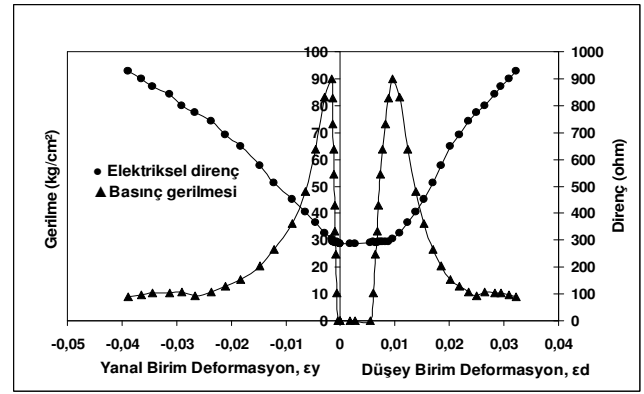
Beton Sınıfı	Giriş Gerilimi (V)	Çıkış Gerilimi (V)	Direnç (ohm)
C14	24	18,20±3,85	432,30±67,41
C18	24	16,45±1,63	343,26±80,24
C20	24	16,37±1,50	416,52±60,21
C25	24	15,28±2,19	423,77±61,71
C30	24	18,10±0,57	466,34±88,01
C35	24	16,75±1,91	660,80±213,35



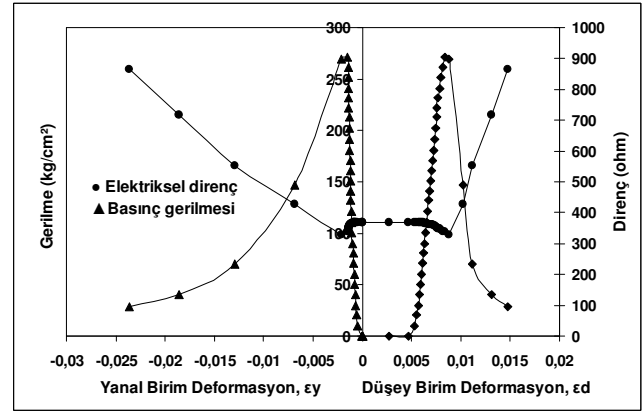
Şekil 4 Dinamik yük altında elektriksel direnç deney düzeneği



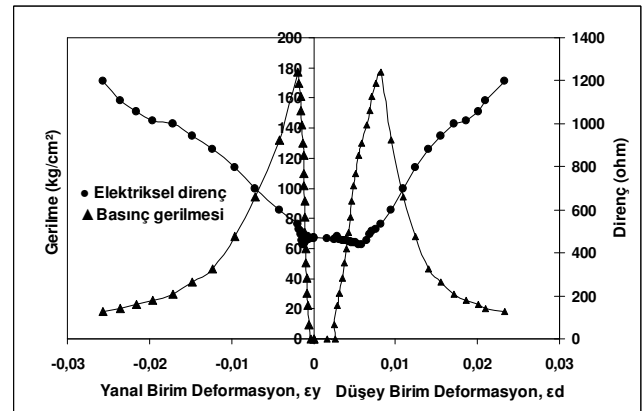
Şekil 5 C14 tipli numune için tipik bir birim deformasyona karşı gerilme ve elektriksel direnç davranışı



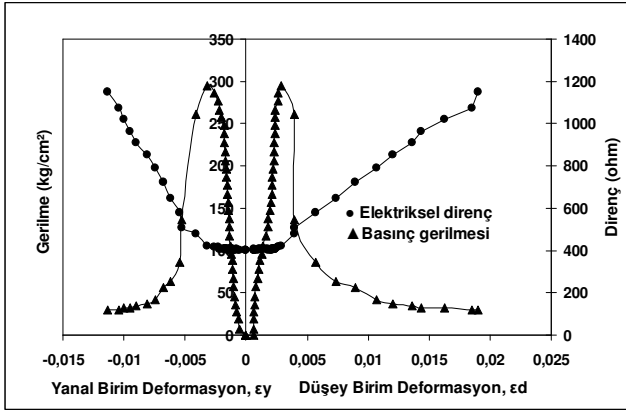
Şekil 6 C18 tipli numune için tipik bir birim deformasyona karşı gerilme ve elektriksel direnç davranışı



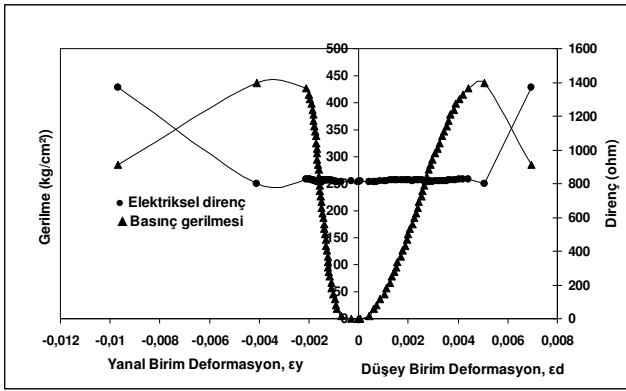
Şekil 7 C20 tipli numune için tipik bir birim deformasyona karşı gerilme ve elektriksel direnç davranışı



Şekil 8 C25 tipli numune için tipik bir birim deformasyona karşı gerilme ve elektriksel direnç davranışı



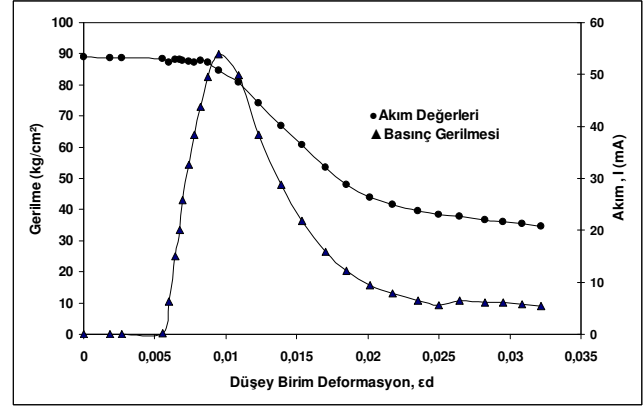
Şekil 9 C30 tipli numune için tipik bir birim deformasyona karşı gerilme ve elektriksel direnç davranışı



Şekil 10 C35 tipli numune için tipik bir birim deformasyona karşı gerilme ve elektriksel direnç davranışı

Yukarıda verilen C14, C18, C20, C25, C30 ve C35 model beton numunelere ait elde edilen grafikler incelendiğinde dinamik basma gerilmesi altındaki malzemenin ilk önce gözeneklerinin kapandığı ve hemen sonrasında başlayan doğrusal karakterdeki düşey birim deformasyon-basma gerilmesi değerlerinde, elektriksel direnç değişimlerinin çok az bir azalma eğilimi gösterdiği tespit edilebilmektedir. Düşey birim deformasyon-basma gerilmesinin doğrusal davranış gösteren ikinci kısmında ise (yenilme noktasına doğru) elektriksel direnç değişimlerinin hızla arttığı görülmektedir. Bu ani değişime malzemede başlayan mikro çatlakların neden olduğu söylenebilir. Bu safhada voltaj değerleri yükselirken sistemden geçen akım değerlerinin hızla azaldığı ve malzemenin kırılmasından sonra ise akım değerlerindeki azalma miktarının nispeten yavaşladığı tespit edilmiştir (Şekil 11). Böylece yenilme öncesinde gelişen bu elektriksel davranışlar, malzeme üzerindeki dirençlerin aniden artmasına neden olmaktadır (Şekil 5-10). Gerilme altındaki beton malzemesinin göstermiş olduğu bu elektriksel davranış ise, biz

mühendislere kullarımdaki (maden ve inşaat) yapı malzemelerinin taşımak zorunda oldukları statik veya dinamik yükler nezdinde gerçek yenilme durumundan ne kadar uzak veya yakın olduğunu belirlemede kolaylık sağlayabilir.



Şekil 11 Düşey birim deformasyon ile gerilme ve elektriksel akım değişimini gösteren tipik bir grafik

4 DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Bu çalışmaya model teşkil eden altı farklı dayanıma sahip beton numuneler üzerinde gerçekleştirilen deney verilerine bağlı olarak düşey birim deformasyon-gerilme davranışları Şekil 12’de, düşey birim deformasyon-direnç davranışı Şekil 13’de ve direnç-gerilme davranışı ise Şekil 14’de sunulmuştur.

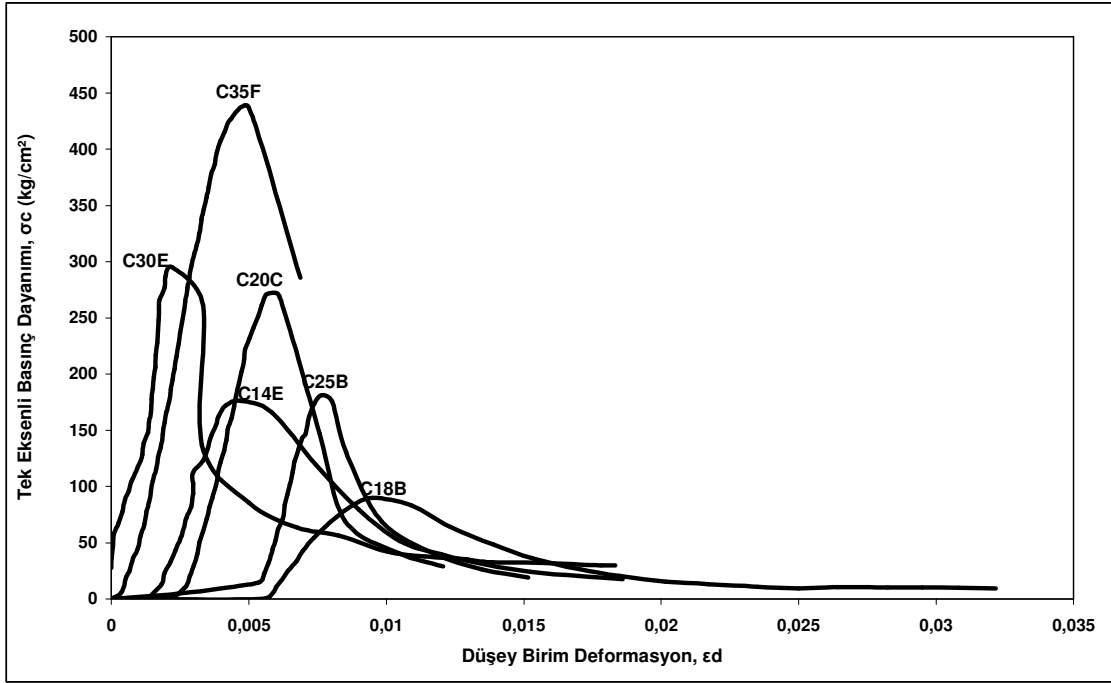
Şekil 12’de görüldüğü gibi düşey birim deformasyon ile basma gerilme davranışlarının malzeme dayanımına bağlı olarak daha dik eğimlere ulaştığı ve yenilme dayanımlarının büyüdüğü tespit edilmiştir. Şekil 13’de verilen düşey birim deformasyon ve elektriksel direnç ilişkisinde ise, direnç değerlerinin malzemenin dayanım değerlerinin artmasıyla daha dik eğimlerde yükseldiği ve malzemenin yenilmeye başladığı andan itibaren birden eğimlerinin arttığı izlenmiştir. Direnç ve tek eksenli basma dayanımının verildiği Şekil 14’de ise, dirençlerin malzemenin yenilme öncesine kadar çok az değiştiği (azalma yönünde) sonrasında ise birden arttığı fakat gerilme değerlerinin ise hızla azaldığı belirlenmiştir.

Bu çalışma çerçevesinde yukarıdaki bölümlerde değinilen mekanik, ultrasonik ve elektriksel geçirgenlik deneylerinden elde edilen sonuçlar arasında mevcut olan karakteristik yapılar bu çalışmada istatistiksel analizler ile belirlenmeye çalışılmıştır. Bu çalışmanın ana gayesini oluşturan hasarsız beton dayanımlarının belirlenmesi

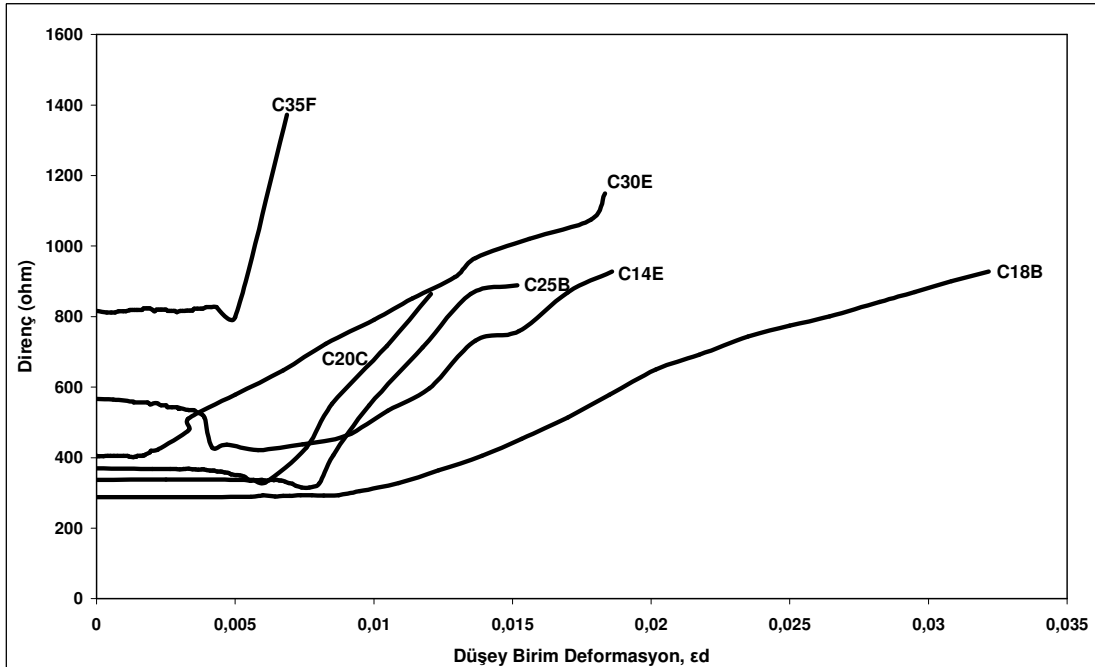
doğrultusunda elde edilen sonuçlar (Çizelge 5-7) kullanılarak ulaşılan istatistiksel değerlendirmeler sırasıyla Şekil 15-17’de verilmiştir.

Bugün beton malzeme dayanımlarının hasarsız olarak belirlenmesinde kullanılan ultrasonik ses yayılım deneyi ile malzemelerin tek eksenli basma dayanımları arasındaki ilişkinin % 67 düzeylerinde olduğu (Şekil 15) buna mukabil elektriksel

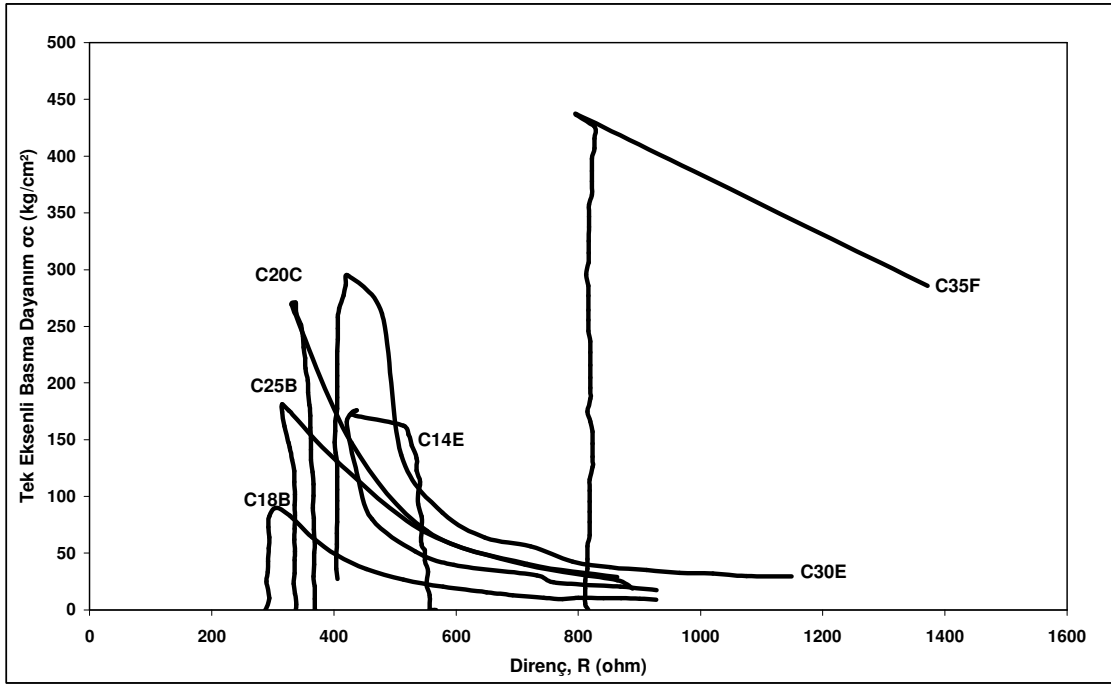
geçirgenlik ile tek eksenli basma dayanımları arasındaki matematiksel ilişkinin %92 düzeylerinde olduğu belirlenmiştir (Şekil 16). Ayrıca ultrasonik deney sonuçlarıyla elektriksel direnç arasındaki ilişkinin % 68 dolaylarında olduğu görülmüştür (Şekil 17). Yazarlar bu çalışmanın sonuçlarına göre ultrasonik deney sonuçlarının biraz daha gerçekten uzak sonuçlar verdiğini düşünmektedirler.



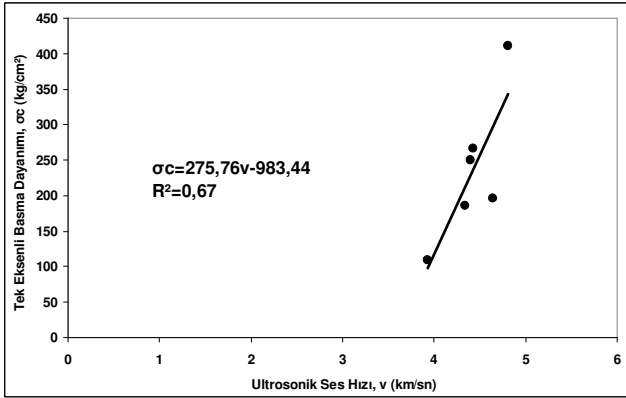
Şekil 12 Altı farklı beton sınıfı için düşey birim deformasyon-gerilme davranışı



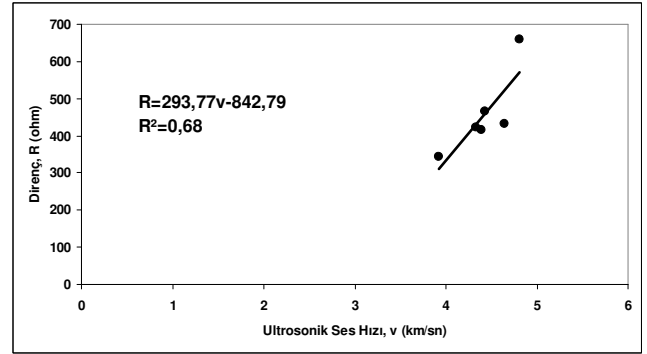
Şekil 13 Altı farklı beton sınıfı için düşey birim deformasyon-elektriksel direnç değişimi



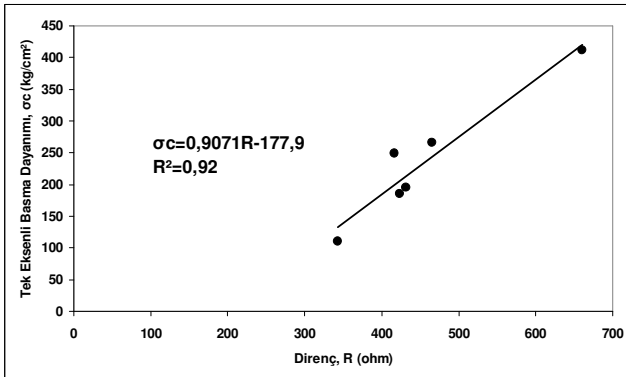
Şekil 14 Altı farklı beton sınıfı için elektriksel direnç-gerilme davranışı



Şekil 15 Ultrasonik ses hızı-tek eksenli basma dayanımı ilişkisi



Şekil 17 Ultrasonik ses hızı-elektriksel direnç ilişkisi



Şekil 16 Elektriksel direnç-tek eksenli basma dayanımı ilişkisi

5 SONUÇLAR

Günümüzde yoğun bir şekilde kullanılan yapay bir kaya maddesi olan beton malzemelerinin yerindeki dayanım değerlerinin belirlenmesinde kullanılan karot alma ve hidrolik pres ile tek eksenli basma dayanımının belirlenmesi en sık kullanılan yöntemdir. Ancak bu yöntem için betondan karot numunesinin alınması, malzemenin istemeyerek zedelenmesine neden olmaktadır. Bu problemin üstesinden gelmek amacıyla ultrasonik ses deney düzeneği geliştirilmiştir. Yapay (beton) ve doğal kaya malzemelerinin elektriksel geçirgenlik özelliği buna alternatif bir yöntem olarak değerlendirilebilir. Bu çalışmada hazırlanan altı farklı beton malzeme üzerinde tek eksenli basma dayanımı, ultrasonik ses yayılım hızı ve elektriksel geçirgenlik (baskı

gerilmesi uygulanmaksızın ve uygulanarak) deneyleri gerçekleştirilmiş ve sonuçları aşağıda sunulmuştur.

- Elektriksel direnç ile tek eksenli basma dayanımı arasındaki ilişki (Şekil 16);
 $\sigma_c = 0,9071R - 117,9$ ($R^2 = 0,92$)
- Ultrasonik ses hızıyla tek eksenli basma dayanımı arasında ilişki (Şekil 15);
 $R = 275,76v - 983,44$ ($R^2 = 0,67$)
- Ultrasonik ses hızıyla elektriksel direnç arasında ilişki (Şekil 17);
 $R = 293,77v - 842,79$ ($R^2 = 0,68$)
- Dinamik yükleme altında elektriksel direnç değişimleri birim deformasyon basma gerilmesi ile oldukça sistematik bir davranış sergilemiştir (Şekil 5-10).
- Dinamik yükleme altında elektriksel direnç değişimleri malzeme dayanımının artmasıyla birbirinden farklı sistematik davranışlar sergilemiştir (Şekil 13).
- Dinamik yükleme altında elektriksel direnç değişimleri beton malzemelerin yenilme öncesine kadar azalma yönünde çok az bir değişim göstermiş daha sonra ise hızla arttığı tespit edilmiştir (Şekil 14).
- Basma gerilmesi etkisinde kalan malzemelerin elektriksel direnç davranışlarında belirlenen sistematik yapının, kullandığı beton (yüksek katlı binalar, köprüler, temel güçlendirici beton kazıklar, maden-karayolu-suyolu-demiryolu tünel tahkimatı ve/veya kaplamaları, yapay topuk gibi maden üretim boşluklarının doldurulması, yapay tavan, maden kuyu tahkimatı, su ve yangın barajları) malzemesinin yenilme öncesi davranışlarının izlenmesinde yardımcı olabilir.
- Bu çalışmada model olarak seçilen yapay kaya maddesinde izlenen sistematik gerilme-direnç davranışının, doğal kaya maddelerinde de izlenebileceği kanısı oluşmuştur. Gerilme-direnç davranışının, kaya mühendislik yapılarındaki kaya malzemelerinin yenilme öncesi davranışlarının belirlenmesinde kullanılması ve hatta matematiksel olarak da tanımlanabilecek olması uygulayıcı mühendislerin karşılaşacakları duraysızlık problemleri için önceden tedbir almasına olanak tanıyabilir.

TEŞEKKÜR

Yazarlar bu çalışmanın gerçekleşmesi için gerekli olan numunelerin hazırlanmasında laboratuvar imkanlarının kullanılmasına fırsat veren Uzman

Prefabrik ve Hazır Beton İşletme yöneticilerine ve çalışanlarına teşekkür eder. Ayrıca Elektrik Mühendisi-Öğretim Görevlisi Sayın Osman Sami Güven'e elektriksel ölçüm düzeneğinin hazırlanmasındaki katkılarından dolayı teşekkür eder.

KAYNAKLAR

- Bahr K. 1997. Electrical Anisotropy And Conductivity Distribution Functions of Fractal Random Networks and of The Crust: The Scale effect of Connectivity, *Geophys. J. Int.* 130, 649-660.
- Bilim N., Özkan İ & Gökay M.K. 2002. Elektriksel direnç yöntemi aracılığıyla kaya maddelerinde süreksizlik düzlemlerinin belirlenmesi. *KAYAMEK'2002-VI. Bölgesel Kaya Mekaniği Sempozyumu*, 121-127.
- Bilim N. 2002. *Elektriksel direnç yöntemi aracılığıyla kaya maddelerinde süreksizliklerin belirlenmesi*. Yüksek Lisans Tezi. 116s.
- Chen G & Lin Y. 2004. Stress-strain-electrical resistance effects and associated state equations for uniaxial rock compression. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*. Volume. 41. 223-236.
- Ergin K. 1973. *Uygulamalı Jeofizik*, Özarkadaş Matbaası: İstanbul, 371s.
- Gökay M.K & Özkan İ. 2000. Su İçeriğinin Kayaçlardaki Elektrik Geçirgenliğine Etkisi, 5. *Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumu*, Isparta, 76-89.
- Gökay M.K & Özkan İ. 2001. Diversity of Electrical Conductivity in a Water-Bearing Rock Material, *17th International Mining Congress and Exhibition of Turkey IMCET 2001*, Ankara, 431-436.
- Güven O.S., 2004. Kişisel Görüşme.
- Jiang Y.G., Shan H.M & Zhou L.W. 1998. A Method for Measuring Elektrokinetic Coefficients of Porous Media and Its Potential Application in Hydrocarbon Exploration, *Geophysical Research Letters*, Vol. 25, No. 10, 1581-1584.
- Jones A.G. 1999. Imaging the Continental Upper Mantle Using Electromagnetic Methods, *Lithos* 48, 57-80.
- Jouniaux L & Pozzi J. 1997. Laboratory Measurements Anomalous 0.1-0.5 Hz Streaming Potential Under Geochemical Changes: Implications for Electrotelluric Precursors to Earthquakes, *Journal of Geophysical Research*, Vol. 102, No. B7, 15335-15343.
- Kamenetsky F.M. & Novikov P.V. 1997. A Physical Study of Low-Frequency Dispersion of Rock Conductivity In Time-Domain Electromagnetics, *Association of Geoscientists & Engineers*, Geophysical Prospecting, 45, 421-434.
- Koelman J.M.V.A & Kuijper A. de. 1997. An Effective Medium Model for The Electric Conductivity of an N-Component Anisotropic and Percolating Mixture, *Physica A* 247, 10-22.
- Lorne B., Perrier F & Avouac J. 1999. Streaming Potential Measurements 2. Relationship Between Electrical and Hydraulic Flow Patterns from Rock Samples During Deformation, *Journal of Geophysical Research*, Vol. 104, No. B8, 17879-17896.
- Ravalec M.L., Darot M., Reuschle T & Gueguen T. 1996. Transport Properties and Microstructural Characteristics of a Thermally Cracked Mylonite, *Pageoph*, Vol. 146, 207-227.

- Roberts J.J., Duba J.J., Mathez E.A., Shankland T.J & Kinzler R. 1999. Carbon-Enhanced Electrical Conductivity During Fracture of Rocks, *Journal of Geophysical Research*, Vol. 104, No. B1, 737-747.
- Roberts J.J. & Tyburczy J.A. 1999. Partial-Melt Electrical Conductivity: Influence of Melt Composition, *Journal of Geophysical Research*, Vol. 104, No. B4, 7055-7065.
- TS 500. 2000. *Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları*. Türk Standartları Enstitüsü. Ankara.
- Shankland T.J., Duba A.G., Mathez E.A & Peach C.L. 1997. Increase of Electrical Conductivity with Pressure As an Indicator of Conduction Through a Solid Phase In Midcrustal Rocks, *Journal of Geophysical*, Vol. 102, No. B7, 14741-14750.
- Schmeling H. 1986. Numerical Models on The Influence of Partial Melt On Elastic, Anelastic and Electrical Properties of Rocks. Part II: Electrical Conductivity, *Phys. Earth Planet. Inter.*, 43, 123-136.
- Yardley W.D & Valley J.W. 1997. The Petrologic Case for a Dry Lower Crust, *Journal Geophysical Research*, Vol. 102, No. B6, 12173-12185.
- Yoshida S., Uyeshima M. & Nakatani M. 1997. Electric Potential Changes Associated With Slip Failure of Granite: Preseismic and Coseismic Signals, *Journal of Geophysical Research*, Vol. 102, No. B7, 14883-14897.

Süreksizlik yüzey pürüzlülüğünün farklı yöntemler ile tanımlanması

Description of discontinuity surface roughness by using different methods

M. Ünal

Selçuk Üniversitesi Mühendislik-Mimarlık Fakültesi Maden Mühendisliği Bölümü Konya

B. Ünver

Hacettepe Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Maden Mühendisliği Bölümü Ankara

ÖZET: Süreksizliklerin, kaya kütlelerinin duraylılığı, bozunma özellikleri ve geçirgenliği gibi mühendislik davranışları üzerinde önemli bir etkisinin olduğu bilinmektedir. Bu etkilerin derecesi ise süreksizliklerin geometrik özelliklerine bağlı olarak değişebilmektedir. Bu nedenle, süreksizliklerin geometrik özelliklerinin en uygun şekilde tanımlanması gerekmektedir. Süreksizlik yüzey pürüzlülüğü konusunda günümüze kadar yapılmış olan birçok çalışmada; pürüzlülüğün, makaslama dayanımı, kabarma ve sürtünme gibi parametreler üzerindeki etkisinin belirlenmesi amacıyla, teknolojiye paralel olarak değişik ölçüm teknikleri ve değerlendirme yöntemleri kullanılmıştır. Bu çalışmada da, numune yüzeyleri sayısal fotogrametri tekniği kullanılarak modellenmiş ve yüzeylerin 3-B sayısal haritası çıkarılmıştır. Bu veriler analitik, variogram ve fraktal yöntemler kullanılarak analiz edilmiş ve aralarındaki ilişkiler istatistiksel yöntemler kullanılarak değerlendirilmiştir.

ABSTRACT: Discontinuities have an important effect on the engineering behavior of rock masses such as stability, deformability and permeability. The degree of effects depends on the features of the discontinuity surface geometry that should be properly defined. Various means of discontinuity surface roughness determination methods developed for the isolation of the effects of discontinuity surface roughness on shear strength, dilation and friction properties of surfaces. In this study, the digital photogrammetry was used for the digital three dimensional (3-D) modeling of joint surfaces. Digital 3-D surface maps of joints were analyzed by using analytical, geostatistical and fractal methods and then their relation between them were quantified by using statistical methods.

1 GİRİŞ

Yüzey pürüzlülüğünün kaya kütlelerinin mekanik ve hidrolik davranışlarını etkileyen önemli bir özellik olduğunun bilinmesiyle birlikte süreksizliklerin yüzey topoğrafyasının tanımlanması çalışmaları önem kazanmıştır. Yüzey pürüzlülüklerinin tanımlanması, ölçme ve değerlendirme olmak üzere iki aşamada gerçekleştirilmektedir. Yüzey pürüzlülüklerinin ölçümlerinde, teknolojiye paralel olarak değerlendirme yöntemlerinde de önemli gelişmeler olmuştur. Pürüzlülüğün sayısal olarak değerlendirilmesi için istatistik (Wu & Ali

1978; Tse & Cruden 1979; Reeves 1985; Liu & Sterling 1990), jeostatistik (Ferrero & Giani 1990; Roko et al. 1997; Ünal et al. 2000) ve fraktal (Berry & Lewis 1980; Brown 1990; Carr & Warrine 1987; Türk et al. 1987; Lee et al. 1990; Miller et al. 1990; Muralha 1995; Carr 1997) yöntemleri kullanılmıştır.

Pratikte, yüzey pürüzlülüğü profillerini tanımlamakta kullanılan en yaygın yöntem Barton (1973) tarafından çalışılan eklem pürüzlülük katsayısı (JRC) ve bu katsayılar karşılık gelen Barton & Choubey (1977) tarafından önerilen pürüzlülük profilleridir. Yüzeylerin pürüzlülük katsayılarının, bu önerilen profiller ile yapılan karşılaştırmalar sonucu belirleniyor olması basit ve pratik bir yöntem olması açısından bir üstünlük oluşturmakla birlikte öznel olmasından (Miller et al. 1989) dolayı bir sakınca teşkil etmektedir. Çünkü yapılan çalışmalar (Maerz et al. 1990) yüzeylerin farklı gözlemlere göre değişebilen basit bir değerlendirme ile tam olarak tanımlanamayacak kadar karmaşık bir yapı sergilediğini göstermiştir.

Bu çalışmada, yüzey pürüzlülüğünü karakterize edebilmek için, andezit numunelerinin yüzey pürüzlülük dereceleri Barton & Choubey (1977) tarafından önerilen ve yeniden düzenlenen pürüzlülük profillerine bağlı olarak belirlenmiştir. Gözleme bağlı bir değerlendirme yapılamayacağı için, öncelikli olarak pürüzlülük profilleri, sayısallaştırılarak analitik, variogram ve fraktal yöntemler ile tanımlanmış ve tartışılmıştır. Eğilme deney düzeneği kullanılarak elde edilen numune yüzeyleri sayısal fotogrametri tekniği kullanılarak modellenmiş ve yüzeylerin üç boyutlu (3-B) sayısal haritası çıkarılmıştır. Bu sayısal veriler analitik, variogram ve fraktal yöntemler kullanılarak analiz edilmiş aralarındaki ilişkiler istatistiksel yöntemler kullanılarak değerlendirilmiştir.

2 PÜRÜZLÜLÜK KATSAYISINI BELİRLEME YÖNTEMLERİ

Pürüzlülükleri sayısal olarak ifade edebilmek ve derecelendirebilmek için analitik, jeostatistik ve fraktal yöntemler kullanılmıştır. Bu ölçüm ve değerlendirmeler ile yüzeylerin pürüzlülük katsayıları hesaplanmıştır.

a) Pürüzlülüklerin analitik yaklaşımlar kullanılarak tanımlanması

Süreksizlik yüzey pürüzlülüklerini sayısal olarak tanımlamak ve fiziksel davranışını analitik olarak modelleyebilmek için önceleri öğlit geometrisinden yararlanılmıştır. Bu yöntemin mantığı; yüzey profilinin ölçülen uzunluğunun kuş bakışı uzunluğuna oranına dayanmaktadır. Aşağıdaki eşitlik ile tanımlanmıştır.

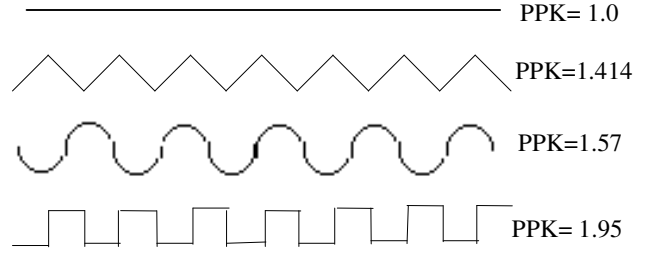
$$\text{Profil pürüzlülük katsayısı (PPK)} = L_{\theta} / L_k \quad (1)$$

L_{θ} = profilin ölçülen uzunluğu

L_k = profilin kuşbakışı uzunluğu

Pürüzlülüklerin modellenmesinde yaygın olarak kullanılan bazı geometrik şekillerin, profil pürüzlülük katsayıları hesaplanmış ve PPK değerleriyle birlikte Şekil 1’de gösterilmiştir.

Şekil 1’de verilen PPK değerleri pürüzlülüklerin sınıflandırılmasında teorik açıdan alt ve üst sınır olarak kabul edilebilir. Buna göre bir profilin pürüzlülüğü, o profilin kuş bakışı uzunluğunun en fazla iki katı olabilir, yani pürüzlülük dereceleri 1 ve 2 arasında değişmektedir.



Şekil 1 Öğlit geometrisine göre pürüzlülük profillerinin PPK değerleri ve sıralaması

Farklı yöntemlerin 2-B’lu pürüzlülük profillerini tanımlamadaki performansını gözlemlemek için Barton & Choubey (1977) tarafından önerilen pürüzlülük profilleri kullanılmıştır. Bu profiller bilgisayar ortamında taranarak renk analizi ve çizim yazılımlar yardımıyla, geometrik olarak önemli bir değişiklik yapmadan sıralamaya ve sayısallaştırmaya uygun olarak yeniden düzenlenmiştir (Şekil 2).

Bu profillerin pürüzlülük ölçümleri sayısallaştırma yoluyla, pürüzlülük derecelendirmesi ise Eşitlik 1’deki yaklaşım kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Sayısallaştırma işlemleri, haritacılıkta (Softree 98) ve vektörel çizimlerde (Autocad) yoğun olarak kullanılan bilgisayar yazılımları kullanılarak yapılmıştır. Profillerin sayısallaştırma ve değerlendirme sonuçları Çizelge 1’de verilmiş, pürüzlülük değerlerinin, sıralamaya bağlı olarak nasıl bir davranış sergilediği ise Şekil 3’de gösterilmiştir.

Ayrıca, Turk vd. (1987) tarafından önerilen pürüzlülük açısı eşitliği (Eşitlik 2) kullanılarak profillerin pürüzlülük açıları (PPA) hesaplanmış (Çizelge 1) ve profil sırasına göre pürüzlülük artış grafiği Şekil 3 b’de verilmiştir.

$$PPA = \cos^{-1} \frac{L_k}{L_{\theta}} \quad (2)$$

Burada; PPA, pürüzlülük açısını, L_k , kuş bakışı uzunluğu ve L_{θ} , ölçülen uzunluğu göstermektedir.

Şekil 3 a,b değerlendirildiğinde, PPK ve PPA değerlerinin, teorik olarak sınıflama çalışmalarında örnekler arası düzenlemelerin genelde doğrusal özellik göstermesi gerektiği beklenilmektedir. Fakat bu çalışmada PPK ve PPA değerlerinin tam olarak doğrusal bir dağılım sergilemediği görülmektedir. Benzer durum farklı yöntemlerle yapılan çalışmalarda da (Lee et al. 1990) görülmektedir. Bunun nedeni, sınıflamanın ampirik olarak düzenlenmesinden ve dolayısıyla sınıflama yapılırken sayısal değerlerden çok profillerin geometrik şekillerinin dikkate alınmasından kaynaklandığı düşünülmektedir.

Profil no	Pürüzlülük profil türleri	JRC	Profil no	Pürüzlülük profil türleri	JRC
1		0-2	6		10-12
2		2-4	7		12-14
3		4-6	8		14-16
4		6-8	9		16-18
5		8-10	10		18-20

Şekil 2 Yeniden düzenlenen pürüzlülük profilleri (Barton & Choubey, 1977'den uyarlanmıştır)

Çizelge 1 Bilgisayar ortamında, yeniden düzenlenen profillerin farklı yöntemler kullanılarak hesaplanmış sayısal değerleri

Profil sıra no	JRC	Analitik yöntemler				Variogram yöntemi	Fraktal yöntem
		(L _k) (cm)	(L _ö) (cm)	PPK	PPA	i (°)	D
1	0-2	9,84701	9,9051	1,0059	6,208	2,218	1.721
2	2-4	10,10292	10,2102	1,01062	10,5941	3,985	1.612
3	4-6	10,03616	10,2203	1,0183	10,8927	4,623	1.485
4	6-8	9,9026	10,1285	1,0228	12,1237	4,876	1.519
5	8-10	9,9026	10,16134	1,0261	12,9575	5,814	1.313
6	10-12	9,9555	10,29486	1,0341	14,7522	7,52	1.197
7	12-14	9,63004	10,05007	1,0436	16,6233	7,713	1.305
8	14-16	10,11683	10,61196	1,0490	17,5712	8,642	1.153
9	16-18	9,911	10,4536	1,05475	18,5410	10,478	1.289
10	18-20	9,964	10,6787	1,07173	21,0811	12,02	1.389

b) Pürüzlülüklerin variogram fonksiyonu kullanılarak değerlendirilmesi

Yapay yüzeyler üzerinde yapılan çalışmalardan (Ünal 2000), variogram fonksiyonunun yüzeydeki girinti ve çıkıntıları ayrıntılı olarak tanımladığı görülmüştür. Variogram fonksiyonunun bu özelliği, yüzey geometrisinin bir sonucu olan pürüzlülük açısı ile variogram fonksiyonu arasındaki ilişkinin araştırılmasına neden olmuştur.

Variogram fonksiyonu birbirinden h uzaklığı ile ayrılmış iki rastlantı değişkeni (Z(x) ve Z(x+h)) arasındaki farkın varyansı şeklinde ifade edilmekte ve aşağıdaki eşitlikler ile gösterilmektedir. Literatürde (Clark & Harper 1992; Tercan 1997; Wen & Larsen 1997; Houlding 1999) ayrıntılı olarak tanımlanmıştır.

$$2\gamma(h) = \text{Var}[Z(x) - Z(x+h)] \quad (3)$$

$$2\gamma(h) = 1/N(h) \sum_{i=1}^{N(h)} [Z(x_i) - Z(x_i + h)]^2 \quad (4)$$

Burada:

$2\gamma(h)$: deneysel variogram

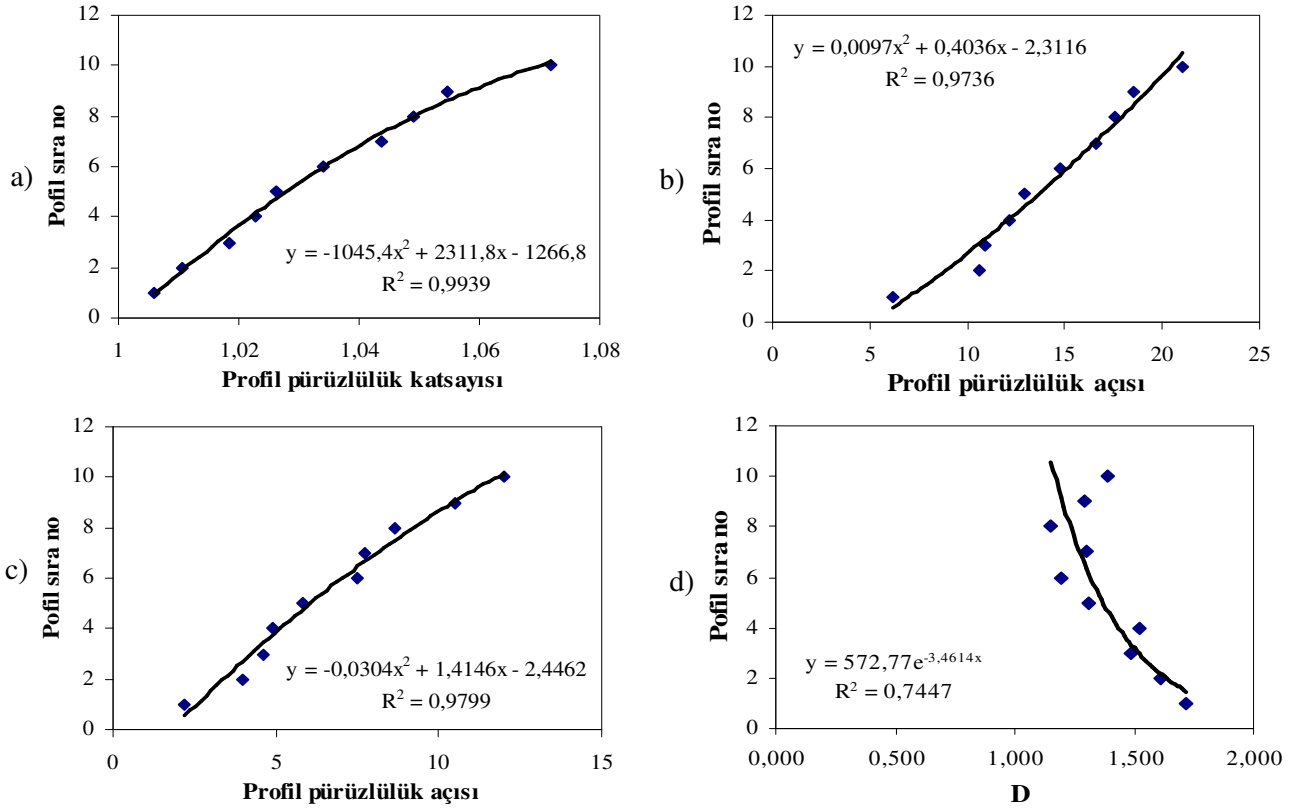
$N(h)$: veri çifti sayısı

h : veri çiftleri arası mesafe

Ferrero & Giani (1990) tarafından yapılan çalışmada, pürüzlülük açısı (i (°)) ile variogram arasındaki ilişki aşağıda verilen bağıntı ile yarı analitik olarak açıklanmıştır.

$$i(h) = \tan^{-1} \frac{\sqrt{\gamma(h)}}{h} \quad (5)$$

Artan bir h değeri için pürüzlülük açısı değerinin, profilin ortalama eğim değişimine karşılık geleceği iddia edilmiştir. Bu iddiayı doğrulama çalışmaları pürüzlülük profilleri üzerinde yapılmış ve tutarlı sonuçların elde edildiği görülmüştür (Şekil 3c).



Şekil 3 Pürüzlülük derecesi sıralamasına göre a) PPK değerlerinin dağılım grafiği b) PPA değerlerinin dağılım grafiği c) Variogram ile hesaplanan pürüzlülük açısı değerlerinin dağılım grafiği d) Fraktal boyut değerlerinin dağılım grafiği

Profillerin hesaplanan ilk variogram değeri yüzey veya profilin pürüzlülük derecesini yaklaşık olarak göstermektedir (Ferrero & Giani, (1990). Profillerin pürüzlülük açıları, Gstat adlı bilgisayar yazılımı ile hesaplanan ilk variogram değerlerine bağlı olarak hesaplanmıştır (Çizelge 1). Değerlendirilen uzaklık (sınır uzaklık) ise örnek varyans değeri baz alınarak belirlenmiştir.

c) Pürüzlülüklerin fraktal boyut yöntemi kullanılarak değerlendirilmesi

Süreksizlik yüzey pürüzlülüklerinin fraktal yapılarının belirlenebilmesi için birçok yöntem geliştirilmiştir. Bu yöntemler benzerlik (self-similar) ve eşlenik (self-affine) yöntemler olmak üzere genel olarak iki ana başlık altında toplanmışlardır. Yüzeyin büyütülmüş parçasının istatistiki olarak benzer görünmekle birlikte farklı ölçeklerdeki yükseltileri, farklı yönlerde değişim gösteriyorsa, yüzey eşlenik, yani anizotropik olarak tanımlanmaktadır. Yapılan çalışmalar (Ünal 2000; Carr 1997; Develi & Babadagli 1998) yüzeylerin çoğunlukla eşlenik özelliğe sahip olduğunu

göstermiştir. Dolayısıyla bu çalışmada eşlenik yüzeyleri tanımlamada kullanılan yöntemlerden variogram fonksiyonu kullanılmıştır.

Fraktal özellik gösteren rastlantı fonksiyonu (RF $z(x)$), güç yasası (power-law) variogram modeli kullanılarak tanımlanmaktadır. Buna göre variogram eşitliği aşağıdaki gibi düzenlenmiştir.

$$2\gamma(h) = C * h^{2H} \quad D = E - H \quad (6)$$

Burada, C, ölçeklendirmeyi, H, Hurst bileşenini (Hurst bileşeni, logaritmik variogram grafiğinde çakışan eğrinin eğiminden ($\beta = 2H$) hesaplanmaktadır.), E, beklenen değeri, D ise fraktal boyut değerini göstermektedir.

Pürüzlülük profillerinin sayısallaştırılması sonucu elde edilen verilerin fraktal boyut değerlerinin hesaplanmasında GS+ yazılımı kullanılmış ve elde edilen sonuçlar Çizelge 1'de verilmiş, veri dağılım eğrisi ise Şekil 3d'de gösterilmiştir. Çizelge 1'de görülen farklı yöntemler kullanılarak hesaplanmış ve profil pürüzlülük verileri Şekil 3'de profil sırasına göre veri dağılım eğrileri şeklinde gösterilmiştir. Şekil 3'de görüldüğü gibi veri dağılım eğrileri, fraktal boyut yöntemi hariç küçük farklılıklarda olsa

benzer bir davranış sergilemişlerdir. Bu sonuçlar bu yöntemlerin pürüzlülükleri tanımlamadaki farklılıklarını göstermektedir. Buna rağmen pürüzlülükleri en iyi tanımlayan yöntemi belirleyebilmek için aralarındaki ilişki, korelasyon katsayısı yaklaşımı kullanılarak araştırılmış (Çizelge 2) ve en yüksek korelasyon değerine sahip yöntemlerin pürüzlülükleri çok daha iyi tanımlayacağı varsayılmıştır. Bu varsayıma göre; PPK hesaplama yönteminin ve pürüzlülük açısının hesaplamasında kullanılan variogram yönteminin pürüzlülükleri daha iyi tanımladığı belirlenmiştir. Dolayısıyla profillerin pürüzlülük açısını tanımlamada variogram yönteminin, Turk ve arkadaşları tarafından önerilen yöntemden, daha başarılı olduğu görülmüştür. Seçilen fraktal yöntemin ise profillerin pürüzlülüklerini doğru olarak tanımlayamadığı görülmüştür. Bunun, profillerin ölçümler sırasında tam olarak ölçeklendirilememesinden yani ölçek etkisinden kaynaklandığı düşünülmektedir. Bu yönde yapılan çalışmada (Ünal 2000) benzerlik (self-similar) yöntemlerinin, bu profilleri eşlenik (self-affine) yöntemlere oranla çok daha iyi doğru tanımladığı görülmüştür. Fraktal değerlerin diğer yöntemlerden elde edilen verilerle, korelasyon katsayısı kullanılarak karşılaştırıldığında ise ters yönde uyumluluk gösterdiği gözlenmiştir (Çizelge 2).

Çizelge 2 Farklı yöntemlerle belirlenen yüzey pürüzlülük değerleri arasındaki ilişkilerin korelasyon değerleri

Yöntemler	PPK - PPA	PPK - i ($^{\circ}$)	PPK - D
Korelasyon katsayısı	0,977538	0,987714	-0,67747
Yöntemler	PPA - i ($^{\circ}$)	PPA - D	i ($^{\circ}$) - D
Korelasyon katsayısı	0,983082	-0,75101	-0,70701

3 YÜZEY PÜRÜZLÜLÜĞÜNÜN 3-B OLARAK ÖLÇÜLMESİ ve DEĞERLENDİRİLMESİ

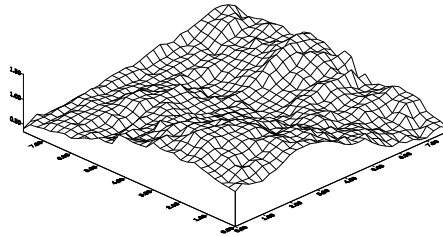
Yüzey pürüzlülüğü ölçümleri; eğilme deney düzeneği ile andezit numuneleri üzerinde oluşturulmuş eklem yüzeyleri üzerinde, sayısal fotogrametri yöntemi kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Ölçümlerden elde edilen veriler önceden de belirtildiği gibi analitik, jeostatistik ve fraktal yöntem kullanılarak 3-B olarak değerlendirilmiştir. Büyük boyutlu (8 cm × 8 cm) andezit numuneleri A1-A5 arasında değişen sayılarla, küçük boyutlu (5 cm × 5 cm) andezit numuneleri ise A10 ve üzeri sayılar ile

tanımlanmıştır. Alt ve üst yüzeyler ise rakam sonuna 'a' ve 'ü' harfleri getirilerek gösterilmiştir.

3.1 3-B yüzey pürüzlülüğü ölçüm yöntemi

Bu çalışmada, süreksizlik yüzeyi bir arazi parçası gibi düşünülmüş ve yüzeyi oluşturan tepe, çukur yükseklikleri bir çizgi boyunca 2,5 mm aralıklarla, sayısal fotogrametri tekniği kullanılarak 3-B olarak ölçülmüştür. Bu işlemler iki aşamada gerçekleştirilmiştir.

- Dijital kamera ile stereo çekimler yapılarak resim çiftleri oluşturulmuştur.
- Resim çiftleri bilgisayar yazılımı (pictran) ile değerlendirilmiş ve elde edilen yüzey koordinatları kullanılarak grafik yazılımları (Surfer, Autocad) yardımıyla yüzeylerin 3-B topoğrafik pürüzlülük haritası elde edilmiştir (Şekil 4).



Şekil 4 Pürüzlü bir yüzeyin topoğrafyasının izometrik görünümü

3.2 Yüzey alanına bağlı olarak pürüzlülük katsayısının belirlenmesi

Bu yöntemin mantığı bir önceki yönteme benzer şekilde pürüzlü yüzey alanının düz yüzey alanına oranının belirlenmesi olarak ifade edilmektedir (Belem et al. 1997). Bu yöntem aşağıdaki eşitlik ile gösterilmiştir. Pürüzlü yüzey alanları Simpson ve trapezoid kuralları kullanılarak hesaplanmıştır.

$$\text{Yüzey pürüzlülük katsayısı (YPK)} = A_{\bar{o}} / A_d \quad (7)$$

$A_{\bar{o}}$ = Pürüzlü yüzey alanı

A_d = Düz yüzey alanı

Andezit yüzeylerinin JRC değerleri, hesaplanan YPK değerleri ile profillerin hesaplanan pürüzlülük değerlerinin karşılaştırılmasıyla gerçekleştirilmiştir. Elde edilen sonuçlar Çizelge 3'de sunulmuştur.

3.3 Yüzey alanına bağlı olarak pürüzlülük açısının belirlenmesi

Bu çalışmada, bir önceki konuda verilen PPA analitik yaklaşımın üç boyutlu yüzeylere uygulandığında nasıl bir sonuç vereceği araştırılmıştır. Yüzeylerin pürüzlülük açısı (YPA), yine benzer şekilde Türk vd. (1987) tarafından önerilen eşitlik aşağıdaki gibi düzenlenerek, hesaplanmıştır (Çizelge 3).

$$YPA = \cos^{-1} \frac{A_d}{A_0} \quad (8)$$

Elde edilen sonuçlar, profillerin pürüzlülük açıları ile karşılaştırıldığında, çok fazla bir değişikliğin olmadığı gözlenmiştir. Bu sonuç, önerilen eşitliğin yüzeylere de uygulanabileceğini göstermektedir.

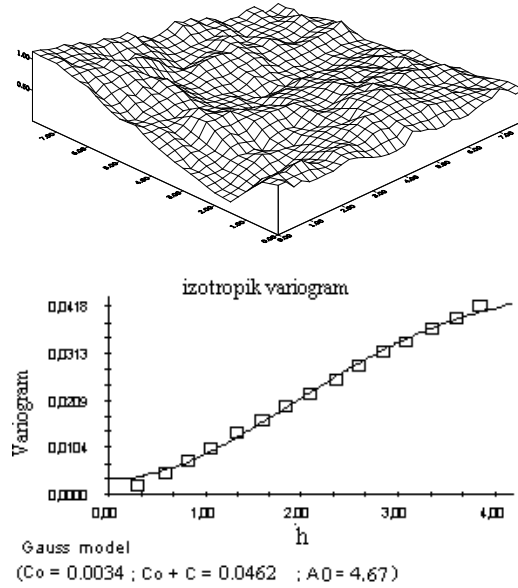
3.4 Yüzey pürüzlülüğünün variogram ile tanımlanması ve yüzey pürüzlülük açılarının hesaplanması

Numunelerin yüzey pürüzlülükleri, variogram ile ilk variogram değeri, eğim ve eşik gibi parametreler kullanılarak değerlendirilmektedir. Bu kavramları belirleyebilmek için yüzey pürüzlülüklerinin izotropik teorik ve deneysel variogram analizleri (Şekil 5) GS+ yazılımı kullanılarak yapılmıştır. Pürüzlü yüzeyi iyi tanımlayabilmek için koordinat noktaları arasındaki uzaklık eşit ve mümkün olduğunca küçük tutulmuştur (2,5 mm aralıklarla ölçülmüş veriler kullanılmıştır).

Variogram analizleri isotropik ve anisotropik olmak üzere iki şekilde yapılmıştır. Anisotropik analizlere ileriki konularda değinilecektir. İzotropik analizler ise variogram fonksiyonunun sadece uzaklık değerine bağlı olarak yaptığı değerlendirme analizleri ile tanımlanmaktadır. Yüzeylerin izotropik variogram analizlerinin fiziki değişimler ile ne derece örtüştüğü yüzeylerin izometrik topoğrafyaları ile karşılaştırılarak incelenmiş ve variogramın yüzeydeki çok küçük değişimleri bile çok başarılı bir şekilde tanımladığı görülmüştür (Ünal, 2000).

Variogram eğrileri belirli bölgelerde doğrusala yakın bir davranış sergilemektedirler. Bu davranış, yüzeydeki pürüz dağılımının düzenliliğini göstermektedir. Yüzeylerin deneysel variogram analizlerinde, variogram eğrilerinin merkeze (oriijine) yakın eğimi yüzeyin pürüzlülük derecesini göstermektedir. Eğim azaldıkça yüzeyin pürüzlülüğü

azalmakta, arttıkça da artmaktadır. Şekil 5’de görüldüğü gibi izotropik analizlerde pürüzlülükteki homojenliği onaylayan sürekli bir artış gözlenmiş ve eşik oluşmamıştır.



Şekil 5 Andezit (A2 a) numune yüzeyinin deneysel ve teorik variogramı

Deneysel variogram değerlerinin Gauss modeliyle uyum içerisinde olduğu gözlenmiştir (Şekil 5). Gauss modeli orijinde parabolik davranış gösteren variogram modelidir. Yapısal uzaklıktaki artışa paralel olarak tepe noktasına ulaşmaya kadar artan variogram eğrisi olarak tanımlanmaktadır. Numune yüzeyleri fiziki olarak tanımlanırsa, yüzeyin pürüzlülüğü yapısal uzaklığa bağlı olarak artmakta ve belirli bir uzaklıktan sonra duraylılığa ulaşmaktadır. Yüzey pürüzlülükleri Gauss modeliyle modellendiği için yüzeyler uzun bir aralık sonrası boyut etkisi gösterebilmektedir. Ancak numunelerin yüzey variogramlarının da böyle bir durum belirgin olarak görülmemiştir.

Teorik model verileri yardımıyla, deneysel variogram analizleriyle açık olarak belirlenemeyen, eşik ve yapısal uzaklık verileri kestirilebilmektedir. Bilindiği üzere eşik noktasına kadar olan yapısal uzaklık, makaslama deney çalışmalarında kullanılacak en küçük numune boyutunun belirlenmesine yardımcı olmaktadır. Bu verilere göre, andezit numuneleri için eşikteki variogramın ortalama değeri 0.5 bulunmuştur. Eşik noktasına kadar olan uzaklık, yani yapısal uzaklık ortalama olarak andezit numuneleri için 5 cm olarak

kestirilmiştir. Bu değerler her numune için değişmekteyse de, genel olarak makaslama deneylerinde kullanılacak numuneler için en uygun numune boyutu olarak kabul edilebilir (Ünal 2000). Eşik noktası ise pürüz yüksekliğinin varyansına eşittir ve yüzeyin anizotropik özelliğinin kestiriminde kullanılabilir. Andezit numune yüzeylerinin anizotropik deneysel variogramlarında (güvenilir aralıkta) eşik noktası bütün yönlerde belirgin olarak kestirilememiştir. Bu durumda örnek varyans değerinin variogram eğrisini kestiği nokta eşik noktası olarak kabul edilmiştir. Ayrıca teorik model yardımıyla da bu değerler yaklaşık olarak kestirilebilmektedir.

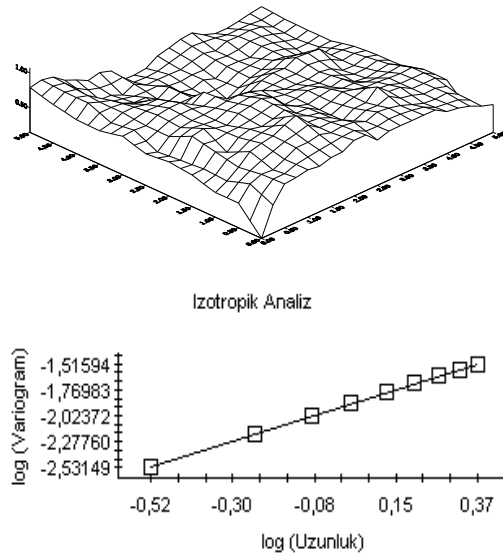
Yüzey pürüzlülük açılarının hesaplanmasında, yüzeylerin ilk variogram değerleri; bir önceki analizlerle aynı koşullarda Gstat yazılımı kullanılarak belirlenmiştir. Çizelge 3'de görüldüğü gibi yüzeyler arasındaki pürüzlülük farkları belirgin olarak görülmesine rağmen JRC değerleri, analitik yaklaşımlardan elde edilen sonuçlarla karşılaştırıldığında, bir basamak alta veya üste kaydığı gözlenmiştir. Bu küçük farkların, analiz hatalarından kaynaklanmış olabileceği düşünülmektedir. Pürüzlülük açılarındaki farklılık ise yaklaşımların problemi çözme mantığındaki farklılıktan kaynaklanmaktadır.

Andezit numunelerinin yüzey pürüzlülük analizlerinde pürüzlülük ile variogram arasındaki ilişki, yeterli ve düzenli veri dağılımı sayesinde açık bir şekilde belirlenebilmiştir. Elde edilen sonuçların tutarlılığı, variogram fonksiyonunun üç boyutlu analizler için uygun bir yöntem olduğunu göstermiştir. Eğim ve eşik gibi parametrelerin yüzeyleri, tek başına tanımlamada yetersiz kaldığı ve her iki parametrenin de göz önünde bulundurularak yapılan analizlerde tutarlı sonuçların elde edildiği görülmüştür (Tercan, 2004 sözlü görüşme). Bu parametrelerin sadece aynı yüzey üzerindeki değişimleri tanımlamada başarılı olduğu belirlenmiştir (Unal & Unver 2004).

3.5 Fraktal yöntem ile yüzey pürüzlülük değerlerinin belirlenmesi

Bu bölümde farklı boyutlardaki andezit numunelerinin yüzey pürüzlülük dereceleri fraktal yöntem kullanılarak incelenmiştir (Çizelge 3).

Numunelerin fraktal boyut değerleri önceden de belirtildiği gibi yüzeylerin logaritmik ölçekteki deneysel variogram değerleriyle çakışan eğrinin eğiminden hesaplanmaktadır.



Şekil 6 Andezit (A12ü) yüzeyinin topoğrafyası ve izotropik fraktal boyut eğrisi

Şekil 6'daki analiz grafiklerinde de görüleceği gibi logaritmik deneysel variogram eğrileri noktalarla, çakışan eğri ise kesintisiz çizgi ile gösterilmiştir. Ayrıca, fraktal boyut analiz eğrilerinde variogram analizinin aksine, grafikteki eğrilerin dikleşmesi pürüzlülüğün azaldığını, eğrilerin düzleşmesi pürüzlülüğün arttığını göstermektedir.

Andezit yüzeyleri üzerinde yapılmış olan fraktal boyut analizlerinden elde edilen veriler, diğer yöntemlerden elde edilen veriler ile karşılaştırıldığında, variogram fonksiyonu ile hesaplanan fraktal boyut değerlerinin, süreksizlik yüzey pürüzlülüğünü tam olarak olmasa da, belli bir dereceye kadar tanımladığını göstermektedir. Fraktal boyut hesaplamalarında variogram fonksiyonunun kullanılması, yüzeyin tamamının aynı anda değerlendirmesi ve anizotropik dağılımları tanımlaması açısından önemlidir ve avantaj oluşturmaktadır. Yüzey pürüzlülüklerinin anizotropik özelliklerinin bilinmesi, süreksizliklerin makaslama yönünün belirlenmesi açısından önemlidir.

Çizelge 3'de görüldüğü gibi andezit numunelerinin JRC değerleri 10-20 arasında yoğunlaşmaktadır. Andezit numunelerinin JRC değerleri arasındaki farkın yüksek çıkmasının nedeni numunelerin yapısal olarak heterojen bir yapı göstermesidir. Değişim katsayıları kullanılarak numune boyutuna bağlı olarak pürüzlülük değerlerinin yayılımı incelenmiş ve küçük boyutlu numunelerin pürüzlülük değerlerinin yayılımının daha fazla olduğu belirlenmiştir. Yani küçük boyutlu andezit numunelerinin pürüzlülük değerleri

arasındaki farkın büyük boyutlu andezit numunelerine göre daha fazla olduğu hesaplanmıştır. Numune alınan blokların örgü ve doku yapısının geçişli olarak değişimler göstermesi dolayısıyla numunelerin boyutları küçüldükçe, tekil bazda, göreceli olarak daha homojen bir yapı sergilemesine rağmen bir bütün olarak düşündüğümüzde daha heterojen bir yapı sergilemelerine neden olmuştur. Boyut büyüdükçe yapının göreceli olarak homojenlikten uzaklaştığı, dolayısıyla bir bütün olarak da daha homojen bir yapı sergiledikleri görülmüştür. Bu sonuç, ölçek etkisinin ne derece önemli olduğunu ve kayacın yapısal heterojenliği ile ölçek etkisi arasında önemli bir ilişkinin bulunduğunu göstermesi açısından önemlidir. Farklı yöntemler ile analiz edilen andezit numune yüzeyleri korelasyon katsayısı kullanılarak karşılaştırılmıştır (Çizelge 4). Fraktal boyut değerleri haricinde diğer yöntemlerin analiz sonuçları kendi

aralarında uyumlu bir davranış sergilemektedir. YPK ve YPA değerleri karşılaştırıldığında 2-B analizlere oranla 3-B analizlerde uyumluluğun arttığı gözlenmiştir. Ayrıca YPK değerleri ile yüzeyin ilk variogram değerleri arasındaki ilişki derecesinin yine ilk variogram değeri kullanılarak hesaplanan pürüzlülük açısı ile YPK arasındaki ilişki derecesinden daha yüksek bir korelasyon değerine sahip olduğu görülmüştür.

2-B profil analizlerinde olduğu gibi 3-B analizlerinde de fraktal boyut değerleriyle yapılan karşılaştırmaların ters yönlü bir ilişki sergilediği görülmüştür. Yani diğer yöntemlerle hesaplanan pürüzlülük değerleri artarken fraktal boyut değerleri azalmıştır. Ayrıca uyumlulukta mevcut değildir. Ancak göreceli olarak kendi içerisinde yüzeydeki değişimleri tutarlı bir şekilde tanımladığı belirlenmiştir.

Çizelge 3 Andezit yüzeylerinin analitik, variogram ve fraktal boyut yöntemleriyle belirlenen pürüzlülük değerleri ve boyut değişimine bağlı değişim katsayıları

Numune kodları	Analitik yöntem					Variogram yöntemi			Fraktal yöntem
	JRC	A_d (cm ²)	A_d (cm ²)	YPK	YPA	JRC	VD	i (°)	D
A1a	16-18	64,2038	60,0625	1,069	20,6913		--		1,382
A1ü	16-18	64,2019	60,0625	1,069	20,6868	16-18	0,00233713	10.9445	1,382
A2a	10-12	62,6559	60,0625	1,04318	16,5425	12-14	0,0014167	8.5619	1,407
A2ü	14-16	63,2240	60,0625	1,05264	18,1957		--		1,445
A3ü	16-18	64,2799	60,0625	1,07022	20,8700	16-18	0,0025124	11.33722	1,457
A3a	16-18	63,9578	60,0625	1,06485	20,0997				1,461
A4a	16-18	63,6794	60,0625	1,06022	19,4037	14-16	0,0020384	10.237	1,304
A4ü	16-18	63,7841	60,0625	1,06196	19,6689				1,310
A5ü	16-18	63,4923	60,0625	1,05710	18,9185	14-16	0,00189791	9.8851	1,325
A5a	16-18	63,4757	60,0625	1,05683	18,8747				1,329
A10a	16-18	26,5403	25,00	1,06161	19,6160	14-16	0,00209676	10.38	1,364
A10ü	16-18	26,4965	25,00	1,0600	19,3485				1,230
A11a	18-20	27,0456	25,00	1,08182	22,4272	16-18	0,00279384	11.938	1,324
A11ü	18-20	26,8691	25,00	1,07476	21,4970				1,349
A12ü	16-18	26,5489	25,00	1,06196	19,6680	16-18	0,00219271	10.609	1,432
A12a	14-16	26,3649	25,00	1,054596	18,5168				1,402
A13ü	16-18	26,6989	25,00	1,067959	20,5497	16-18	0,00230412	10.869	1,308
A13a	16-18	26,6847	25,00	1,067388	20,4682				1,306
A14ü	12-14	26,1788	25,00	1,04715	17,2594	14-16	0,00154485	8.935	1,607
A14a	12-14	26,1426	25,00	1,04570	17,0022				1,599
A15a	18-20	26,8209	25,00	1,072836	21,2340				1,304
A15ü	18-20	26,9955	25,00	1,07982	22,1682	16-18	0,00268907	11.72	1,322
Değişim katsayısı (7,75cm x 7,75 cm)				0,758	6,556			9,442	4,209
Değişim katsayısı (5 cm x 5 cm)				1,056	8,456			9,566	8,090

VD: Deneyisel variogramların ilk değeri

Çizelge 4 Farklı yöntemlerle belirlenen yüzey pürüzlülük değerleri arasındaki ilişkilerin korelasyon değerleri

Yöntemler	YPK - YPA	YPK - i (°)	YPK - VD	YPK - D	D- VD
Korelasyon katsayısı	0,998212	0,989349	0,992883	-0,50718	-0,46745
Yöntemler	YPA - i (°)	YPA - VD	YPA - D	i (°) - VD	i (°) - D
Korelasyon katsayısı	0,99386	0,994068	-0,51569	0,998407	-0,47853

3.6 Variogram ve fraktal yöntem ile yüzey anizotropisinin tanımlanması

Yüzeyin bir yönündeki değişim diğer bir yöndeki değişimden daha fazla ise bu yüzeyler anizotropik yüzeyler olarak adlandırılmaktadır. Süreksizlik yüzeylerinin genelde heterojen bir yapıya sahip olmaları, her yönde benzer bir pürüzlülük dağılımını engellemektedir. Variogram ve fraktal boyut yöntemleri bu tür yüzeylerdeki pürüz yüksekliklerinin yöne bağlı dağılımlarının değerlendirilmesine olanak tanımaktadır. Bu açıdan analitik yöntemlere göre üstün durumdadırlar.

Anizotropi yönleri ve derecesi, variogram ve fraktal boyut analizleri ile çeşitli yönlerde hesaplanarak belirlenmekte ve dört ana yönde hesaplanması çoğu zaman yeterli olmaktadır. Anizotropik davranışın nicel olarak tanımlanması ise variogram fonksiyonunun farklı yönlerdeki en yüksek değerlerinin belirlenmesiyle mümkün olmaktadır.

Anizotropik variogram (Şekil 7) analizlerinde, izotropik analizlerde olduğu gibi koordinat merkezine yakın bölgelerde, düzenli artışlar görülmektedir. Bu durum, yüzeylerdeki pürüzlerin dağılımının homojen bir yapıya sahip olduğunu göstermektedir. Eşik noktası sonrası pürüz dağılımları ise genel olarak homojen olmayan bir yapı sergilemiştir.

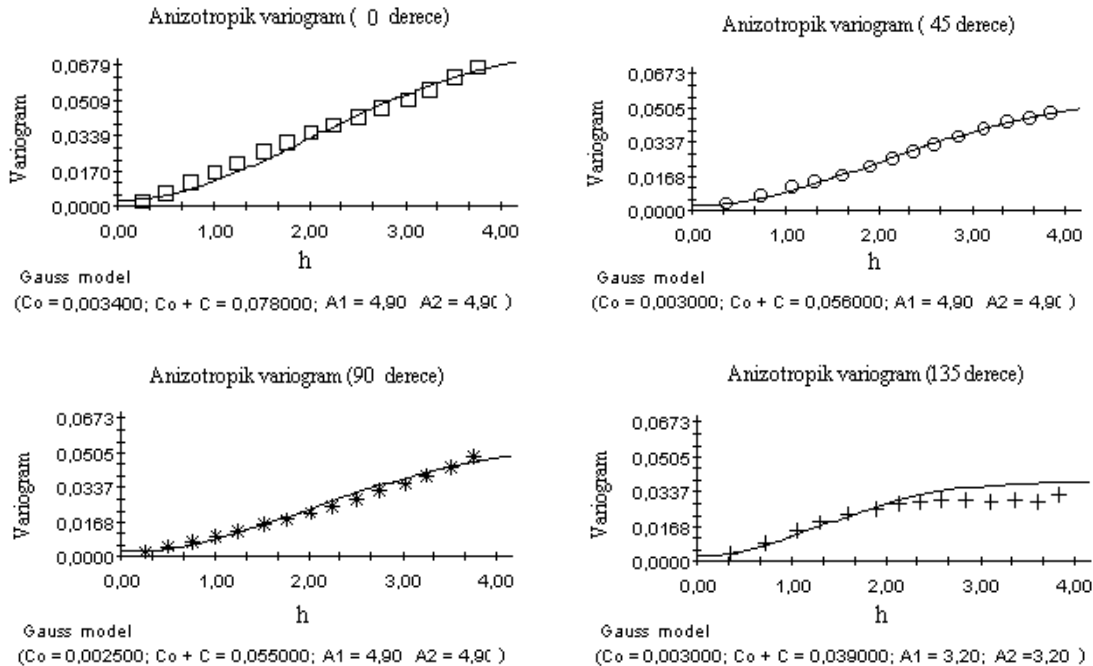
Önceden de ifade edildiği gibi variogramların ilk bölümündeki eğimin yüzeyin pürüzlülük derecesini belirlediği bilinmektedir. Yapısal uzunluğun artışına bağlı olarak artmakta ve yöne bağlı olarak değişmektedir. Yani pürüzlülük arttıkça eğim dikleşmekte, azaldıkça azalmaktadır. Örneğin Şekil 7'de görüldüğü gibi yüzey, 45° ve 135° yönlerinde 0° ve 90° yönlerine oranla daha pürüzlüdür.

Ayrıca yüzey pürüzlülüğünün yöne göre değişimi, yüzeyin pürüzlülük açısındaki değişimin hesaplanmasıyla da belirlenebilmektedir. Bu konuya yönelik örnek bir çalışma yapılmış ve sonuçları Çizelge 5'de sunulmuştur. Yüzeylerin, yöne göre değişen pürüzlülük açısının belirlenmesi, süreksizliklerin yöne göre değişen makaslama davranışının tanımlanabilmesi açısından kolaylık sağlayacağı düşünülmektedir.

Çizelge 5 Andezit (A3ü) numune yüzey anizotropisinin pürüzlülük açısı ile gösterilmesi

Yöntem	Yön			
	0°	45°	90°	135°
i (°)	12.11	14.071	10.496	14.732

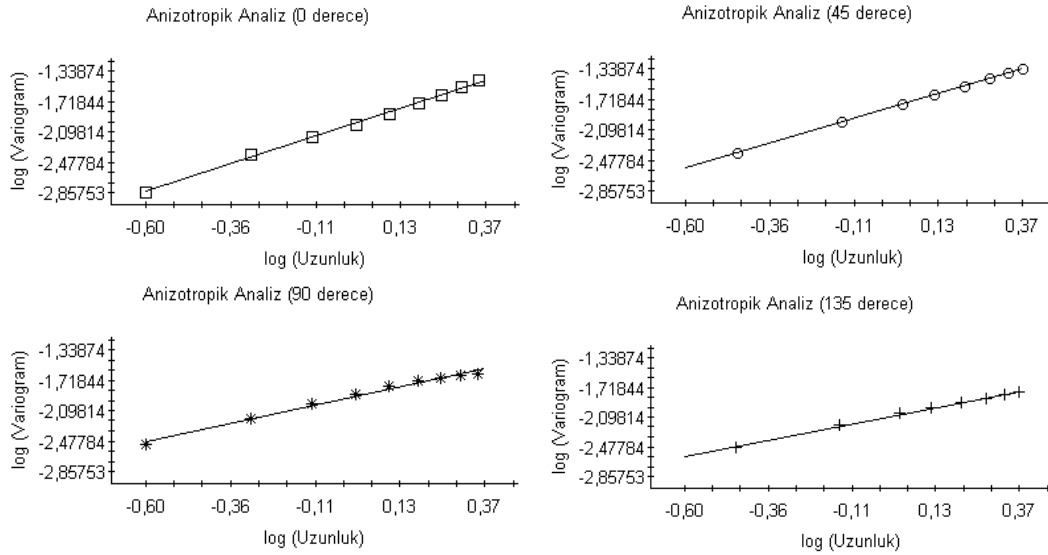
Çizelge 5'de, yönlerle bağlı olarak yüzey pürüzlülüğündeki değişimler, Şekil 7'deki eğriler ile karşılaştırıldığında değişim oranları arasında bir paralellik görülmektedir.



Şekil 7 Andezit (A3ü) numune yüzeyinin anizotropik variogram eğrileri

Numunelerin fraktal boyut değerleri önceden de belirtildiği gibi yüzeylerin logaritmik ölçekteki deneysel variogram değerleriyle çakışan eğrinin eğiminden hesaplanmaktadır (Çizelge 6). Şekil 8'deki analiz grafiklerinde de görüleceği gibi

logaritmik deneysel variogram eğrileri noktalarla, çakışan eğri ise kesintisiz çizgi ile gösterilmiştir. Önceden de belirtildiği gibi grafikteki eğrilerin dikleşmesi pürüzlülüğün azaldığını, eğrilerin düzleşmesi pürüzlülüğün arttığını göstermektedir.



Şekil 8 Andezit (A12ü) yüzeyinin anizotropik fraktal boyut eğrileri

Çizelge 6 Andezit (A12ü) numune yüzey anizotropisinin fraktal boyut değeri ile tanımlanması

Yöntem	Yön			
	0°	45°	90°	135°
D	1.288	1.368	1.534	1.576

Şekil 8 ve Çizelge 6'da görüldüğü gibi yüzeylerin pürüzlülük dereceleri yöne bağlı olarak önemli bir değişiklik göstermektedir. Yüzeyler 0° yönünde en düşük 135° yönünde en yüksek pürüzlülük derecesine sahiptir.

Çizelge 7'deki karşılaştırmada görüldüğü gibi fraktal ve variogram yöntemlerinin yüzeydeki değişimleri tanımlamada genel olarak benzer yönde davranış sergiledikleri görülmüştür. Bu sonuç, variogram ve fraktal yöntemlerin yüzeylerdeki yöne bağlı pürüzlülük değişimlerini sağlıklı bir şekilde tanımladıklarını göstermektedir.

Çizelge 7 Andezit (A3ü) numune yüzey anizotropisinin pürüzlülük açısı ve fraktal boyut değerleri ile tanımlanması

Yöntem	Yön			
	0°	45°	90°	135°
i (°)	12.11	14.071	10.496	14.732
D	1.426	1.462	1.43	1.598

4 SONUÇLAR

Süreksizlik yüzey pürüzlülüğü sayısal fotogrametri, kullanılarak ölçülmüştür. Elde edilen sayısal veriler analitik, variogram fonksiyonu ve fraktal boyut yöntemleri ile değerlendirilmiş ve aralarındaki ilişkiler değişim ve korelasyon katsayısı gibi istatistiksel yöntemler kullanılarak tanımlanmıştır. Bu çalışmada elde edilen sonuçlar üç ana başlık altında sıralanmıştır.

- Analitik yaklaşımın yüzey pürüzlülüklerinin basit ve pratik olarak tanımlanması açısından diğer yaklaşımlara göre daha üstün olduğu belirlenmiştir. Analitik yöntemlerin yetersizliği, yöne bağlı pürüzlülük değişimlerini belirleyememesidir. Variogram ve fraktal boyut yöntemlerinin üstünlüğü ise yükseltilerdeki ve yöne bağlı değişimleri hassas olarak hesaplamasıdır. Dolayısıyla bu üç yöntemin de kendilerine has üstünlüklerinin olduğu görülmüştür.
- Andezit ve mermer numuneleri yüzey pürüzlülükleri variogram kullanılarak başarıyla modellenmiştir. Variogram yönteminin yüzey pürüzlülük geometrilerinin tanımlanmasında özellikle, variogram fonksiyonunun yüzeydeki çok küçük değişimleri algılayabilmesi açısından

kullanılabilecek en uygun yöntemlerden biri olduğu kanaatine varılmıştır.

- Variogram fonksiyonu kullanılarak hesaplanan fraktal boyut değerlerinin, variogram fonksiyonunun, 2-B analizlerdeki başarısızlığına rağmen 3-B yüzeylerin farklı yönlerdeki pürüzlülük değişimlerini, diğer fraktal yöntemlere oranla, daha hassas ve pratik olarak tanımladığı düşünülmektedir.

KAYNAKLAR

- Aydan Ö., Shimizu Y. & Kawamoto T. 1996. The anisotropy of surface morphology characteristics of rock discontinuities, *Rock Mech. and Rock Eng.*, 29(1), 47-59.
- Barton N. 1973. Review of a new shear-strength criterion for rock joints, *Engineering Geology*, 7, 287-332.
- Barton N. & Choubey V. 1977. The shear strength of rock joints in theory and practise, *Rock Mechanics*, 10, 1-54.
- Belem T., Homand F. & Souley M., 1997, Fractal analysis of shear joint roughness, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 13, 255-279.
- Berry M.V. & Lewis, Z.V., 1980. On the weierstrass-mandelbrot fractal function, *Proc. R. Soc. Land. A* 370, 459-484.
- Brown S.R., 1990. Surface roughness and physical properties of fractures, *Rock Mech. Contribution and Challenges, Proc.31st. US. Symp. on Rock Mechanics*, Golden, Colorado, Balkema, Rotterdam, 269-275.
- Carr R.J., 1989. Fractal characterization of joint surface roughness in welded tuff at yucca mountain in Nevada, *Rock Mech. as a Guide for Efficient Utilization of Natural Resources, Proc. 30th US Symp. on Rock Mech.*, Morgantown, West Virginia. Balkema, Rotterdam, 193-200.
- Carr J.R. & Warriner J.B. 1987. Rock mass characterization using fractal dimesion, *Rock Mech., Proc. 28th US Symp. on Rock Mech.* Tuscan, Arizona, Balkema, Rotterdam, 73-80.
- Carr J.R. 1997. Statistical self-affinity, fractal dimension and geological interpretation, *Engineering Geology*, 48.: 269-282.
- Clark I & Harper W.V. 1992. *Practical Geostatistics*, Ecosse North America, 169p.
- Develi K. & Babadagli T., 1998. Quantification of natural fracture surfaces using fractal geometry, *Mathematical Geology*, 30 (8), 971-999.
- Ferrero A. M. & Giani G.P., 1990. Geostatistical description of the joint surface roughness, Hustralid ve Jhonson (eds), *Rock Mech. Contribution and Challenges, Proc.31st. US. Symp. on Rock Mechanics*, Colorado, Balkema, 463-470.
- Houlding S.W., 1999. *Practical Geostatistics Modelling and Spatial Analysis*, Springer Verlag, 159p.
- ISRM 1978. Commission for Standardization of laboratory and field test, Suggested methods for the quantitative describtion of discontinuities in rock masses, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 15(6), 319-368.
- Lee Y.H., Carr J.R., Barr D.J. & Haas C.J., 1990. The fractal dimension as a measure of the roughness of rock discontinuity profiles, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 27(6), 453-464.
- Liu H. & Sterling R.L. 1990. Statistical description of the surface roughness of rock joints, Hustralid ve Johnson (eds) *Rock Mech. Contribution and Challanges, Proc.31st. US. Symp. on Rock Mechanics*, Colorado, Balkema, 277-284.
- Maerz N.H., Franklin J.A. & Bennett C.P., 1990. Joint roughness measurements using shadow profilometry, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 27(5), 329-343.
- Miller S.M., McWilliams P.C. & Kerkering, J.C. 1989. Evaluation of stereo digitizing for mesuring rock fracture, *Rock Mech. as a Guide for Efficient Utilization of Natural Resources, Proc.30th US Symp. on Rock Mech.*, West Virginia. Balkema, Rotterdam, 201-208.
- Miller, S.M., McWilliams P.C. & Kerkering J.C., 1990. Ambiguities in estimating fractal dimensions of rock fracture surfaces, *Rock Mech. Contribution and Challenges, Proc.31st. US. Symp. on Rock Mechanics*, Hustralid & Johnson (eds) Golden, Colorado, Balkema, Rotterdam, 471-478.
- Milne D. 1990. Standart joint descriptions for improved rock classification, *Rock Mech. Contribution and Challenges, Proc.31st.US. Symp. on Rock Mechanics*, Golden, Colorado, Balkema, Rotterdam, 35-41.
- Muralha J. 1995. Fractal dimension of joint roughness surfaces, *Proc. Symp. Fractured and Jointed Rock Masses*, Balkema, Rotterdam, 205-212.
- Reeves M.J., 1985. Rock surface roughness and frictional strength, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 22, 429-442.
- Roko R.O., Daemen J.J.K. & Myers D.E. 1997. Variogram characterization of joint surface morphology and asperity deformation during shearing, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 34 (1), 71-78.
- Tercan A.E. 1997. *Temel jeoistatistik*, Ders notu, Hacettepe Üniversitesi, Beytepe, Ankara, 123 s.
- Tse R. & Cruden D.M. 1979. Estimating joint roughness coefficient, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 16, 303-307.
- Turk N., Gerig M.J., Dearman W.R. & Amin F.F. 1987. Characterization of rock joint surfaces by fractal dimension, *Rock Mech., Proc. 28th US Symp. on Rock Mech.* Tuscan, Arizona, Balkema, Rotterdam, 1223-1236.
- Unal M. 2000. *Modelling of discontinuity surface roughness and investigation of its effects on shear strength*, PhD thesis, Hacettepe University, Ankara, 219p.
- Unal M., Unver B. & Tercan A.E. 2000. Modelling of Discontinuity Surface Roughness by Digital Photogrammetry and Geostatistical Methods, *Proc.of 9th Int. Symp. on Mine Planning and Equipment Selection*, Athens, Greece, 391-396.
- Unal M & Unver B. 2004. Characterization of rock joint surface degradation under shear loads, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 41(3) 380-381
- Weisbach C. 1978. A new method for the determination of the roughness of rock joints in laboratory, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 16, 303-307.
- Wen R. & Larsen R.S. 1997. Uncertainty in fractal dimension estimated from power spectra and variograms, *Mathematical Geology*, 29, 6, 727-755.
- Wu T.H. & Ali E.M. 1978. Statistical representation of joint roughness, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 15, 259-262.
- Yoshinaka R., Yoshida J., Shimizu T., Arai H. & Arisaka S. 1990. The influence of roughness and degree of interlocking on strength characteristics, *Proc.22th Symp. on Rock Mechanics*, JSCE, 206-210.

Süreksizlik pürüzlülüğü ve anizotropinin makaslama dayanımına etkisi

Effect of discontinuity roughness and anisotropy on shear strength

A.K. Denli

Y. Lisans öğrencisi ODTÜ Maden Mühendisliği Bölümü Ankara

C. Karpuz

Prof.Dr. ODTÜ Maden Mühendisliği Bölümü 06531 Ankara

H.Ş.B. Düzgün

Y.Doç.Dr. ODTÜ Jeodezi ve Coğrafi Bilgi Teknolojileri EABD 06531 Ankara

ÖZET: Kaya süreksizliklerinin makaslama dayanımını belirleyen en önemli yüzey parametrelerinden ikisi yüzey pürüzlülüğü ve kayma yönüdür. Bu çalışmada yüzey pürüzlülüğünün ve kayma yönünün makaslama dayanımına etkisini araştırmak için model malzemeden oluşturulan örnekler üzerinde yapılan deneysel çalışmalar ve sonuçları sunulmuştur. Deneysel çalışma için basma dayanımı 44 MPa olan çimento bazlı model malzemesi kullanılarak iki değişik pürüzlülük yüzeyi elde edilmiştir. Birinci tip süreksizlik profili, yüksekliği 2 mm, tabanı 30 mm olan üçgen pürüzlerden oluşurken, ikinci tip süreksizlik profili yüksekliği 1 mm, tabanı 15 mm olan üçgen pürüzlerden oluşturulmuştur. Yapay süreksizlik örnekleri kullanılarak değişik kayma yönlerinde doğrudan makaslama deneyleri yapılmıştır. Birinci tip süreksizlik yüzeylerinde makaslama dayanımının kayma yönü değiştikçe önemli farklılık gösterdiği bulunmuş ve en yüksek makaslama dayanımı değeri, beklendiği gibi, pürüzlülüklere dik olan kayma yönünde elde edilmiştir. İkinci tip süreksizlik yüzeylerinde ise makaslama dayanımının kayma yönü ile birinci tipe göre daha az değişim gösterdiği belirlenmiştir. Kabarma açıları da hesaplanmış ve farklı yönlerde ve pürüzlülüklere göre değişimi tartışılmıştır. Çalışmada ayrıca normal gerilmenin incelen süreksizlik yüzeyleri ve kayma yönü ile bağlantısı araştırılmıştır.

ABSTRACT: Surface roughness and shearing direction are two important surface parameters governing shear strength of rock discontinuities. In this research, an experimental study was performed on samples, prepared using a model material, to investigate the effect of roughness and anisotropy on shear strength and the results are presented. Two types of discontinuity profiles were prepared using a cement-based model material which has a compressive strength of 44 MPa. The first type discontinuity profile consists of triangular asperities with a height of 2 mm and a base length of 30 mm, while the second type consists of triangular asperities with a height of 1 mm and a base length of 15 mm. By using the artificial discontinuity samples, direct shear tests were conducted in different shearing directions. It is observed that, shear strength changes considerably with shearing direction on the first type discontinuity surfaces and as expected, it is the highest in the perpendicular direction to asperities. On the other hand, variation of shear strength with shearing direction is not pronounced on the second type of discontinuity surfaces. Dilation angles are also calculated and their variation with roughness and shearing direction is discussed. In addition, relation between normal stress and discontinuity surface and shearing direction are studied.

1 GİRİŞ

Kaya kütlelerinin duraylılığı değerlendirilirken, kaya kütleindeki kritik süreksizliklerin makaslama dayanımının tayini önem taşımaktadır. Ancak makaslama dayanım tayini yapılırken genellikle kayma yönü göz önünde bulundurulmamaktadır. Huang (1990) ve Kulatilake (1995) süreksizlik boyunca kaymanın farklı yönlerde olabileceğini ve yöne bağlı olarak da farklı kayma direnci göstereceğini belirtmiştir. Kayma yönüne bağlı bu farklılık (anizotropi), aynı süreksizlik düzlemindeki yüzey pürüzlülüğü özelliklerinin ve dolayısıyla

makaslama dayanımına etkisinin de kayma yönüne göre değişiklik göstermesinden kaynaklanmaktadır.

Literatürde yüzey pürüzlülüğünün makaslama dayanımı ve davranışında önemli rol oynadığı belirtilmiş ve birçok yenilme kriterinde değişik parametrelerle ifade edilmiştir (Patton 1966; Ladanyi & Archambault 1970; Barton & Choubey 1977; Saeb 1990). Ancak bu kriterlerde makaslama dayanımının süreksizlik düzlemi üzerinde her yönde aynı olduğu (izotropi) varsayılmıştır.

Bu çalışmada yüzey pürüzlülüğünün ve anizotropinin makaslama dayanımı üzerindeki etkisi yapay süreksizlik örnekleri kullanılarak doğrudan

makaslama deneyleriyle incelenmiştir. Deneyler farklı kayma yönleri ve normal gerilme seviyelerinde yapıldığı için, aynı yüzey profiline sahip birçok süreksizlik örneği gerekmektedir. Benzer süreksizlik örneklerinin kullanılması pratik olarak mümkün olmadığı için yapay süreksizlik örnekleri kullanılmış ve model malzemesini yüzey profiline sahip kalıplara dökme yoluyla elde edilmiştir. Böylelikle süreksizlik pürüzlülüğünü temsil eden yüzey profili her örnek için tekrarlanmıştır. Yüzey profili, doğal kaya süreksizliklerindeki pürüzlerin ideal şekli kabul edebileceğimiz üçgen (testere-dişli) pürüzlerden oluşturulmuştur. Karmaşık yapıya sahip doğal süreksizlik yüzeyine göre daha basit yüzey profilinin kullanılması, hem numunelerin daha kolay hazırlanışı hem de daha sonra gözlemlenen kayma davranışı ve yüzey profili arasındaki ilişkinin daha iyi anlaşılması bakımından uygun görülmüştür. Bu tip bir yüzey profili doğal süreksizlik yüzeylerinde görülen karakteristik pürüzlülük anizotropisini yansıtmaktadır. Örneğin Aydan vd. (1996) kaya süreksizliklerini oluşturan doğal etkenleri dikkate alarak, süreksizlik yüzey morfolojisinin pürüzlere dik ve paralel ölçülmesi ile tanımlanabileceğini ve diğer yönlerdeki yüzey parametrelerinin ölçülen bu iki yöndeki değerlerden kestirilebileceğini belirtmiştir.

2 DENEYSEL ÇALIŞMA

2.1 Model malzeme

Çimento bazlı dolgu şerbeti (grout); yüksek basma dayanımı, homojen kuru karışım ve akışkan özellikleri nedeniyle tercih edilmiştir. Ağırılıkça

su/kuru-karışım oranları bütün örnekler için 0.14 alınmıştır. Tek eksenli basma deneyleri için örnekler, hazırlanan karışımı 54 mm çap ve 130 mm yükseklikteki silindirik metal tüplere dökerek elde edilmiş, daha sonra da 15, 21 ve 28 günlük dayanımlar ölçülmüştür. 28 gün sonunda ortalama 44 MPa'lık basma dayanımı ölçülmüş ve süreksizlik örneklerinin hazırlanmasında bu süre esas alınmıştır.

2.2 Yapay süreksizlik örneklerinin hazırlanışı

Önceden belirlenen yüzey profili (pürüz yüksekliği, sayısı gibi) alüminyum plaka üzerinde işlenmiş, elde edilen profil iki bileşenli reçine ile kopyalanarak birbiriyle tam olarak uyuşan alt ve üst yarım kalıpları hazırlanmıştır. Bu kalıplar daha sonra iç çapı 10 cm olan metal silindirlerin tabanına yerleştirilmiş ve model malzeme üzerlerine dökülerek yüzey profili çıkartılmıştır (Şek. 1). Daha esnek olan reçine'nin ara kalıp olarak kullanılması ve yüzey özelliğini değiştirmeyen (kuruduğu zaman kolaylıkla temizlenen) çok ince tabaka ayırıcı uygulanması çimento bazlı model malzemesinin kalıba yapışmasını önlemiştir.

Yukarıda belirtilen yöntemle, düzenli olarak yerleştirilmiş üçgen pürüzlerden oluşan iki değişik tip yüzey profilinde örnekler hazırlanmıştır. Birinci tip, eğim açısı (θ) 7.6° , yüksekliği 2 mm ve tabanı 30 mm olan üçgen pürüzlerden, ikinci tip ise eğim açısı 7.6° , yüksekliği 1 mm ve tabanı 15 mm olan üçgen pürüzlerden oluşmaktadır. İkinci tip süreksizlik örneklerinde, aynı süreksizlik yüzeyi için pürüz sayısı birincinin iki katıdır (Şek. 2). Ayrıca yüzey sürtünme açısını, ϕ_b bulmak için düz, pürüzsüz yüzeyler de hazırlanmıştır.



Şekil 1 (a) Süreksizlik örneklerinin döküm işleminin şematik gösterimi (b) Metal silindirlerin, hazırlanmış örneklerin kalıplı (grout) ve reçine (epoxy) kalıplarının fotoğrafı (üstten alta doğru)

2.3 Süreksizlik örneklerinin makaslama deneyi için hazırlanması ve makaslama aygıtı

Süreksizlik örneklerinin makaslama kutusuna yerleştirilebilmesi için çimento harcı kullanılmıştır. Süreksizlik düzleminin yatay olarak ve daha önceden belirlenen kayma yönüne göre konumlandırılması, ayarlanabilir numune tutucu ile bu aşamada sağlanmıştır. Konumlandırılan örnek, tutucu ile birlikte makaslama-kutusu alt kalıbında merkezlenmiş ve süreksizlik düzleminin 5 mm boşluk kalacak şekilde çimento harcından kalıp dökülmüştür. Harç dayanımını aldıktan sonra, alt kalıp, benzer şekilde harç dökülmüş üst kalıpla çakışacak biçimde ters çevrilmiştir.

Makaslama deneyleri için Wykeham Farrance firması tarafından imal edilen büyük ölçekli (30×30 cm) makaslama-kutusu aygıtı kullanılmıştır. Yatay ve düşey yöndeki yerdeğişimleri ölçmek için 0.01 mm duyarlıklı ölçerler kullanılmıştır.

2.4 Deney yöntemi

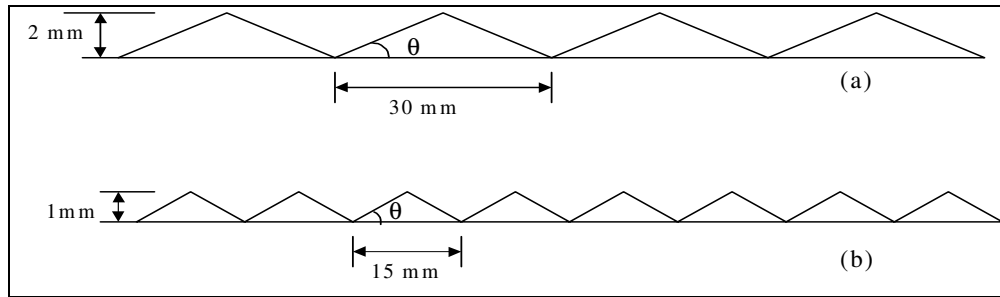
Doğrudan makaslama deneyleri 5-34 kN aralığında değişen sabit normal yük seviyelerinde yapılmıştır. Kayma hızı 0.1 mm/dak ile 0.3 mm/dak (genellikle tepe makaslama dayanımından sonra artırıldı), toplam makaslama yerdeğişimi ise 7.5 ile 10 mm arasındadır.

Normal ve makaslama gerilme değerleri sırasıyla normal ve makaslama yüklerinin, yerdeğişim miktarları ile değişen süreksizlik yüzey alanına bölünmesiyle elde edilmiştir. Yerdeğişim miktarına bağlı yüzey alanının değişim miktarı önemli bulunmuş, bu yüzden tüm sonuçlarda düzeltilmiş alanlar dikkate alınmıştır. Başlangıç durumuna karşılık gelen normal gerilme seviyeleri (σ_n) sırasıyla 0.64, 1.27, 2.04, 2.93 ve 4.33 MPa ve normal gerilmenin tek eksenli basma dayanımına oranı (σ_n / σ_c) 0.015 ve 0.1 arasındadır.

Toplam 35 süreksizlik örneği hazırlanmış ve test edilmiştir. Her tip süreksizlik için kullanılan örnek sayısı ve özellikleri Çizelge 1’de verilmiştir.

Birinci ve ikinci tip örnekler belirlenen kayma yönlerine göre alt gruplara ayrılmıştır. Kayma yönü “ α ” simgesiyle ifade edilmiş, pürüzlere dik olan yön 90° (y eksen) diğer yönler ise saat yönünde 30° aralıklarla belirlenmiştir. 0° (x eksen) yüzeylere paralel kayma yönüne denk gelmektedir (Şek. 3). Her bir grupta 5 süreksizlik örneği olmak üzere $\alpha = 90^\circ$, 60° ve 30° için üç grup oluşturulmuş, $\alpha = 0^\circ$ için ise pürüzlülüğün etkisinin olmadığı varsayımıyla yalnızca bir örnek test edilmiştir.

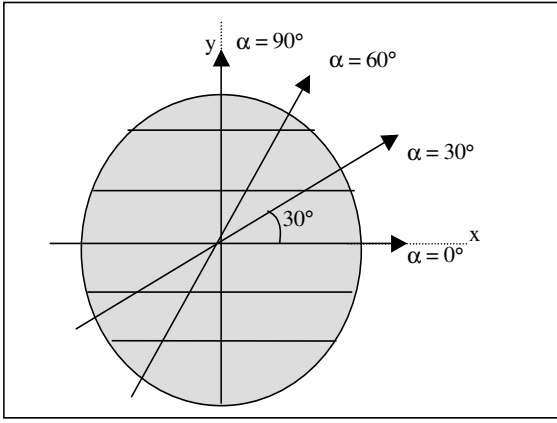
Belirli bir süreksizlik tipi ve kayma yönü için, beş örnekten her biri farklı normal gerilme seviyelerinde test edilmiştir. Örneklerin farklı yönler için dağılımı Çizelge 2’de gösterilmektedir.



Şekil 2 Birinci tip (a) ikinci tip (b) yüzey profilinin şematik görünümü, θ : pürüz eğim açısı (yatım yönünde)

Çizelge 1 Süreksizlik örneklerinin özellikleri

Süreksizlik tipi	Süreksizlik profili	Örnek çapı, D (cm)	Model malzeme	Yaşlanma süresi (gün)	Örnek sayısı
Düz, pürüzsüz	Pürüzsüz	10	Çimento-bazlı grout	28	4
Birinci tip	Üçgen pürüzlü	10	Çimento-bazlı grout	28	16
İkinci tip	Üçgen pürüzlü	10	Çimento-bazlı grout	28	15



Şekil 3 Alt süreksizlik yüzeyi üzerinde kayma yönünün, α tanımlanması

Çizelge 2 Süreksizlik örneklerinin dağılımı

Süreksizlik Tipi	Kayma yönü, α	Örnek sayısı
Birinci tip	90 °	5
	60 °	5
	30 °	5
	0 °	1
İkinci tip	90 °	5
	60 °	5
	30 °	5

2.5 Makaslama deney sonuçları

Süreksizliklerin makaslama deneylerinden genel olarak iki değişik eğri elde edilmiştir. Bunlar:

- Makaslama gerilme-makaslama yerdeğişim eğrisi (τ -u)
- Normal yerdeğişim-makaslama yerdeğişim eğrisi (v-u)

Normal yerdeğişim eğrilerinde kabarma artı kabul edilmiştir.

Tüm örnekler için elde edilen makaslama davranışlarının (Denli 2004) burada verilmesi pratik olmadığı için, elde edilen tipik τ -u ve v-u eğrileri Şekil 4'de verilmiştir. Pürüzlü süreksizliklerin doğrudan makaslama deney sonuçlarında, genel olarak üç değişik tip eğri gözlemlenmiş ve bu yüzden üç kategoriye ayrılmıştır.

Her bir kategorideki eğri ise, makaslama yerdeğişimi boyunca süreksizliğin göstermiş olduğu makaslama davranışına göre, Sun vd. (1985)'ne benzer biçimde üç kısma ayrılmıştır. Kısım I'de, makaslama gerilmesi neredeyse sabit bir eğimle artarken, normal yerdeğişim eğrisinden süreksizliğin sıkışma davranışı gösterdiği anlaşılmaktadır. Bu davranışın boyutu bazı örneklerde göreceli olarak daha fazladır ki bu da örneklerin iki karşıt süreksizlik yüzeyindeki pürüzlerin, başlangıçta tam

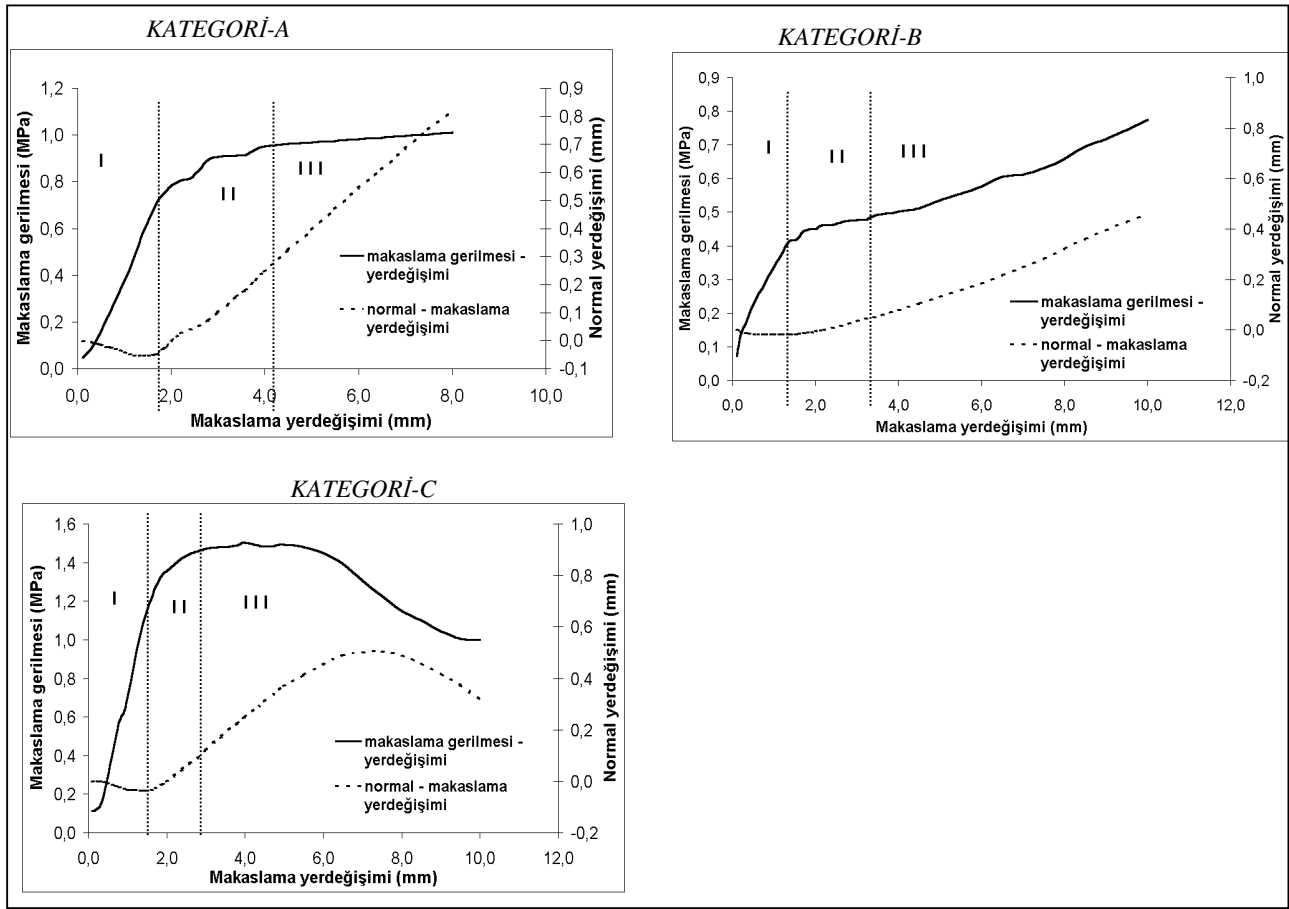
olarak birbirine kenetlenmediğini göstermektedir. Kısım II'de makaslama gerilmesindeki artışın eğimi, iki karşıt süreksizlik yüzeyindeki pürüzlerin birbiri üzerinde kaymasıyla beraber azalma göstermektedir. Kategori-A ve C'dekine benzer davranış gösteren süreksizliklerde tepe makaslama dayanımına bu kısmın sonunda ulaşılmaktadır. Kısım III'de ki farklı davranışlar önemli ölçüde kategorileştirmenin temelini oluşturmuştur. Makaslama gerilmesi bu kısımda Kategori-A'da fazla bir değişiklik göstermezken, B'de artmaya devam etmekte, C'de ise belirgin bir azalma göstermektedir. Daha çok birinci tip süreksizliklerin $\alpha=90^\circ$ yönünde kaydırılanlar Kategori-A'ya benzer davranırken, ikinci tip süreksizliklerin $\alpha=90^\circ$ yönünde kaydırılanlar makaslama dayanımında düşme göstermekte yani Kategori-C'ye benzer davranmaktadır. İki değişik tip süreksizlikteki bu farklı davranışa, Şekil 5'de şematik diyagramla ifade edilen pürüzlerin yerdeğişimiyle birlikte birbirlerine göre konumlarındaki fark neden olmuş olabilir. Birinci tipde makaslama yerdeğişim miktarı, pürüzün sadece eğimli yüzeyinde kaymasına yetecek kadardır. İkinci tip için aynı miktar kayma, yüzeyin üst yarısındaki pürüzün alt yarısındaki pürüzün tepe noktasını aşmasına ve eğim aşağı hareket etmeye başlamasına yeterli olmuş, ayrıca pürüzlerin tepe kısımlarda yenilmelere neden olmuştur.

Kategori-B davranışı ise, her iki tip süreksizlik için daha çok $\alpha=30^\circ$ kayma yönünde gözlenmiştir. Kategori-B için makaslama gerilmesinde düşme gözlenemediğinden, son yerdeğişim miktarındaki gerilme değeri tepe makaslama dayanımı olarak kabul edilmiştir.

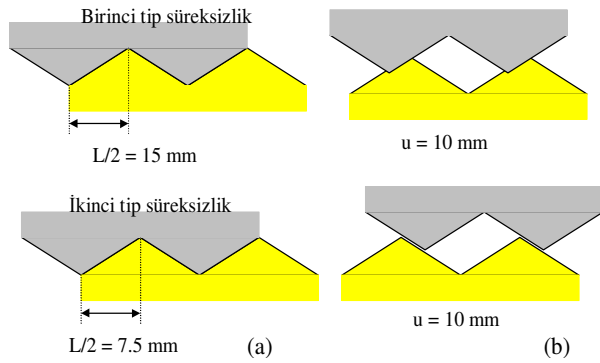
3 DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Pürüzlü yüzeyleri temsil eden birinci ve ikinci tip süreksizliklerin deney sonuçları, tepe makaslama dayanımları, sürtünme açıları, kabarma açıları ve makaslama tokluk değerlerinin hesaplanmasında kullanılmıştır. Bu parametrelerin normal gerilme ve kayma yönüne bağlı değişimleri de incelenmiştir.

Düz, pürüzsüz süreksizliklerin deney sonuçları, model malzemenin yüzey sürtünme açısını bulmak için kullanılmıştır. Yüzey sürtünme açısının (ϕ_b), sadece kullanılan malzemenin özelliklerine bağlı olması ve yöne bağlı değişim göstermemesi dolayısıyla, pürüzlü süreksizliklerin deney sonuçlarının karşılaştırmasında kullanılmıştır. Hesaplanan yüzey sürtünme açıları Çizelge 3'de verilmektedir.



Şekil 4 Tipik makaslama gerilmesi-yerdeğişim (τ -u) ve normal-makaslama yerdeğişim (v-u) eğrileri



Şekil 5 Pürüzlerin, $\alpha=90^\circ$ 'deki yerdeğişimiyle (a) başlangıç; u = 0 ve (b) son; u = 10 konumlarının şematiği (L: pürüz taban uzunluğu; u: makaslama yerdeğişimi)

Çizelge 3 Düz süreksizliklerden elde edilen yüzey sürtünme açıları

Örnek adı	Yüzey sürtünme açısı ϕ_b (derece)	Ortalama ϕ_b (derece)	Standart sapma
Düz-1	35.4	36.5	± 1.05
Düz -2	35.9		
Düz -3	36.8		
Düz -4	37.8		

3.1 Tepe makaslama dayanımı

Farklı kayma yönleri ve normal gerilmeler için bulunan tepe makaslama dayanım değerleri, Çizelge 4'de verilmektedir. Deney verilerine en iyi uyan makaslama dayanım zarfları doğrusaldır ve farklı kayma yönleri için, Şekil 6'da birinci, Şekil 7'de ikinci tip süreksizlikler için grafiksel olarak gösterilmiştir. Karşılaştırma için düz yüzeylerdeki deneylerden elde edilen doğru da çizilmiştir.

Denklemleri kullanılarak sürtünme açıları (ϕ) ve Patton (1966) tarafından (2)'deki bağıntı ile ifade edilen pürüzlülük gelme açıları (i)'de hesaplanmıştır (Çiz. 5). Yüzey sürtünme açısı ϕ_b , düz yüzeylerden elde edilen ortalama değer, 36.5° alınmıştır.

$$\phi = \tan^{-1}\mu \quad (1)$$

μ : doğrusal makaslama dayanım zarfının eğimi

$$\phi = \phi_b + i \quad (2)$$

ϕ_b : yüzey sürtünme açısı
i : pürüzlülük gelme açısı

Ayrıca, tepe makaslama dayanım doğruları Coulomb parametreleri, c ve ϕ_a ile Denklem 3'ü sağlayacak şekilde ifade edilmiştir (Çiz. 6).

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi_a \quad (3)$$

τ : tepe makaslama dayanım

c : kohezyon değeri

ϕ_a : görünür sürtünme açısı (Brown 1981)

Deneylerde kullanılan σ_n/σ_c aralığı için, tepe makaslama dayanımının normal gerilmeyle doğrusal olarak değiştiği anlaşılmaktadır. Birinci tip süreksizlik yüzeylerinde makaslama dayanımının kayma yönü değiştiği önemli farklılık gösterdiği bulunmuş ve en yüksek makaslama dayanımı değeri pürüzlülükler dik olan kayma yönünde ($\alpha=90^\circ$), en düşük değer ise $\alpha=30^\circ$ kayma yönünde elde edilmiştir. Birinci tip süreksizlikler için sürtünme açısındaki artış, düz süreksizlikler için elde edilen değerlerin %27'si kadardır. Diğer yandan $\alpha=90^\circ$ ve $\alpha=60^\circ$ için sürtünme açısındaki fark, $\alpha=30^\circ$ deki değerlerin sırasıyla %17'si ve %10'u kadardır. İkinci tip süreksizlik yüzeylerinde ise makaslama dayanımının kayma yönü ile fazla değişim göstermediği belirlenmiştir. $\alpha=90^\circ$ ve $\alpha=60^\circ$ için sürtünme açısındaki fark, $\alpha=30^\circ$ deki değerlerin sırasıyla %7'si ve %5'i kadardır.

Daha önce Şekil 5'de gösterildiği gibi, özellikle $\alpha=90^\circ$ yönünde pürüzlerin uç kısımlarının aşınması, anizotropi derecesini azaltmış olabilir.

Pürüzlere dik kayma yönünde elde edilen sürtünme açılarından, Denklem 2 kullanılarak hesaplanan pürüzlülük gelme açılarının (i), orijinal pürüz eğim açısından ($\theta = 7.6^\circ$) daha yüksek olduğu fark edilebilir. Bunun anlamı ölçülen sürtünme açılarından, Denklem 2 kullanılarak tahmin edilen açılardan daha fazla olduğudur. Diğer yandan $\alpha=0^\circ$

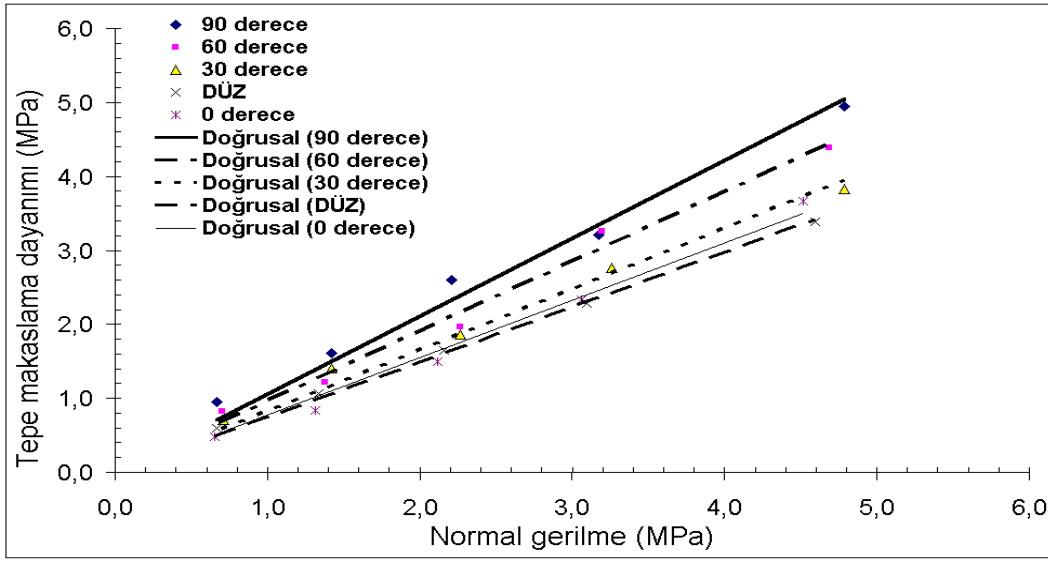
de ölçülen i değeri, pürüzlere paralel olduğu için sıfır olması gerekirken 1.3 ölçülmüştür ve bu da deneysel hatadan kaynaklanan bir fark olabileceğini göstermektedir.

Süreksizlik yüzeylerinin makaslama deneyi sonrası durumunu gösteren fotoğraflardan örnekler Şekil 8'de verilmektedir. Deneyde karşılaşılan bir sorun da süreksizlik alt yüzeylerinin kenar kısımlarında kırılmalar meydana gelmesidir. Artan makaslama yerdeğişimi ile birlikte kenarlarda meydana gelen gerilme konsantrasyonu bu kırılmalara neden olmuştur. Deney sonrası yüzey üzerindeki izler incelendiğinde, temas alanının normal gerilme büyüklüğünün artmasıyla birlikte arttığı ve gerçek temas alanının, örnek alanının kabaca %30'u ile %40'ı arasında olduğu gözlemlenmiştir. Birinci tip süreksizliklerde pürüzlerde aşınma meydana gelmezken, ikinci tip süreksizliklerde özellikle $\alpha=90^\circ$ ve $\alpha=60^\circ$ de pürüzlerin uçlarında kopmalar meydana gelmiştir.

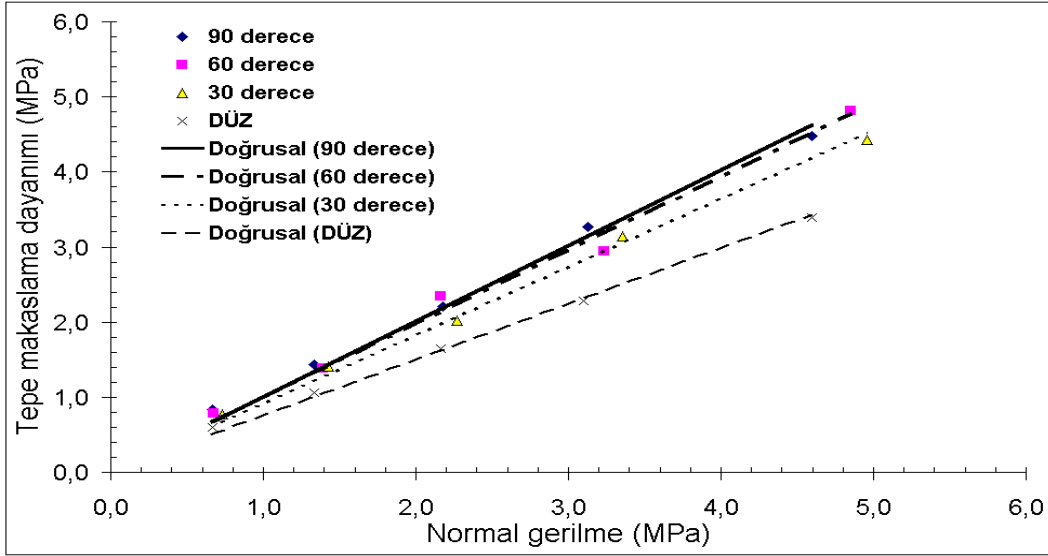
Daha önce de belirtildiği üzere her normal gerilme seviyesinde ve kayma yönünde farklı örnekler test edilmiştir. Diğer taraftan belirli bir yükte makaslanan örnek için, farklı normal gerilme seviyelerinde döngüsel olarak makaslama çoğunlukla devam ettirilmiştir (düşük yükten başlanarak artırılmıştır). Düşük σ_n / σ_c aralıklarına (0.015-0.1) rağmen, döngüsel makaslamanın, sonuçlar üzerindeki etkisi de araştırılmıştır (Denli, 2004). Birinci tip süreksizliklerde önemli bir değişim meydana gelmezken, ikinci tip süreksizliklerde ilk makaslama meydana gelen pürüz tepelerindeki aşınma daha da belirgin olmuş ve makaslama dayanımının yöne bağlı değişimi tamamen kaybolmuştur.

Çizelge 4 Tepe makaslama dayanım değerleri

Pik makaslama dayanım değerleri (τ_p), MPa						
Süreksizlik tipi	Kayma yönü, α (derece)	$\sigma_n = 0.64$ (MPa)	$\sigma_n = 1.27$ (MPa)	$\sigma_n = 2.04$ (MPa)	$\sigma_n = 2.93$ (MPa)	$\sigma_n = 4.33$ (MPa)
Birinci tip	90	0.95	1.61	2.61	3.20	4.94
	60	0.83	1.21	1.96	3.26	4.39
	30	0.71	1.41	1.86	2.76	3.83
	0	0.49	0.83	1.50	2.33	3.66
İkinci tip	90	0.84	1.43	2.21	3.27	4.48
	60	0.79	1.38	2.34	2.94	4.82
	30	0.77	1.41	2.02	3.14	4.43



Şekil 6 Birinci tip süreksizliklerin deney verilerinden elde edilen tepe makaslama dayanım doğruları



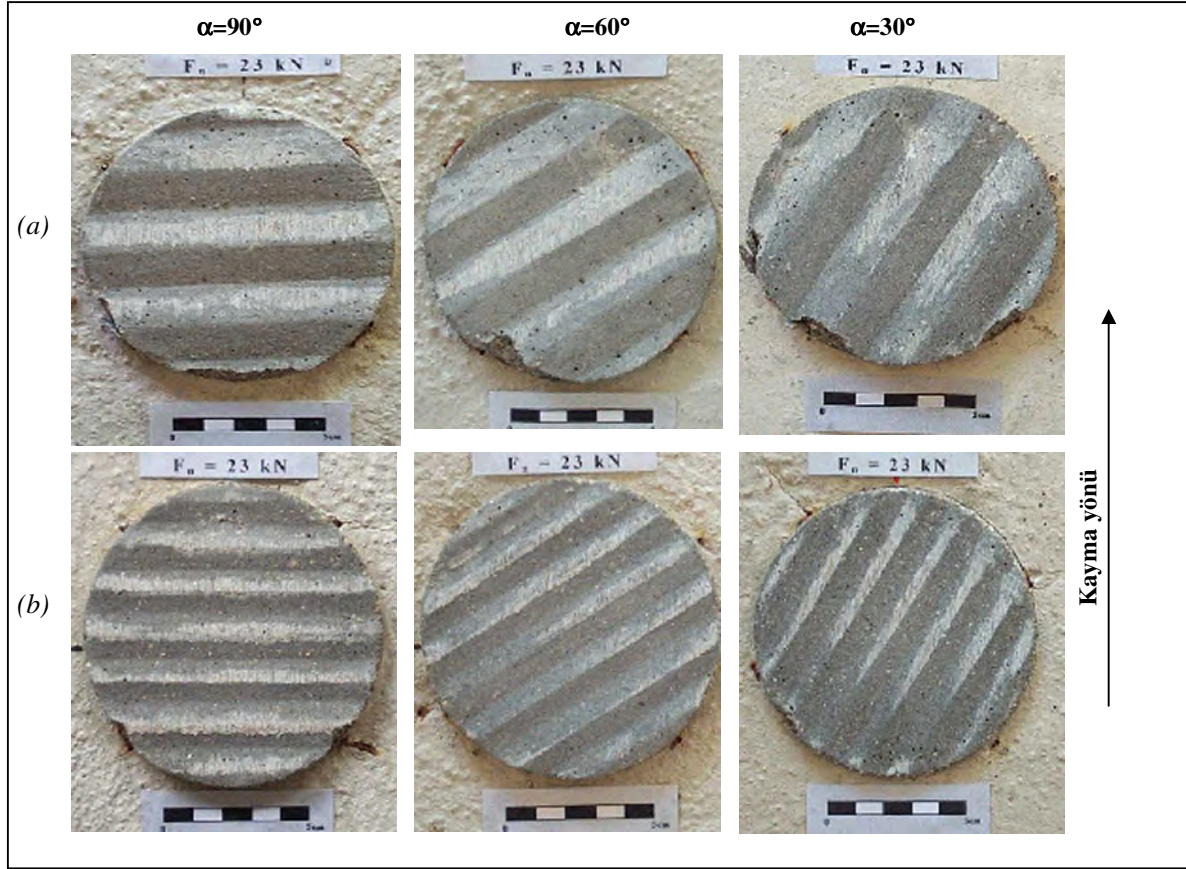
Şekil 7 İkinci tip süreksizliklerin deney verilerinden elde edilen tepe makaslama dayanım doğruları

Çizelge 5 Tepe makaslama dayanım zarfları denklemleri ve sürtünme açıları

Süreksizlik tipi	Kayma yönü, α (derece)	Tepe makaslama dayanım zarfları denklemleri	Korelasyon katsayısı, R^2	Sürtünme açısı, ϕ (derece)	Pürüzlülük gelme açıları, $i=\phi-\phi_b$ (derece)
Birinci tip	90	$\tau_p = 1.0548(\sigma_n)$	0.9812	46.5	10.0
	60	$\tau_p = 0.9491(\sigma_n)$	0.9855	43.5	7.0
	30	$\tau_p = 0.827(\sigma_n)$	0.9843	39.6	3.1
	0	$\tau_p = 0.7764(\sigma_n)$	0.9868	37.8	1.3
İkinci tip	90	$\tau_p = 1.0055(\sigma_n)$	0.9912	45.2	8.7
	60	$\tau_p = 0.9838(\sigma_n)$	0.9873	44.5	8.0
	30	$\tau_p = 0.9103(\sigma_n)$	0.995	42.3	5.8

Çizelge 6 Tepe makaslama dayanım zarflarının c ve ϕ_a terimleriyle ifade edilen denklemleri

Süreksizlik tipi	Kayma yönü α (derece)	Tepe makaslama dayanım zarfları denklemleri	Korelasyon katsayısı, R^2	Görünür sürtünme açısı, ϕ_a (derece)	Kohezyon, c (MPa)
Birinci tip	90	$\tau_p = 0.9615(\sigma_n) + 0.31$	0.9937	43.9	0.31
	60	$\tau_p = 0.9378(\sigma_n) + 0.04$	0.9857	43.2	0.04
	30	$\tau_p = 0.7567(\sigma_n) + 0.23$	0.9957	37.1	0.23
İkinci tip	90	$\tau_p = 0.9399(\sigma_n) + 0.21$	0.9977	43.2	0.21
	60	$\tau_p = 0.946(\sigma_n) + 0.13$	0.9894	43.4	0.13
	30	$\tau_p = 0.8696(\sigma_n) + 0.14$	0.9979	41.0	0.14



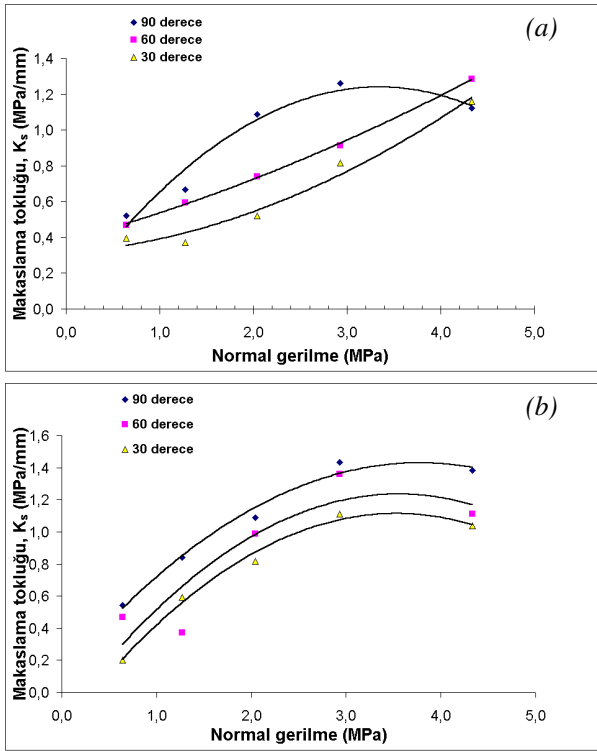
Şekil 8 Makaslama deneyi sonrası (a) birinci tip (b) ikinci tip üst-yarı süreksizliklerinin görünüşü ($\sigma_n = 2.93$ MPa)

3.2 Makaslama tokluk (stiffness) değerleri, K_s

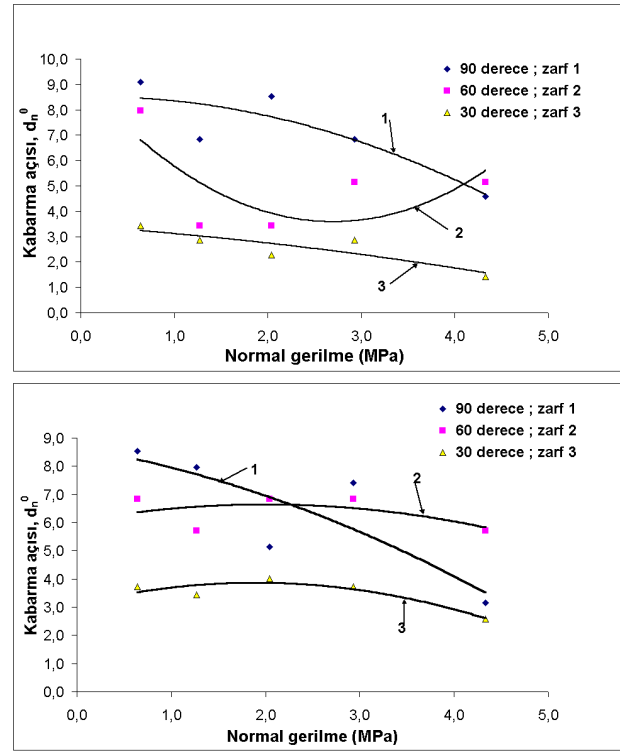
Makaslama tokluk değerleri, τ -u eğrilerinde, pik makaslama gerilmesinin yarı değerinde ($\tau_p/2$) çizilen tanjant doğrusunun eğimi hesaplanarak bulunmuştur. Elde edilen makaslama tokluk değerleri kullanılarak çizilen zarflar, birinci ve ikinci tip süreksizlikler için sırasıyla Şekil 9a,b'de verilmiştir.

K_s değerleri normal gerilme seviyelerinin artmasıyla birlikte, bütün kayma yönleri için de artış göstermiştir. Jing vd. (1992) bu davranışı, normal gerilmenin artmasıyla birlikte yüzey temas alanının

artmasına ve bunun sonucu süreksizliğin daha tok davranması olarak açıklamıştır. Benzer şekilde, süreksizliklerin yüzeyi incelendiğinde temas alanının arttığı gözükmemektedir. Genel olarak K_s değerleri $\alpha=90^\circ$ 'de daha yüksektir, belirgin olmamakla birlikte yöne bağlı değişim gösterdiği de söylenebilir.



Şekil 9 (a) Birinci tip (b) İkinci tip süreksizliklerin makaslama tokluk ve normal gerilme ilişkisi



Şekil 10 (a) Birinci tip (b) İkinci tip süreksizliklerin, kabarma açısı ve normal gerilme ilişkisi

3.3 Kabarma açıları

Kabarma açıları (d_n°) da hesaplanmış, normal gerilme ve kayma yönüne bağlı değişimi, birinci ve ikinci süreksizlikler için sırasıyla Şekil 10a,b'de çizilmiştir.

Kabarma açıları artan normal gerilmeyle birlikte azalmaktadır. Birinci tip süreksizliklerde en yüksek açı değerleri $\alpha=90^\circ$ 'de, en düşük değerler $\alpha=30^\circ$ 'de olmuştur. Yüksek normal gerilme seviyelerinde dahi bu eğilim geçerli olurken, ikinci tip süreksizliklerde $\alpha=90^\circ$ ve $\alpha=30^\circ$ yönünde elde edilen kabarma açı değerleri birbirine yaklaşmıştır. İkinci tip süreksizliklerin özellikle $\alpha=90^\circ$ yönünde, kabarma açısındaki büyük miktarda düşme, pürüzlülüğün yöne bağlı etkisini de azaltmış ve bu tip süreksizlikler için anizotropi derecesinin daha zayıf olmasına neden olmuş olabilir.

4 SONUÇLAR

Bu çalışmada, yüzey pürüzlülüğünün ve kayma yönünün süreksizliklerin makaslama dayanımı üzerindeki etkisi yapay süreksizlik örnekleri kullanılarak gerçekleştirilen makaslama deneyleriyle incelenmiştir.

Makaslama dayanımının yöne bağlı olarak değiştiği ve pürüzlerin aşınmadığı durumlarda bu değişimin önemli miktarlarda olduğu, tersi durumlarda ise anizotropinin azaldığı belirlenmiştir.

Kayma yönleri değiştikçe, süreksizliklerin makaslama gerilim-yerdeğişim ve normal-makaslama yerdeğişim davranışları da farklılıklar göstermiştir.

Normal gerilme seviyelerindeki artışın, makaslama dayanımının yöne bağlı değişimi üzerindeki etkisi deneylerde kullanılan düşük normal gerilme, basma dayanımı oranları (σ_n/σ_c) dolayısıyla fazla olmamıştır. Daha çok toplam kayma miktarıyla, diğer bir değişle karşılıklı süreksizlik yüzeylerinde ki pürüzlerin konumlarına bağlı olarak değişmiştir.

Kabarma açıları, genel olarak normal gerilmenin artmasıyla düşmektedir. Göreceli olarak en yüksek kabarma açıları pürüzlere dik kayma yönünde elde edilmiş, diğer yandan normal gerilmenin artmasıyla kabarma açılarındaki düşme miktarı yine daha çok pürüzlere dik yönde olmaktadır.

Elde edilen sonuçlar, özellikle düşük σ_n/σ_c seviyelerinde makaslama dayanımının tayininde yöne bağlı değişiminin dikkate alınması gerektiğini göstermektedir.

KAYNAKLAR

- Aydan Ö., Shimizu Y. & Kawamoto, T. 1996. The anisotropy of surface morphology characteristics of rock discontinuities, *Rock Mech. Rock Engng*, 29, 47-59.
- Barton N. & Choubey V. 1977. The shear strength of rock joints in theory and practice, *Rock Mechanics*, 10, 1-54.
- Brown E.T. 1981. *Rock characterization testing and monitoring, ISRM suggested methods*, Pergamon press, 129-140.
- Denli A.K. 2004. Effect of discontinuity roughness and anisotropy on shear strength, *Y. Lisans Tezi*, ODTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara.
- Huang T.H. & Doong Y.S., 1990. Anisotropic shear strength of rock joints, *Rock Joints*, Balkema, Rotterdam, 211-218
- Jing L., Nordlund E. & Stephansson O. 1992. An experimental study on the anisotropy and stress-dependency of the strength and deformability of rock joints, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 29, 535-542.
- Kulatilake P.H.S.W., Shou G., Huang T.H. & Morgan R.M. 1995. New peak shear-strength criterion for anisotropic rock joints, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech.*, 32, 673-697.
- Ladanyi B. & Archambault G. 1970. Simulation of shear behavior of a jointed rock mass, *Proc. 11th Symp. on Rock Mechanics*, 105-125.
- Patton F.D. 1966. Multiple modes of shear failure in rock, *Proc. 1st Congress Int. Society of Rock Mechanics*, 1966, 509-513.
- Saeb S. 1990. A variance on the Ladanyi and Archambault's shear strength criterion, *Rock Joints*, Balkema, Rotterdam, 701-705.
- Sun Z., Gerrard C. & Stephansson O. 1985. Rock joint compliance tests for compression and shear loads, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech.*, 22, 197-213.

III. Amenhotep kaya mezarının (Mısır) çevre kayasının özellikleri ve açıklıklarının duraylılığı

Properties of surrounding rock and the stability of openings of the rock tomb of Amenhotep III (Egypt)

Ö. Aydan

Tokai Üniversitesi Deniz İnşaat Mühendisliği Bölümü Shimizu-Orido 3-20-1 Shizuoka 424-8610 Japonya

M. Geniş

Zonguldak Karaelmas Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü 67100 Zonguldak

ÖZET: Bu bildiride, Mısır'da bulunan III. Amenhotep (Amenophis)'e ait 3200 yıllık yeraltı kaya mezarında oluşan bazı duraysızlık problemlerinin çözümüne yönelik sürdürülen kaya mekaniği araştırmaları sunulmaktadır. Öncelikle, çevre kayacının kaya ve kaya kütlesi özelliklerinin belirlenebilmesi için yerinde ve laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Bunun yanı sıra mezarı çevreleyen kaya kütlesi davranışı yerinde incelenmiştir. Gözlenen duraysızlık problemleri belirlenmiş ve olası nedenleri tartışılmıştır. Mezarın, üç boyutlu elasto-plastik gerilme çözümlemesi yapılmıştır. Duraysızlık problemlerinin çözümüne yönelik bazı öneriler sıralanmıştır.

ABSTRACT: In this paper, rock mechanics investigations for the solution of instability problems at the 3200 year old underground rock tomb of Amenhotep III in Egypt are described. Firstly, some in-situ and laboratory tests were performed for the determination of intact and mass properties of surrounding rocks. Then, behavior of rock mass around tomb is observed. Instability problems encountered were determined and their possible causes are discussed. Three-dimensional elasto-plastic stress analyses were performed for assessing the overall stability of the rock tomb. Some suggestions are put forward for solution of instability problems.

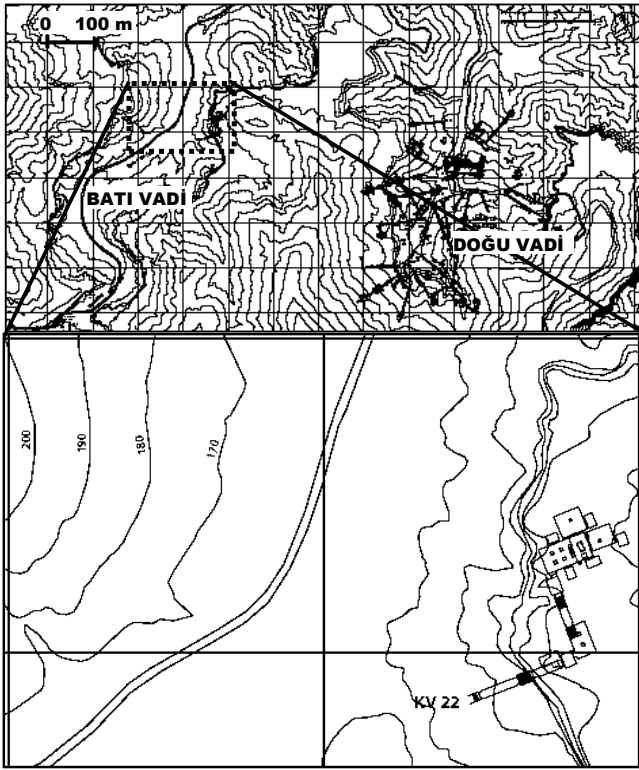
1 GİRİŞ

Kaya mühendisliği alanında kaya yapılarının uzun süre duraylılığı oldukça önemli bir konu olup, özellikle günümüzde nükleer atıkların kaya içerisinde depolanması durumunda bu yapıların en az 10000 yıl duraylı olması gerekmektedir. Dolayısıyla insanı ömrünün, varolan laboratuvar ve yerinde deney ve izleme tekniklerinin kullanılabilirlik süresine göre oldukça kısa olduğu düşünüldüğünde, geçmişte kaya içerisinde yapılmış yapıların inşa sonrası davranışının incelenmesi ve incelemelerden gerekli bilgi ve verilerin elde edilmesi oldukça önemli bir kaynaktır. Bu çerçevede içerisinde Kapadokya bölgesindeki Derinkuyu yeraltı şehri başta olmak üzere yeraltı yapıları üzerinde ilk yazarın başkanı olduğu böyle bir proje Japonya'dan Tokai, Nagoya, Nihon Üniversiteleri ile Toyota Teknik Yüksekokulu ve Türkiye'den İTÜ ve Hacettepe Üniversiteleri 1996 ve 1998 yılları arasında gerçekleştirilmiştir (Aydan vd., 1999a, b).

İlk yazar, Waseda Üniversitesi'nden Prof. S. Yoshimura tarafından sürdürülmekte olan ve UNESCO tarafından desteklenen Mısır'ın Luxor yakınlarındaki Krallar vadisinde yaklaşık 3200 yıl önce kaya içinde inşa edilen III. Amenhotep firavun

kaya mezarının restorasyonu ve korunması projesi kapsamı içerisinde kaya mekaniğini ilgilendiren duraylılık sorunları üzerinde bir danışman olarak davet edilmiştir. Bu kapsamda kaya mekaniği açısından tarihi yapıları zedelemeyen yapılabilir yerinde inceleme ve deneyler gerçekleştirilmiştir. Bunun yanı sıra laboratuvar da bazı kaya mekaniği deneyleri de gerçekleştirilmiştir. Şu anda bu yapının uzun süreli davranışını izlemek üzere, akustik emisyon (AE), çatlak hareketleri, yer değiştirme, sıcaklık ve nem değişimleri ölçülmektedir (Aydan vd., 2003).

Bu bildiride, yukarıda sözü edilen proje çerçevesinde III. Amenhotep için inşa edilmiş 3200 yıllık yeraltı kaya mezarında oluşan bazı duraysızlık problemlerinin çözümüne yönelik sürdürülen kaya mekaniği çalışmalarının bir kısmı sunulacaktır. Önce kaya mezarın tarihçesi, jeolojisi ve geometrisi tanıtılmıştır. Sonra kaya malzemesi ve kaya kütlesinin dayanım özelliklerinin belirlenmesi için yerinde ve arazide yapılan çalışmalar tanıtılmıştır. Daha sonra, mezarda karşılaşılan duraysızlık sorunları ve olası nedenleri anlatılmış ve ana açıklık çevresinin modellendiği üç boyutlu gerilme çözümlemesi sunulurken elde edilen bulgular tartışılmıştır. İnceleme, izleme ve yapılan duraylılık



Şekil 2 Krallar vadisi topoğrafik haritası ve KV22 mezarı yeri

Bölgede Eosen yaşlı üç ayrı tortul kayaç formasyonu bulunmaktadır. Bu formasyonlar Dakhla tebeşiri, Esna şeyli ve Theban kireçtaşıdır. Luxor'un batı bölümü (eski Thebes) başlıca bu son iki formasyondan oluşmaktadır. Formasyonlar yatay tabakalı olup kireçtaşı formasyonlarının kalınlıkları 60-300 m arasında değişmektedir. Esna şeyli ve Theban kireçtaşı formasyonları Deir el-Bahri'de açıkça görülebilmektedir (Şek. 3) (Aydan vd., 2003). Vadideki mezarların büyük bir bölümü Theban kireçtaşı formasyonu içinde oluşturulmuştur.

Kireçtaşlarının başlıca içerdiği mineral kalsittir. Fakat kuvars, çört, kil, demir oksit ve dolomit gibi diğer bileşenleri de içerebilmektedir. Kireçtaşları, yumuşak ve sert kireçtaşları olmak üzere ikiye ayrılmaktadır. Yumuşak kireçtaşları kil içerirken sert kireçtaşları kristalli bir yapıya sahiptirler. Sert kireçtaşları eklemli olmasına karşın yumuşak kireçtaşları çoğunlukla eklem içermemektedir. Mezar yapımcılarının mezarların kazısı için en uygun kaya olarak yumuşak kireçtaşını seçmelerinin olası nedenlerinden biridir. Fakat onlar bu kaya birimini bazı deneme yanılma yöntemi ile bulmuştur. Bu deneme yanılma en açık kanıtları Deir el-Bahri vadisinde görülebilmektedir. Mezar yapımcıları o günkü mevcut kazı aletlerinin durumuna göre yeraltı açıklığını oluşturulduğu formasyonu yumuşak şeyl olarak seçmişlerdir. Şeylin suya dayanımının zayıf olmasından dolayı açıklığın tavan kısımlarında

duraysızlık problemleri karşılaşmışlar ve daha sonraları yan duvarlar ve taban şeyl tabakasında, tavan kireçtaşında olacak şekilde konumlandırmışlardır. Bununla birlikte şeyl tabakasının hemen üstünde geçiş bölgesinde bulunan kireçtaşı oldukça eklemli olduğu için geniş açıklıklarda tekrar tavan duraysızlıkları gözlemlemişlerdir. Kazı teknolojisi ve araçlarındaki gelişmeler ve zaman içinde kaya özelliklerinin daha iyi tanınması, mezar yapımcılarına yumuşak kireçtaşı içinde mezarı konumlandırmaya öncülük ettirmiştir.

III. Amenhotep'in mezarında ve batı vadisindeki mezar yakınlarında şeyl formasyonu gözlenmemiştir. Sert ve yumuşak kireçtaşı tabakaları yamaçlardaki şevlerin farklılığından kolaylıkla ayırt edilebilmektedir. Sert kireçtaşı tabakalarında yamaç eğimi çok dik olmakta, yumuşak kireçtaşı tabakaları için daha hafif eğimli olmaktadır. Mezarın yakın çevresinde bir çok normal fay bulunmaktadır.

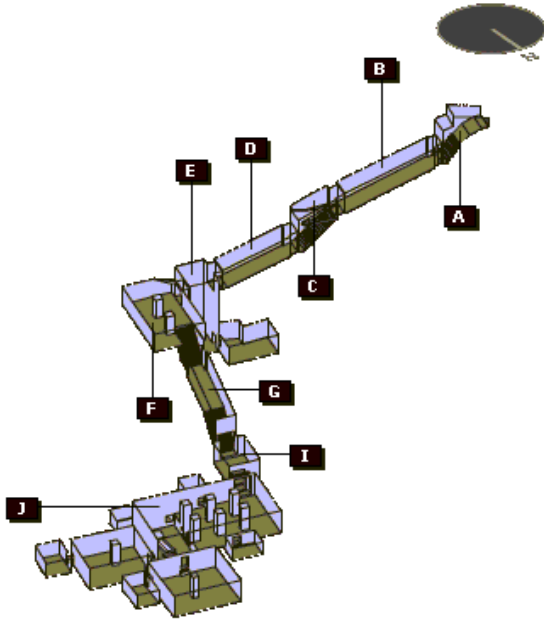
Mısır'a ilişkin 4800 yıl öncesine dayanan tarihsel deprem etkinliği kayıtları vardır. MÖ 2200-MS 1900 dönemi arasında Mercalli şiddeti V-IX arasında olan 58 adet deprem meydana gelmiştir. Bu depremlerden bazılarının merkez üssü bilgileri bulunmamaktadır. Bazı depremler ise Mısır sınırları dışında olmuştur. Bölgeye ilişkin güvenilir bilgilerin bulunduğu deprem sayısı 22 olup bunlardan 11'i hasarlara neden olmuştur (Aydan vd., 2003).



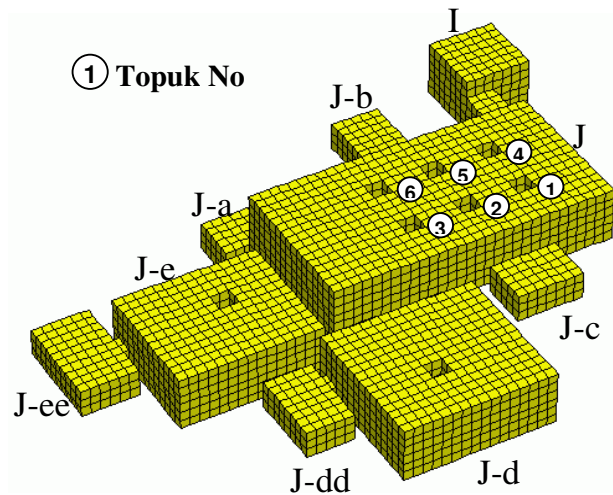
Şekil 3 Deir el-Bahri'de gözlenen formasyonlar (Aydan vd., 2003)

4 MEZARIN GEOMETRİSİ

III. Amenhotep'in mezarı Krallar vadisinin batı bölümündeki en büyük mezardır. Mezarın girişi ile yamacın en üst noktası arası yaklaşık 50-55 m'dir. Mezarın ana açıklığı (J odası) giriş seviyesinin 25 m altında olup örtü kalınlığı yaklaşık 100 m'dir. Bütün odalar, koridorlar ve kuyular farklı boyutlu dikdörtgen kesite sahiptir. Açıklıkların üç boyutlu genel görüntüsü Şekil 4'te ve mezar odalarının yakın görünüşü ise Şekil 5'te gösterilmiştir.



Şekil 4 Mezarın üç boyutlu görünümü ve açıklıkların tanımlanması



Şekil 5 Mezar odalarının yakın görünüşü ve tanımlanması

Mezarın girişi, batı vadisinin orta kısmının doğusunda dik bir şevin dibinden açılmıştır. Yüzeyden ana J odasına ulaşınca kadar eğimli koridorlar, merdiven basamaklı geçitler, topuklu F odası ve mezara girişi engellemek ve mezar hırsızlarını yanıltmak amacıyla kuyu bulunmaktadır.

J odasına güney batı köşesine geçilmektedir. J odası mezarın ana açıklığıdır. Bu odaya bağlı, topuklu ve yan ek açıklığa sahip iki tane ikincil gömü odası bulunmaktadır (Jd ve Je odaları). J odası çevresinde ek küçük odalar bulunmaktadır. J odası yaklaşık 15 m uzunluğunda, 8 m genişliğinde ve 4.5 m yüksekliğindedir ve uzun eksenli Doğu-Batı yönünde olup ters "L" şeklindedir. Odanın üst seviyesinde doğu-batı doğrultulu iki sıra halinde 6 adet topuk (kolon) bulunmaktadır. Topukların genişliği yaklaşık 1 m'dir.

5 YERİNDE ve LABORATUVAR ÇALIŞMALARI

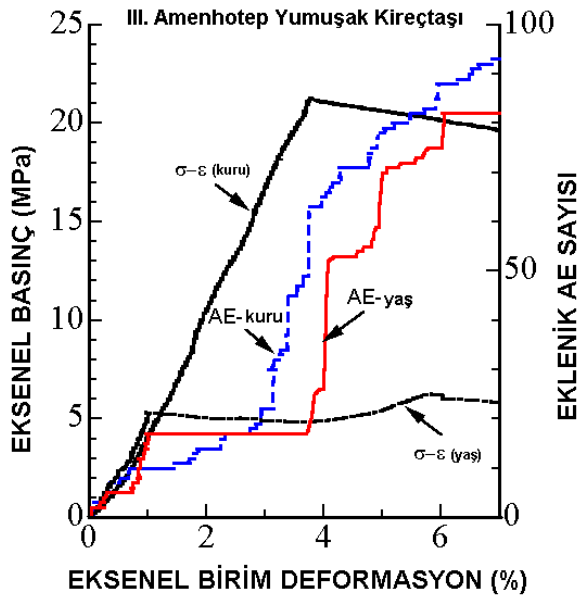
Bu bölümde kaya malzemesi ve kaya kütesinin özellikleri, süreksizlik ölçümleri, birincil gerilme tahmini ve kaya kütesi davranışının yerinde izlenmesi amacıyla yapılan bazı yerinde ve laboratuvar çalışmaları hakkında bilgi verilecektir.

5.1 Kaya malzemesinin özellikleri

Kaya malzemesinin mekanik özelliklerini elde etmek için taşınabilir tek eksenli yükleme aleti geliştirilmiştir. Yerinden alınan kaya örnekleri üzerinde kuru ve yaş koşullarda deneyler gerçekleştirilmiştir. Bazı kaya örneklerinde daha iyi laboratuvar koşullarında kısa ve uzun süreli tek eksenli yükleme deneyleri yapılmıştır. Bu deneylerin bir kısmı halen devam etmektedir. Yumuşak kireçtaşının kuru ve yaş koşullarda tek eksenli eksenel basınç, birim deformasyon ve eklenik akustik emisyon sayısı ilişkileri Şekil 6'da gösterilmektedir. Kayanın yaş durumda dayanımı kuru durumdaki değerlerinin yaklaşık dörtte biri değerine düşmektedir. Toplam 20 deney sonucunda elde edilen basınç dayanımı kuru durumda 12-28 MPa ve suya doymun yaş kaya malzemesinin tek eksenli basınç dayanımı ise 3-8 MPa arasında değişmektedir.

Mezar duvarlarının tek eksenli basınç dayanımının tahmini için yerinde Schmidt çekici ölçümleri yapılmıştır. Schmidt çekiç ölçümleri mezarın I odası dışında resim çizilmemiş kaya yüzeyinde yapılmıştır. Schmidt çekiç değerleri Çizelge 1'de görüldüğü üzere 24-50 arasında değişmektedir. Kullanılan Schmidt çekiç aletinin görgül ilişkilerden tek eksenli basınç dayanımı 28-47 MPa olarak tahmin edilmiştir.

Bu değer ölçülen değerlerin yaklaşık iki katı olup Schmidt çekici ölçümlerinden bazen sağlıklı olmayacağına işaret etmektedir. Schmidt indeks değerleri Je, Jd ve J odalarında bulunan fay bölgelerinde küçük değerler gözlenmesine karşın mezar boyunca çoğunlukla düzgün dağılım göstermiştir. J-Jd odaları arasındaki duvara hemen hemen paralel dik eğimli iki adet çatlak ve J-Je odasındaki duvarı kesen bir çatlak mevcuttur. Bununla birlikte göreceli olarak kaya kütlelerinin uzaysal olarak özelliklerinin nasıl değiştiğini belirlenmesi açısından oldukça önemli olduğu söylenebilir.



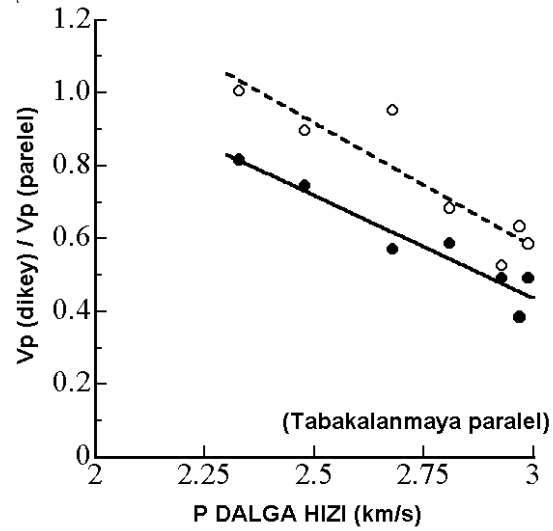
Şekil 6 Yumuşak kireçtaşının kuru ve yaş koşullarda mekanik davranışı

Çizelge 1 Mezarın odalarında ölçülen Schmidt çekiç değerleri

Yer	Kuzey duvarı	Batı duvarı	Güney duvarı	Doğu duvarı	Tavan Taban
J odası	30-40	28-39	33-34	29-36	42-46
Je odası	42-54	34-44	31-35	36-47	27-36
Jd odası	33-44	37-46	33-46	35-42	
Jd topuk	40-44	41-43	40-46	34-36	
Jb odası	32-34	39-46	36-44	34-47	32-50
Jc odası	32-38	36	25-42	40	46-56

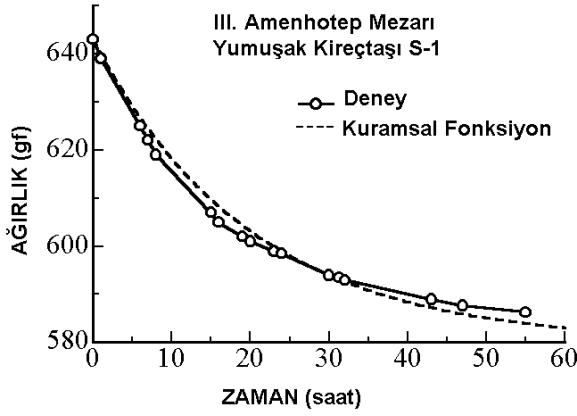
Sağlam yumuşak kireçtaşı örneklerinin birim hacim ağırlığı ölçülmüştür. Kuru örneklerin birim hacim ağırlığı 17-21 kN/m³ arasında değişim göstermektedir. Sağlam kayanın elastik dalga hızı ölçümleri yapılmıştır. Ölçüm sonuçları kayanın tabakalanmaya paralel ve dikey yönde elastik dalga

hızlarının farklı olduğunu ve dolayısıyla mekanik özelliklerinin anizotropik olabileceğine işaret etmektedir (Şek. 7). Elastik dalga hızı tabakalanmaya paralel yönde 2.33 ile 2.99 arasında değişirken, tabakalanmaya dikey yönde elastik dalga hızı 1.54-2.55 arasında değişmektedir. Bu değerler sağlam kayanın tek eksenli dayanım değerlerinin değişim aralığının büyük olmasının nedenini açıkladığı söylenebilir.



Şekil 7 Kayacın elastik dalga hızının yöne bağlı değişimi

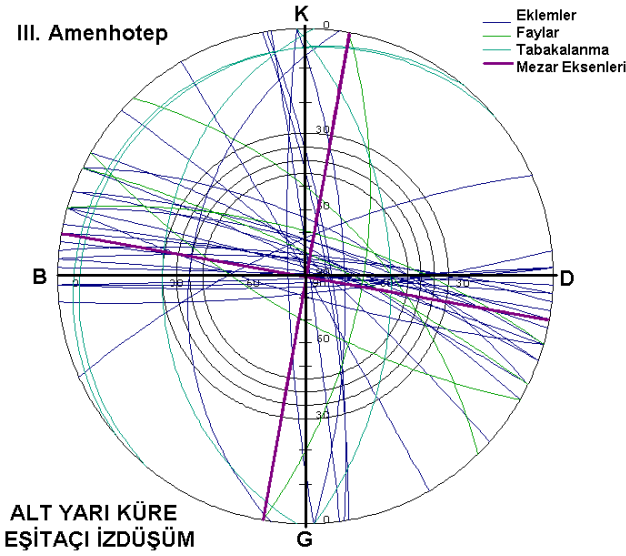
Geçmişte yapılan bazı deneysel çalışmaların ışığı altında (Aydan, 2003; Aydan & Ulusay, 2003), mezar çevresindeki yumuşak kireçtaşlarının kil içermesinden dolayı mekanik özellikleri su içeriğine bağlı olarak değişim göstermesi beklendiği için ve su içeriğine bağlı yapının davranışını modellemek için gerekli su içeriği difüzyon özelliklerinin belirlenmesi için bir dizi deneyler yapılmıştır. Örnekler pH değeri 7 olan su dolu kabın içinde 48 saat bekletilmiştir. Kuru örneklerin kabın içine konulduktan 2 saatlik süre içinde bazı duyulabilir seslerin işitilmesi ilginçtir. Suyun pH değeri ilk 8 saatlik sürede belirli aralıklarla ölçülmüştür. pH değeri hızla artmış ve 2 saat sonra 10 civarında sabit bir değere ulaşmıştır. Daha sonra örnekler oda ortamında kurutulmuştur. Deney odasının nem ve sıcaklık değişimi sürekli ölçülmüş ve deney süresince odanın sıcaklık değişimi 3°C ve nem değişimi %15 civarında tutulmuştur. Kurutulan örneklerin ağırlıklarındaki değişim yumuşak kireçtaşı için Şekil 8'de sunulmuştur.



Şekil 8 Yumuşak kireçtaşının kuruma sırasında ağırlık kaybı

5.2 Süreksizlikler ve özellikleri

Süreksizlik ölçümleri, mezar içinde, batı vadisinin her iki tarafında, doğu ve batı vadileri arasındaki mezarın bulunduğu bölgenin yüzeyinde yapılmıştır. Süreksizlikler, tabakalanma düzlemleri, düşeye yakın eklem ve faylar olarak sınıflandırılmıştır. Açıklık ve yakın çevresinde gözlenen süreksizliklerin stereonette gösterimi Şekil 9'da verilmiştir.



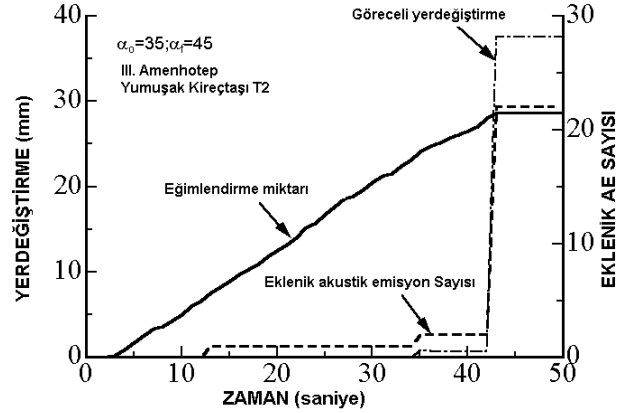
Şekil 9 Açıklık ve çevre kayada gözlenen süreksizliklerin stereonette gösterimi

Süreksizliklerin sürtünme özelliklerini elde etmek için eğimlendirme (tilting) deneyleri yapılmıştır. Arkeolojik bir öneme sahip olan mezarda tarihi önemi olmayan düşen kaya blokları kullanılmıştır. Özel olarak yapılan taşınabilir eğimlendirme deney düzeneği, eğim açısını ve kayan bloğun göreceli yer değiştirmesini otomatik olarak ölçen bir lazer

düzeneğine sahiptir. Bunlara ek olarak, deney süresince süreksizliklerin deney sırasındaki akustik emisyon (AE) davranışını belirlemek için deney düzeneğinde akustik emisyon algılayıcısı yerleştirilmiştir. Deneyler mezarda karşılaşılan önemli süreksizlikleri temsil eden kaya bloklarında kuru ve nemli koşullar için yapılmıştır (Çiz. 2). Deney sırasınca elde edilen ölçümlere ilişkin bir örnek Şekil 10'da gösterilmiştir.

Çizelge 2 Eğimlendirme deney sonuçları

Süreksizlik Türü	Deney No	Kuru	Yaş
Eklem – 1	1,2,3	40,39,38	37,38,38
Eklem – 2	1,2,3	44,46,46	-
Fay (düzgün)	1,2,3	36,34,32	31,30,31
Fay (pürüzlü) (kalsit dolgulu)	1,2,3	41,39,38	38,39,41



Şekil 10 Çekme çatlağı eklemine eğimlendirme deneyi sırasındaki davranış

5.3 Kaya kütlesi ve özellikleri

Kaya kütlesinin özelliklerini araştırmak için yerinde elastik dalga hızı ölçümleri yapılmıştır. Bu ölçümlerde Oyo firmasının geliştirdiği taşınabilir MacSEIS III adlı elastik dalga hızı ölçüm aleti kullanılmıştır. Ölçüm sonuçları Çizelge 3'te verilmiştir. Bu ölçüm sonuçları her bir odanın tabanında alınmıştır. Genelde P dalga hızı değerleri yaklaşık 1 km/s'dir. Fakat topuklarda alınan dalga hızları ise 1.6 km/s'den yüksek olduğu ve bu değerlerin sağlam kaya örneklerinden alınan değerlere çok yakın olduğu anlaşılmaktadır.

Çizelge 3 Elastik dalga hızı ölçüm sonuçları

Oda	Yön	Vp (km/s)
Je	K-G	0.862-1.139
Je	D-B	1.200-1.471
J	K-G	1.000-2.090
J	D-B	1.087-1.800
Jd	K-G	1.042-1.139
Jd	D-B	0.980-1.050
I	D-B	1.049-1.220
G	K-G	1.262-1.470
G	D-B	0.971-1.000
F	K-G	0.885-1.471
F	D-B	1.049-2.500
D-1	K-G	1.563-1.754
D-2	K-G	1.389-1.818
D-1	D-B	1.087-1.754
D-2	D-B	1.428-1.563
B	K-G	2.000-2.500
B-1	D-B	2.083-2.501
B-2	D-B	1.370-1.613
Jd-Topuk-1	Düşey	2.549-3.399
Jd-Topuk-2	Düşey	2.195-2.358
Je-Topuk	Düşey	1.611-2.712
F-Topuk1-1	Düşey	1.857-3.064
F-Topuk1-2	Düşey	1.767-2.371
F-Topuk2-1	Düşey	1.652-1.867

Mezarın ana açıklığını oluşturan J ve yan odalarında RMR kaya kütleli sınıflama sistemi uygulanmıştır. Mezar çevresinde temel RMR değeri 75-87 arasında değişmekte olup fay bölgelerinde 43-60 olarak belirlenmiştir. En düşük RMR değeri J odasının çatlak gelişiminin yoğun olduğu kuzey duvarında 35-53 arasında değişmektedir (Çiz. 4).

Çizelge 4 Temel RMR değerleri

Yer	RMR
J	Doğu duvarı 48-64
	Batı duvarı 74-87
	Güney duvarı 74-87
	Kuzey duvarı 35-53
Jd	Doğu duvarı 74-87
	Batı duvarı 69-82
	Güney duvarı 30-53
	Kuzey duvarı 69-82
Je	Doğu duvarı 59-77
	Batı duvarı 48-64
	Güney duvarı 74-87
	Kuzey duvarı 59-72

Kaya kütlelerinin kütsel özelliklerinin tahmini için elastik dalga hızı, Aydan-Kawamoto (Aydan vd. 1997; Aydan & Kawamoto 2000) ilişkileri elastik hız yöntemi (Vp) ve Hoek-Brown (1980, 1999, 2000) ilişkileri kullanılarak bazı değerlendirmeler yapılmıştır (Çiz. 5). Çizelge 5'ten anlaşılağı üzere

Hoek-Brown yaklaşımı kütleli dayanımını küçük ve deformasyon modülünü ise sağlam kaya malzemesinden daha yüksek değeri vermekte olup söz konusu yöntemin kaya mühendisliği alanında geçersiz olduğunu bir kez daha göstermektedir (Aydan vd., 1997).

Çizelge 5 Tahmin edilen kütle özellikleri

RMR	Yöntem	E_m / E_i	$\sigma_{cm} / \sigma_{ci}$
74-87 Sağlam	AK	0.32-0.53	0.32-0.53
	HB	3.5-7.4	0.23-0.49
	Vp	0.44-0.69	0.44-0.69
35-53 Çatlaklı	AK	0.08-0.16	0.08-0.16
	HB	0.37-1.05	0.02-0.07
	Vp	0.11-0.36	0.11-0.36
43-60 Fay zone	AK	0.11-0.20	0.11-0.20
	HB	0.58-1.56	0.04-0.11
	Vp	0.11-0.24	0.11-0.24

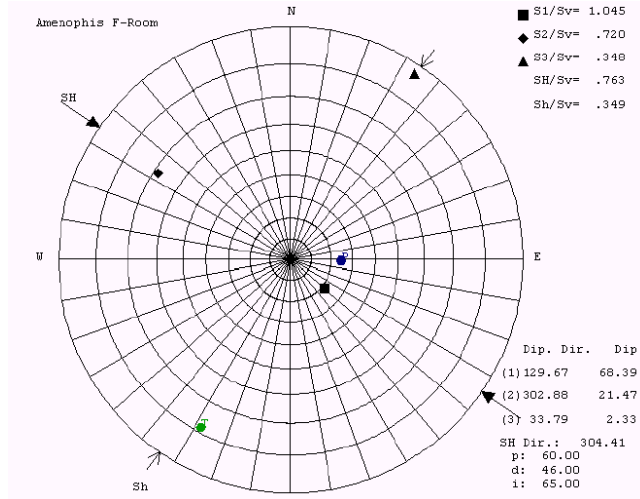
5.4 Birincil gerilme tahmini

Öncelikle, arazide birincil gerilme ölçümleri mevcut olmadığı için mevcut faylardan ve deprem faylanma mekanizmalarının çözümlenmesi ile birincil gerilme bileşenleri tahmin edilmiştir. Arazi araştırmaları süresince iki ana fay ve bir çok tali faylar gözlenmiştir. Faylara ilişkin bazı parametreler Çizelge 6'da sunulmuştur.

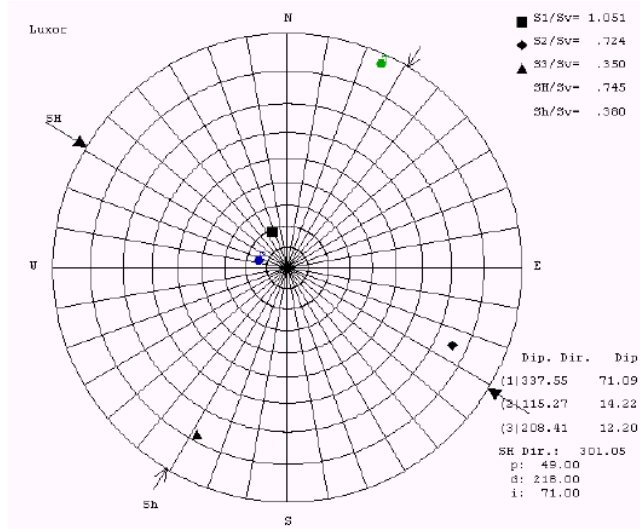
FI-1 fayı Aydan (2000) tarafından önerilen fay çiziklerinden birincil gerilmelerin tahmin yöntemi kullanılarak değerlendirilmiştir (Şek. 11a). Yapılan çözümlemeden düşey birincil gerilmenin en büyük bileşen, yatay birincil gerilmelerin ise ortanca ve en küçük bileşenler olduğu belirlenmiştir. En büyük yatay birincil gerilme doğrultusunun, bölgedeki Nil nehrinin akış yönüne hemen hemen paralel olan KB-GD yönünde olduğu saptanmıştır. Benzer çözümleme (Aydan vd, 2002; Aydan & Kim, 2002) mezara 126 km uzaklıkta 2 Temmuz 1984'de oluşan 5.1 (Mw) büyüklüğündeki depreme ilişkin yapılmıştır (Şek. 11b). Her iki çözümlemeden oldukça benzer sonuçlar elde edilmiştir. Bu ölçüm sonuçları aynı zamanda Badawy (2001)'in Kızıldeniz'de petrol kuyularından elde edilen birincil gerilmelerin yönleriyle de uyum içerisinde.

Çizelge 6 Gözlenen faylar ve özellikleri

Fay No	Eğim Yönü	Eğim	Fay çiziziği	Yer
FO-1	88	56	98	Dışarıda girişin üstünde
FI-1	46	60	65	F odası
FI-4	120	64	80	Je odası (topuk)



a. F odasındaki fay çiziziğinden gerilme tahmini.



b. Depremin odak düzleminden gerilme tahmini.

Şekil 11. Birincil gerilme tahmini.

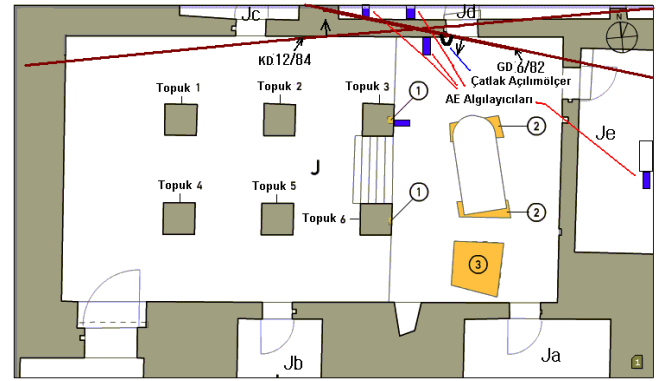
5.5 Kaya kütlesi davranışının yerinde izlenmesi

Mezarda başlıca duraysızlık problemlerinin bulunduğu J ve Jd odaları arasındaki duvara, Je odasındaki topuğa ve J odasındaki 3 no.lu topuğa akustik emisyon ölçüm aletleri yerleştirilmiştir (Şek. 12). Bunlara ek olarak J-Jd odaları arasındaki duvara çatlak açılımı ölçer ve kaydedici yerleştirilmiştir. Yerleştirme işleminden sonraki 4 gün içinde herhangi AE kaydı alınamamıştır. Çatlak

açılımı ölçerde sıcaklık değişimlerinden kaynaklanan bir tepki gözlenmiştir. Sıcaklık ve nem ölçerlerde, akustik emisyon ve yerdeğiştirme ölçerlerin yakınlıklarına yerleştirilmiştir. Bu ölçümler hala devam etmektedir.

6 DURAYSIZLIK PROBLEMLERİ

Mezarda gözlenen başlıca duraysızlık problemleri Je odasındaki topukta gözlenen yenilme ile J-Jd ve J-Je odaları arasındaki duvarlarda oluşan çatlamlardır. Bu duvarların açığın ana odasının yan duvarı olması ve yük taşıma kapasitesindeki azalmalar nedeniyle yükler J odasındaki topuklara aktarılmaktadır. Mezar açıklıklarında gözlenen duraysızlık problemlerinin türü ve olası nedenleri detaylı olarak Çizelge 7'de verilmiştir.



Şekil 12 J ve yan odalarda yerleştirilen ölçüm aletlerini yerlerinin plan görünüşü

7 SAYISAL GERİLME ÇÖZÜMLEMELERİ

Mezarın, üç boyutlu elasto-plastik gerilme çözümlemesi yapılmıştır. Çözümlemede, sonlu farklar bilgisayar programı (FLAC^{3D}) kullanılmıştır (Itasca, 1997). Çözümlemenin basitleştirilmesi amacıyla mezarın yüzeyden belli bir derinliğe inen kısmı üst yük olarak modellenmiştir. Başlıca duraysızlık problemlerinin bulunduğu J ve yan odaları ile I odası modellenmiştir. Kaya kütlelerinin dayanımı Mohr-Coulomb yenilme ölçütüne göre belirlenmiştir. Kuru ve ıslak koşullarda tüm kaya kütlelerinin dayanımının açıklığın her tarafında aynı olduğu durum ile Je odası topuğu, J-Jd ve J-Je odaları arasındaki duvarlarda gözlenen yenilmeler nedeniyle bu bölgelerde dayanımlarının düşük seçildiği 4 ayrı durum incelenmiştir (Çiz. 8). Kayacın dayanım ve deformasyon özellikleri Çizelge 9'da verilmektedir.

Çizelge 7 Mezarda gözlenen duraysızlık problemleri

Yer	Problem Tipi	Olası Nedenleri
C odası D odası	Duvar çökmesi	Süreksizlikler çoğunlukla açıklığın uzun eksenine paralel konumludur. Güney duvarda dökülme şeklinde yenilme olurken kuzey duvar bükülme devrilmesi şeklinde yenilme vardır. Bu yenilmeler büyük olasılıkla kazıdan hemen sonra veya çok eski zamanlarda oluşmuştur.
Je odası	Topuk yenilmesi	İkincil fay (FI-4) topuğu çapraz kesmekte olup açıklık oluşturulduğunda yük taşıma kapasitesi yoktur. Topuk sıva ile kaplanmıştır ve tavanın ileri şekilde alçalması topuğun bozulmasına neden olmuştur (Şek. 13).
Je odası	Duvar çatlaması	Özellikle kuzey, batı ve doğu duvarlarında bir çok yeni çatlaklar gözlenebilmektedir. Bazı açık çatlaklar J odasına bitişik açıklığın kapısı civarında gözlenebilmektedir. J odasına bitişik duvarda KB köşesine yakın kısımda bazı bozunmalar mevcuttur.
Jd odası	Duvar çatlaması	Yeni çatlaklar ve mevcut süreksizliklerin açılması J odasına bitişik güney duvarında gözlenmiştir. Özellikle mevcut süreksizlik (KD16/86) oldukça açık ve kritik bir duraysızlık problemi oluşturmaktadır. Bu duvarda acil olarak bazı güçlendirme önlemleri alınması gerekmektedir.
J odası	Duvar çatlaması	Jd odasına bitişik duvarda daha önceden mevcut iki süreksizlik bulunmaktadır. Süreksizliklerden biri (KD12/84) devamlı ve diğeri (GD2/82) basamaklı ve duvara paralel ve kesişmektedir. Duvar ayrılma olup acil olarak güçlendirme önlemleri alınması gerekmektedir. Ayrıca, Je odası arasındaki duvarda bazı yeni çatlaklar oluşmuştur. Fakat bu çatlaklar, Jd odasına bitişik duvardan daha iyi durumdadır (Şek. 14).
J odası	Topuk ayrılma çatlakları	1, 2 ve 3 no.lu topuklarda bazı düşey ve düşeye yakın ayrılma çatlakları mevcuttur. Geçici tahkimatı yapılmış 3 no.lu topuğun GD yönündeki köşesinden ayrılmış parçası vardır. 2 no.lu topuğun doğu tarafındaki parça ayrılarak düşmüştür. 1 no.lu topuk ayrılmış ve köşesinden parça düşmüştür. 4 ve 5 no.lu topuklarda bazı çatlaklar bulunmasına rağmen 6 no.lu topukta çatlak gözlenmemiştir. J-Jd odaları arasındaki duvar topuğunun yenilmesi nedeniyle 1, 2 ve 3 no.lu topuklarda yüksek yüklere maruz kaldığı düşünülmektedir.



Şekil 13 Je odasındaki topuğun genel durumu

Çizelge 8 İncelenen durumlar

Durum	Nem	Kayacın dayanımı
I	Kuru	Tüm açıklıklarda aynı
II	Kuru	Je topuk ve J-Jd ve J-Je duvar dayanımları düşük
III	Islak	Tüm açıklıklarda aynı
IV	Islak	Je topuk ve J-Jd ve J-Je duvar dayanımları düşük

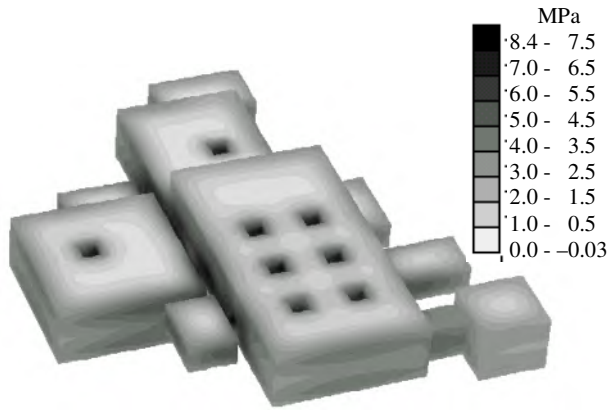


Şekil 14 J odası ile bitişik Jd ve Je odaları arasındaki duvardaki çatlakların görünümü

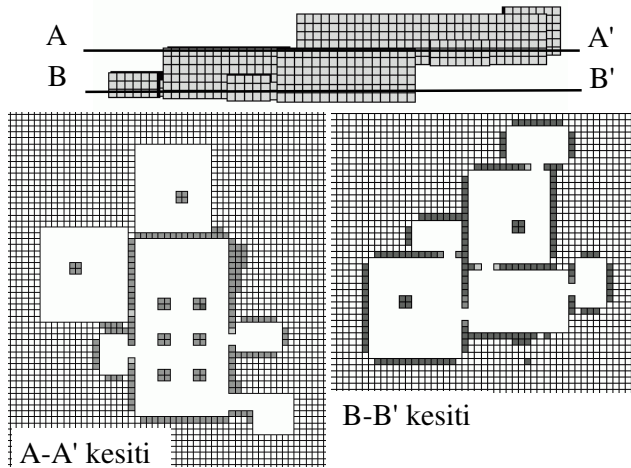
Çizelge 9 Çözümlemede kullanılan dayanım ve deformasyon özellikleri

Özellikler	σ_c (MPa)	ϕ (°)	c (MPa)	σ_t (MPa)	E (GPa)
Kuru					
Homojen	8	35	2.08	0	0.8
Je topuk, J-Jd ve J-Je duvar	0.8	35	0.21	0	0.8
Islak					
Homojen	2	30	0.58	0	0.32
Je topuk, J-Jd ve J-Je duvar	0.2	30	0.058	0	0.032

“I. Durum”da kayacın dayanım ve deformasyon özelliklerinin açıklığın her yerinde aynı olduğu durum incelenmiştir. En büyük asal gerilmeler açıklığın kenar bölgelerinde (8.4 MPa) ve topuklarda (7.4 MPa) oluşmaktadır (Şek. 15). Yenilme bölgeleri tüm topuklarda, odalar arasındaki duvarlarda ve yan duvarlarda oluşmuştur. En dış açıklıkların yan duvarlarında oldukça sınırlı kalınlıkta yenilme bölgesi gözlenirken kenar bölgelerde herhangi bir yenilme oluşmamıştır. Tüm yenilmeler çekme gerilmelerden kaynaklanmıştır. Her ne kadar topuklarda yenilme bölgeleri oluşsa da yük taşıma kapasiteleri bulunduğu için yenilme bölgeleri topukların üstünde genişlememiştir (Şekil 16-17-18-19). En büyük yer değiştirmeler ise J, Je ve Jd odalarının tavanlarında oluşmaktadır.



Şekil 15 Açıklık yüzeyinde oluşan en büyük asal gerilme dağılımı



Şekil 16 Açıklık çevresinde oluşan yenilme bölgelerinin plan görünüşü (Durum I)

“II. Durum”da J-Jd, J-Je odaları arasındaki duvarların ve Je odası topuğunun günümüzde de var

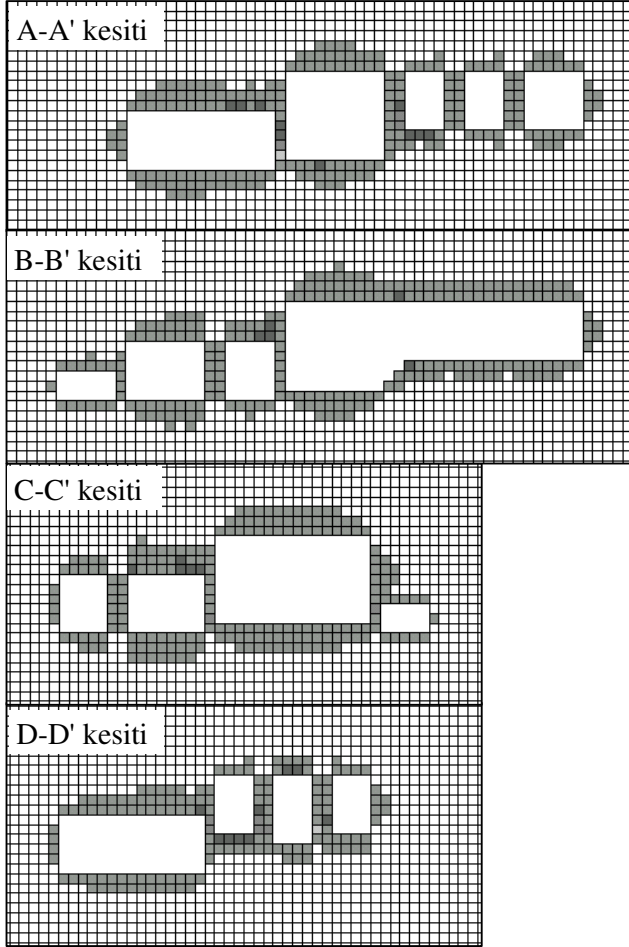
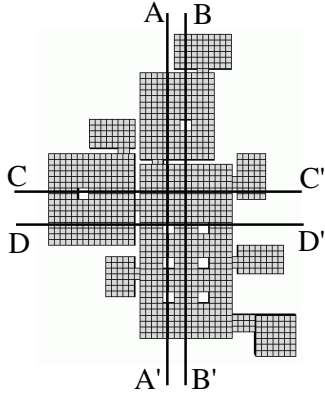
olan yenilmeler nedeniyle kayacın dayanım ve deformasyon özellikleri daha düşük seçilmiştir. Oluşan yenilme bölgeleri bir önceki durumla hemen hemen aynı olup yalnızca yenilme bölgeleri J odası topuğu üstünde ve altında kalan bölgelere doğru genişlemiştir (Şek. 18-19). En büyük asal gerilmeler J ve Jd odası topuklarında (7.7 MPa); J-Jd ve J-Je odaları arasında kalan duvarlar dışındaki tüm duvarlarda (8.6 MPa) oluşmuştur. J-Jd ve J-Je odaları arasında kalan duvarlar ile Je topuğunun yük taşıma kapasitelerinin hemen hemen olmaması nedeniyle gerilmeler J ve Jd odasındaki topuklar ile diğer duvarlara transfer edilmiştir. Beklendiği gibi en büyük yer değiştirmeler dayanımın düşük olduğu duvarlarda ve Je topuğunda oluşmuştur.

“III. Durum” da kayacın nemli olduğu durumda dayanım ve deformasyon özelliklerinin açıklığın her yerinde aynı olduğu durum incelenmiştir. Yenilme bölgeleri I. Duruma benzer şekilde biraz daha fazla oluşmuştur (Şek. 18-19). En büyük asal gerilme, açıklığın kenar bölgelerinde (4.3 MPa) oluşmaktadır. Yük taşıma kapasiteleri azaldığı için bütün topuklarda; J, Je ve Jd odalarının tavanlarında en büyük yer değiştirmeler meydana gelmektedir.

“IV. Durum” da ise kuru koşullarda incelenen II. Durum’un, nemli koşullardaki durumu göz önünde bulundurulmuştur. II. durumda belirlenen tespitler bu durum için de geçerlidir. Je odası ve duvarların yük taşıma kapasitesinin epeyce azalması Je odası tavanındaki yenilme bölgesinin özellikle artmasına neden olmaktadır. Ayrıca tüm açıklık çevresindeki yenilme bölgesi önceki durumlara göre artış göstermektedir (Şek. 18-19). Dayanımın düşük olduğu duvarlarda ve Je topuğunda en büyük yer değiştirmeler dramatik şekilde diğer bölgelerden daha büyük oluşmaktadır. Tüm durumlar için açıklık yüzeyinde oluşan en büyük yer değiştirme değerleri Çizelge 10’da verilmiştir.

Çizelge 10 Açıklıkta oluşan yer değiştirme değerleri

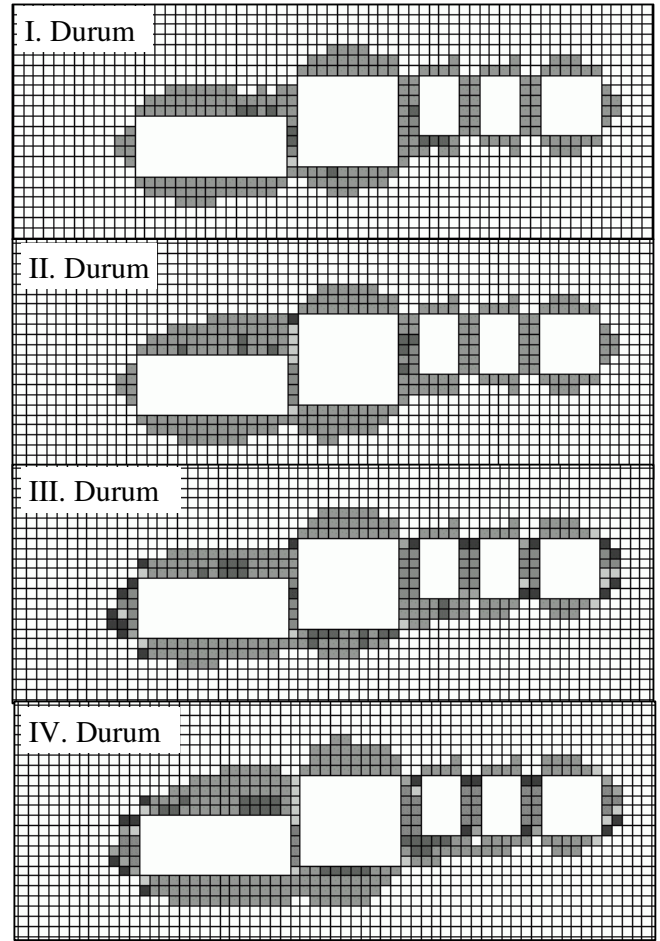
Durum	d (cm)	Yer
I	2.44	J, Je ve Jd odalarının tavanlarında
II	4.55	Je topuk ve J-Jd ve J-Je duvarda
III	7.73	J, Je ve Jd odalarının tavanlarında
IV	19.1	Je topuk ve J-Jd ve J-Je duvarda



Şekil 17 Açıklık çevresinde oluşan yenilme bölgelerinin kesit görünüşü (I. Durum)

8 SONUÇLAR ve ÖNERİLER

Mezar ile ilgili yerinde detaylı olarak kaya mekaniği araştırmaları yapılmıştır. J-Jd odaları arasındaki duvarın J odası ve komşu Ja, Jc, Jd ve Je odalarının genel duraylılığı üzerinde büyük etkisi bulunmaktadır. Bu nedenle, J-Jd odaları arasındaki duvarın güçlendirme işlemlerinin öncelikli ve acilen yapılması gerekmektedir. Daha sonra J ve Je odasındaki topukların güçlendirme çalışmaları yapılmalıdır.



Şekil 18 İncelenen tüm durumlar ve A-A' kesiti için yenilme bölgeleri

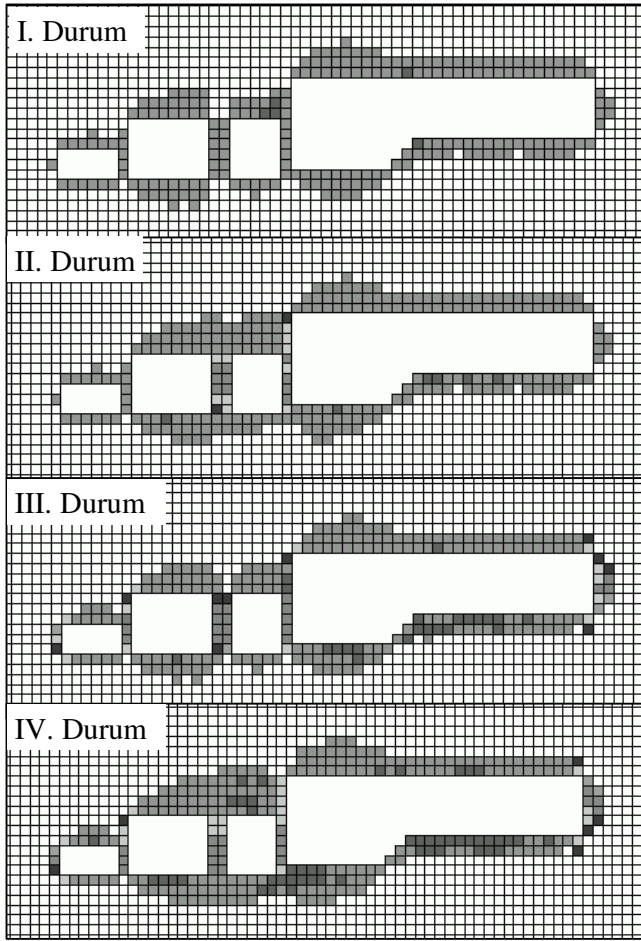
Yumuşak kireçtaşının yaş durumda dayanım yönünden olumsuz etkilendiği belirlenmiştir. Ortamda oluşabilecek su veya nemin kontrol altında tutulması gerekmektedir.

Güçlendirme çalışmalarında, oluşan çatlakların öncelikle temizlenmesi gerekmektedir. Sonra çatlak yüzeylerine epoxy reçine yayıldıktan sonra kopan parçalar yapıştırılmalıdır. Bu işlemden sonra, çatlak yüzeyine dik olacak şekilde 40 cm uzunluğunda ön gerdirmesiz tüm boy ankrajlı cam elyaf (fiber glass) üç adet saplama yerleştirilebilir.

Ayrıca bazı duraysızlık problemleri olsa da 3200 yıldır da hala genel olarak duraylı olan bu mezarın oluşturulduğu yumuşak kireçtaşının uzun süreli mekanik özelliklerinin belirlenmesi gerekmektedir.

TEŞEKKÜR

Bu çalışmaya konu olan III. Amenhotep firavun mezarının restorasyonu ve korunması, UNESCO tarafından desteklenen proje, Prof. S. Yoshimura (Waseda Üniversitesi, Egyptology Bölümü)



Şekil 19 İncelenen tüm durumlar ve B-B' kesiti için yenilme bölgeleri

tarafından yürütülmektedir. İlk yazar bu projenin kaya mekaniği ve kaya mühendisliği sorunlarından sorumlu danışman olarak görev almış ve halen bu görevini sürdürmektedir. Yazarlar, projeyi destekleyen UNESCO'ya, proje lideri Prof. Dr. S. Yoshimura'ya; arazi çalışmalarına eşlik ve yardımcı Prof. Dr. H. Tano (Nihon Üniversitesi, Japonya) ve Prof. Dr. M. Hamada'ya (Waseda Üniversitesi, Japonya); bazı ölçüm cihazlarını bu bilimsel çalışma için sağlayan Oyo (T. Takeuchi) ve Kajima firmasına; Waseda House'da yardımcı olan tüm ilgili kişilere; Luxor bölgesindeki Mısır Arkeolojik eserleri koruma, restorasyon ve müze yetkililerine gösterdikleri yakın ilgi ve destek için teşekkür etmeyi bir borç bilirler.

KAYNAKLAR

- Andrews M. 2002. The tomb of Amehotep III (and possibly Queen Tiye) on West Bank at Luxor. <http://touregypt.net/featurestories/amenhotep3t.htm>
- Aydan Ö. 2000. A stress inference method based on GPS measurements for the directions and rate of stresses in the

- earth's crust and their variation with time, *Yerbilimleri*, 22:223-236.
- Aydan Ö. 2003. The moisture migration characteristics of clay-bearing geo-materials and the variations of their physical and mechanical properties with water content. UNSAT2003, Osaka.
- Aydan Ö., Ulusay R. & Kawamoto T. 1997. Assessment of rock mass strength for underground excavations. *The 36th US Rock Mechanics Symposium*, 777-786.
- Aydan Ö., Ulusay R. & Yüzer E. 1999. A Research on Living Environment of Derinkuyu Underground City, Turkey. (Japonca), A report submitted to Japan Ministry of Education, Sports and Culture. Research Report No: 09044154, 149p.
- Aydan Ö., Ulusay R., Yüzer E. & Erdoğan M. 1999. Man-made structures in Cappadocia, Turkey and their implications in rock mechanics and rock engineering. *ISRM News Journal*, Vol.6, 1:63-73.
- Aydan Ö. & Kawamoto T. 2000. The assessment of mechanical properties of rock masses through RMR rock classification system. *GeoEng2000*, UW0926, Melbourne.
- Aydan Ö., Kumsar H. & Ulusay R. 2002. How to infer the possible mechanism and characteristics of earthquakes from the striations and ground surface traces of existing faults. *JSCE, Earthquake and Structural Engineering/ Earthquake Engineering*, Vol. 19, 2:199-208.
- Aydan Ö. & Kim Y. 2002. The inference of crustal stresses and possible earthquake faulting mechanism in Shizuoka Prefecture from the striations of faults. *J. of the School of Marine Science and Technology*, Tokai Uni., 54:21-35.
- Aydan Ö. & Ulusay R. 2003. Geotechnical and geoenvironmental characteristics of man-made underground structures in Cappadocia, Turkey. *Engineering Geology*, 69:245-272.
- Aydan Ö., Tano H. & Hamada M. 2003. A report on environmental and rock mechanics investigations for restoration project on the tomb of Amenhotep III. Submitted to UNESCO. 64p.
- Badawy A. 2001. Status of the crustal stress in Egypt as inferred from earthquake focal mechanisms and borehole breakouts. *Tectonophysics*, 343:49-61.
- Clayton P.A. 1994. Chronicle of the Pharaohs (The Reign-By-Reign Record of the Rulers and Dynasties of Ancient Egypt), Thames and Hudson Ltd.
- Dunn J. 2002. Amenhotep III, the ninth king of Egypt's 18th. <http://touregypt.net/featurestories/amenhotep3.htm>
- Grimal N. 1988. *History of ancient Egypt*, Blackwell.
- Hoek E. & Brown E.T. 1980. *Underground excavations in rock*. Inst. Min. & Metall., London.
- Hoek E. 1999. Putting numbers to geology an engineer's viewpoint. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, 32:1-19.
- Hoek E., Carranza-Torres C. & Corkum B. 2002. Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition. *5th North American Rock Mechanics Symposium and 17th Tunneling Association of Canada Conference: NARMS-TAC*, 267-271.
- ITASCA 1997. *FLAC3D-Fast Lagrangian Analysis of Continua (Version 2.0)*. 5 Vols. Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc.
- Salam M.E.A. 2002. Construction of underground works and tunnels in ancient Egypt. *Tunneling and Underground Space Technology*. 17:295-304.

Kayaçların ısı iletkenliklerini etkileyen faktörler

The parameters affecting thermal conductivity of rocks

K. Görgülü, Y.S. Durutürk & A. Demirci

Cumhuriyet Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Maden Mühendisliği Bölümü 58140 Sivas

ÖZET: Kayaçların ısı iletkenlikleri çeşitli faktörlere bağlı olarak farklılıklar göstermektedir. Bu çalışmada kayaçların ısı iletkenliğinde etkili olan faktörlerin ayrıntılı olarak incelenmesi amaçlanmıştır. Bu amaçla kayaçlarda değişik koşullarda ısı iletkenliğinin ölçümü için geliştirilen cihaz tanıtılmış ve gerçekleştirilmiş olan ısı iletkenlik ölçüm sonuçlarına yer verilmiştir. Bu ölçüm sonuçlarına bağlı olarak değişik koşullar için kayaçların ısı iletkenlik davranışlarını açıklayan modeller sunulmuştur. Ayrıca ısı iletkenliği ile kayaçların malzeme özellikleri arasındaki ilişkilere de yer verilmiştir.

ABSTRACT: The thermal conductivity of rocks varies depending on numerous parameters. This study aims to deal with the investigation of parameters affecting thermal conductivity of rocks and with the measurement of rock's thermal conductivity coefficients. For this purpose, a device developed for thermal conductivity measurement under different conditions is described and the results of measurements are presented as figures and models. Models explaining thermal conductivity of rocks at various conditions are presented depending on these results. The relationships between thermal conductivity and material properties of rocks are also given.

1 GİRİŞ

Maden mühendislerinin en önemli görevlerinden biri yeraltı madenlerinde emniyet ve sağlık koşullarını tesis etmek, korumak ve sürdürmektir. Sağlıklı ve emniyetli çalışma koşulları kapsamında öne çıkan ve özellikle derin yeraltı maden işletmelerinde meydana gelen ısı, madencilik faaliyetlerini etkileyen ana problemlerden birini oluşturmaktadır. Bu kapsamda ocağa girerek boşluklar boyunca ilerleyen havanın sıcaklığı artmakta ve oluşan yüksek sıcaklık, bir yandan insan vücudunda istenmeyen fiziksel etkiler meydana getirmekte, diğer yandan sıcaklık ve rutubete bağlı olarak insan gücü verimliliğinde belirgin düşüşlere sebep olmakta ve çeşitli hastalıklara yol açmaktadır. Bu durum aynı zamanda işçilerin canlılıklarının azalmasına bağlı olarak kazaların artmasına da neden olmaktadır.

Özellikle derin maden işletmelerindeki ısı kaynakları, ocak ikliminin iyileştirilmesi amacıyla uygulanan soğutma ve rutubetin ayarlanması hususlarını belirgin şekilde etkilediğinden oldukça büyük bir önem taşımaktadırlar. Bu kaynaklar kapsamında genel olarak; otokompresyon, yeraltı kayaçları, yeraltı suyu, makineler, aydınlatma tesisatı, insan metabolizması, oksidasyon, patlatma, kayaç hareketleri ve boru hatları bulunmaktadır. Bu

kaynakların herhangi bir maden ocağında ortaya çıkan ısı miktarındaki payı, işletme koşullarına bağlı olarak değişmektedir. Bununla beraber pek çok derin işletmede yeraltı kayaçlarından yayılan ısının, toplam ısının %35-48'ini oluşturduğu tespit edilmiştir (Döver 1991; Hartman 1997). Bu haliyle işletmeler derinleştikçe kayaçlardan yayılan ısının önemi daha da artmaktadır. Toplam ısı içerisindeki oranları açısından kayaçlardan yayılan ısıyı makine-ekipman ve otokompresyon takip etmektedir. Diğer kaynakların önemi özel koşullara bağlı olarak belirginleşebilmektedir.

Çevre kayaçlardan ocak boşluklarına yayılan ısı enerjisi miktarı, kayaçların ısı iletkenlik katsayıları ile ilişkili olup Fourier'in "Isı İletim Kanunu" ile açıklanmıştır. Bu kanunun sıcaklık gradyanının var olduğu homojen bir ortamda ifadesi aşağıda verildiği gibidir;

$$q \propto -A \frac{\partial \theta}{\partial x} \quad (1)$$

q : Birim zamanda ısı akımı (W)

A : İçinde ısı akışı olan bölgenin alanı (m²)

$\frac{\partial \theta}{\partial x}$: Isı akış yönündeki sıcaklık gradyanı (°C/m)

Yukarıdaki ifade bir k orantı katsayısı tanımlanarak aşağıdaki gibi yazılır.

$$\frac{q}{A} = -k \frac{\partial \theta}{\partial x} \quad \text{veya} \quad q = -k A \frac{\partial \theta}{\partial x} \quad (2)$$

Bu haliyle t zaman diliminde ocak açıklıklarının yüzeyine akan ısı miktarı aşağıdaki gibi ifade edilmektedir.

$$Q = -kA \frac{\partial \theta}{\partial x} t \quad (3)$$

t : Zaman dilimi (s)

Q : Isı miktarı (Ws)

Yukarıdaki ifadelerle göre birim alandan birim zaman zarfında geçen q ısı miktarı, ısıнын aktığı yüzeyin normali doğrultusundaki $\partial\theta/\partial x$ sıcaklık gradyanı ve k katsayısı ile orantılıdır. “k” katsayısı ısı iletkenlik katsayısı (W/m°C) olarak adlandırılmış olup ocak boşluklarına akan ısıyı direkt olarak etkilemekte ve belirlemektedir. Buna göre toplam ısı miktarı 3 no’lu eşitlikte verildiği gibi hesaplanmaktadır.

Kayaçların ısı iletkenlik katsayıları kayacıdan kayacıya belirgin olarak farklı değerler arz etmektedir. Bu farklılıklara ek olarak özellikle derin maden ocaklarında, kayaçlar üzerine etki eden basınçların da ısı iletkenlik katsayısını artıracak dikkate alınır, bu konu daha da büyük önem taşımaktadır. Isı iletkenlik katsayısının tespiti, derin maden işletmeciliği açısından büyük önem arz etmekle birlikte; ayrıca yeraltında ısı depolanması, jeotermal enerji aranması ve üretimi ile nükleer atıkların yeraltında depolanması gibi konularda da önem kazanmaktadır.

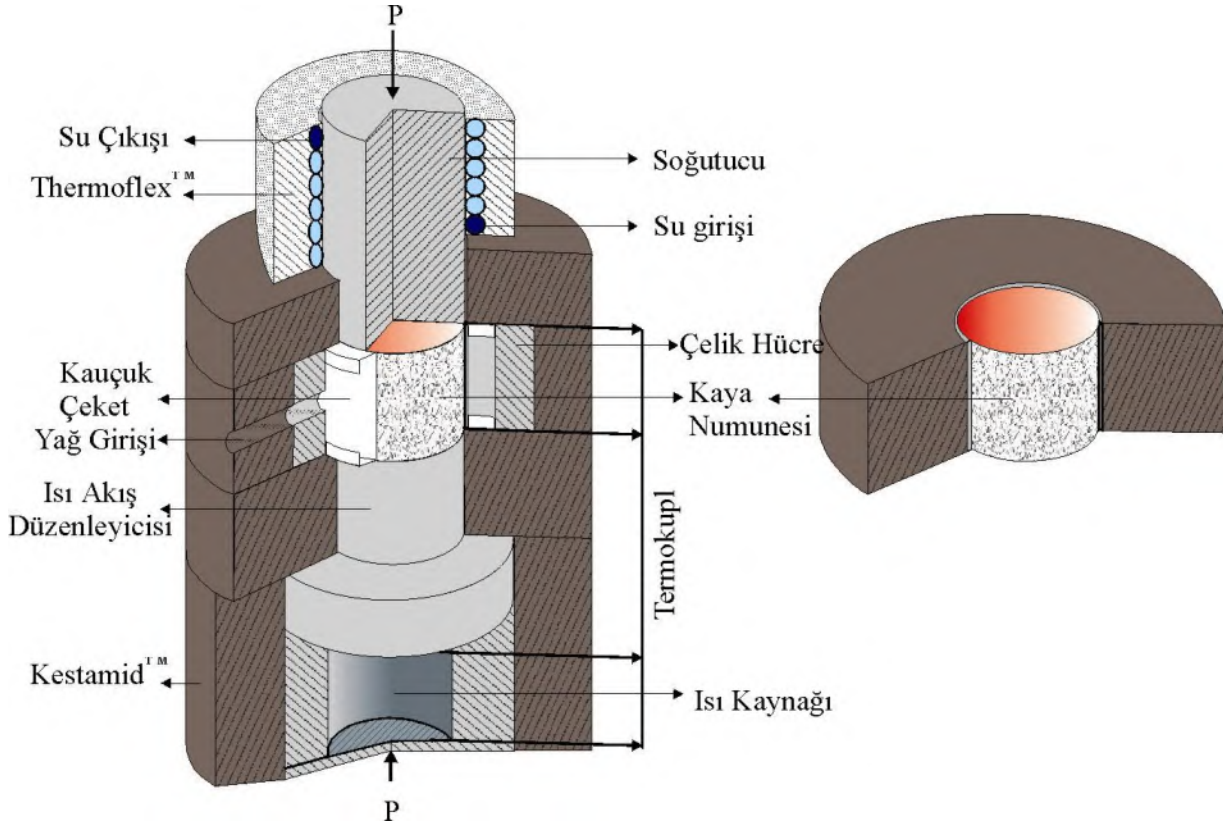
2 ISI İLETKENLİK ÖLÇÜM YÖNTEMLERİ ve KAYAÇLARDAKİ UYGULAMALARI

Genel olarak laboratuvarında sabit koşullarda katı malzemelerin ısı iletkenliklerini belirlemek için bir çok yöntem mevcuttur. Bu yöntemler sırasıyla; eksenel akış yöntemleri (mutlak eksenel ısı akış yöntemi, referans numuneli ölçüm yöntemi, izolasyonlu veya izolasyonsuz ısı akış ölçüm yöntemi), plaka metodu ile ısı iletkenlik ölçüm yöntemi ve sıcak tel yöntemidir (TSE 1977; ASTM 1985; ASTM 1988; ASTM 1990; ASTM 1991; Anter 2004).

Kayaçların ısı iletkenliklerini laboratuvar koşullarında tespit etmek için farklı deney düzenekleri ve ölçüm teknikleri ile gerçekleştirilmiş pek çok araştırma vardır (Ashworth & Ashworth 1979; Barla vd. 1983; Mousset-Jones & McPherson 1986; Brigaud & Vasseur 1989; Bernasconi vd. 1990; Güyagüler & Önder 1995; Durutürk 1999; Durutürk vd. 2002; Görgülü 2004; Demirci vd. 2004). Bu araştırmalardan Durutürk (1999) ve Durutürk vd. (2002) tarafından gerçekleştirilen çalışmalar, eksenel basıncın ısı iletkenlik üzerindeki etkilerinin tespitine yönelik olup diğerlerinden farklılıklar arz etmektedir. Eksenel ve üç eksenli gerilme altında kayaçların ısı iletkenlik davranışının tespitine yönelik çalışma ise Demirci vd. (2004) tarafından gerçekleştirilmiştir. Ayrıca kayaçların ısı iletkenliklerinin yerinde ölçümü amacıyla gerçekleştirilen çalışmalar da mevcuttur (Shen vd. 1991; Barla vd. 1983; Kuriyagawa vd. 1983; Innaurato & Occella 1989).

Eksenel ve üç eksenli gerilme altında kayaçların ısı iletkenlik davranışının tespitine yönelik çalışmalarda kullanılan deney düzeneği Şekil 1’de (Demirci vd. 2004) verilmiştir. Bu cihaz; Mousset-Jones ve McPherson (1986), Durutürk vd. (2002) ve Hoek hücresinden (Hoek & Brown 1980) yararlanılarak tasarlanmış olup hidrolik basınç ünitesi, ısı ünitesi, numune yerleştirme ünitesi ve soğutma ünitesinden oluşmaktadır.

Isı ünitesi, bir dijital güç kaynağı ile bağlantılı ısıtıcı bölüm ve ısı akış düzenleyicisinden oluşmaktadır. Ayrıca ısıtıcı bölümünün sıcaklığını kontrol etmek için iki adet termokupl sayısal tarayıcı ile irtibatlandırılmıştır. Numune yerleştirme ünitesi kaya numunelerinin ısı iletkenliklerinin eksenel ve/veya üç eksenli gerilme altında ölçümüne yönelik olarak iki farklı şekilde tasarlanmıştır. Ayrıca herhangi bir gerilme uygulanmaksızın ısı iletkenlik ölçümleri de gerçekleştirilebilmektedir. Üç eksenli gerilme altında gerçekleştirilecek ölçümler için Hoek hücresinin küçük bir modeli olan bölüm kullanılmakta olup söz konusu ünite bir hidrolik yanal basınç sistemi ile bağlantılı olarak çalıştırılmaktadır. Soğutma ünitesi ise çevresinde soğutma suyunun çevrimine olanak sağlayan ve içerisinde çelik bir silindir bulunan bölümdür. Ayrıca bu ünitelerin tamamı yanal ısı akışını engellemek için izole edilmiştir.

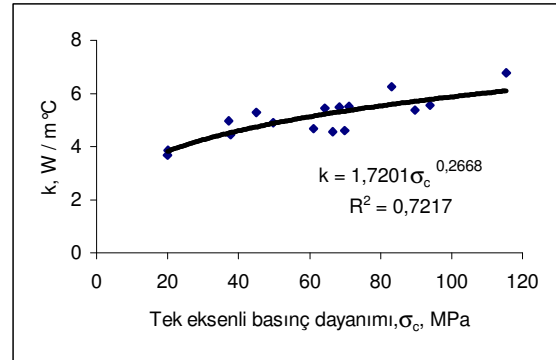


Şekil 1 Isıl geçirgenlik ölçüm düzeneği (Demirci vd. 2004)

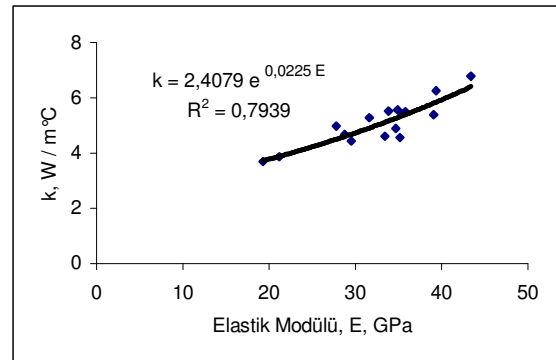
3 KAYAÇLARIN ISI İLETKENLİĞİNİ ETKİLEYEN FAKTÖRLER

Kayaçların ısı iletkenliği çeşitli faktörlerin etkisine bağlı olarak değişmektedir. Bu kapsamda kayaçların mineralojik ve petrografik özellikleri, tek eksenli basınç dayanımı (Şek. 2), elastik modülü (Şek. 3), kohezyonu (Şek. 4), birim ağırlığı (Şek. 5), sertliği (Şek. 6-7), dolaylı çekme dayanımı (Şek. 8), nokta yük dayanımı (Şek. 9), darbe dayanımı (Şek. 10), nem oranı (Şek. 11), gözenekliliği (Şek. 12), eksenel (Şek. 13) ve üç eksenli gerilme (Şek. 14) altında bulunma durumları sayılabilir. İlgili şekillerde bu değişimlerin nasıl seyrettiği grafiksel ve fonksiyonel olarak gösterilmiştir.

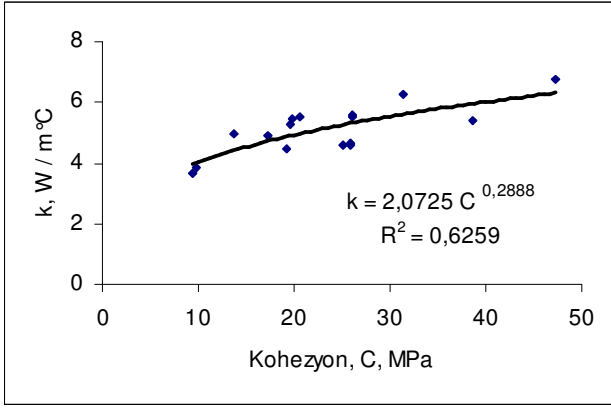
Mineral bileşimi ve petrografik açıdan bakıldığında kayaçların ısı iletkenliği, kayaçları oluşturan münferit minerallerin ısı iletkenliği ile kayacın gözenekliliği, kristal ve anizotropik yapısı vb. parametrelerin ortak paydasıdır.



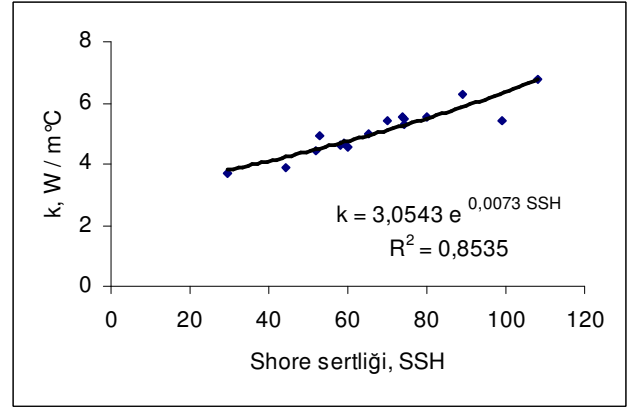
Şekil 2 Kayaçların tek eksenli basınç dayanımı ile ısı iletkenlik katsayısı arasındaki ilişki (Görgülü 2004)



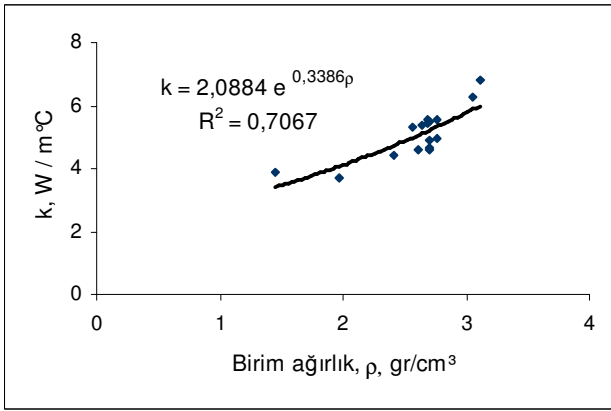
Şekil 3 Kayaçların elastik modülü ile ısı iletkenlik katsayısı arasındaki ilişki (Görgülü 2004)



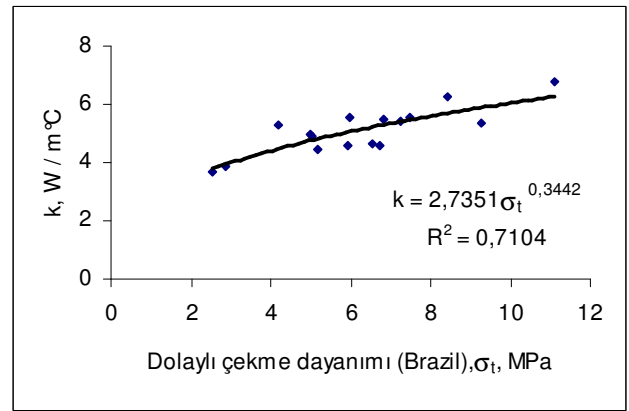
Şekil 4 Kayaçların kohezyonu ile ısı iletkenlik katsayısı arasındaki ilişki (Görgülü 2004)



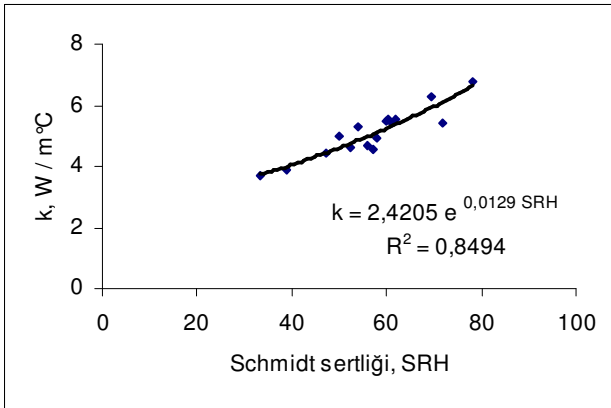
Şekil 7 Kayaçların Shore sertliği ile ısı iletkenlik katsayısı arasındaki ilişki (Görgülü 2004)



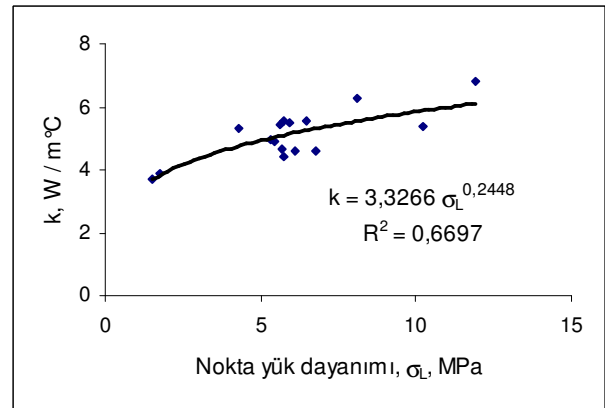
Şekil 5 Kayaçların birim ağırlığı ile ısı iletkenlik katsayısı arasındaki ilişki (Görgülü 2004)



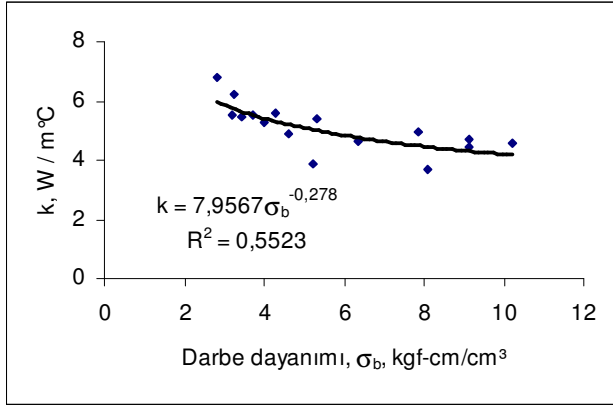
Şekil 8 Kayaçların dolaylı çekme dayanımı ile ısı iletkenlik katsayısı arasındaki ilişki (Görgülü 2004)



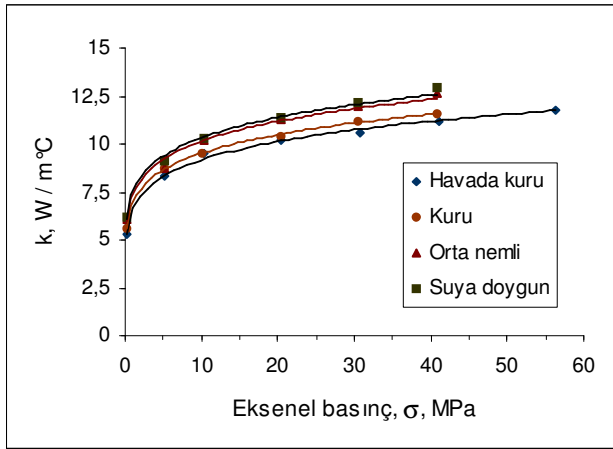
Şekil 6 Kayaçların Schmidt sertliği ile ısı iletkenlik katsayısı arasındaki ilişki (Görgülü 2004)



Şekil 9 Kayaçların nokta yük dayanımı ile ısı iletkenlik katsayısı arasındaki ilişki (Görgülü 2004)



Şekil 10 Kayaçların darbe dayanımı ile ısı iletkenlik katsayısı arasındaki ilişki (Görgülü 2004)



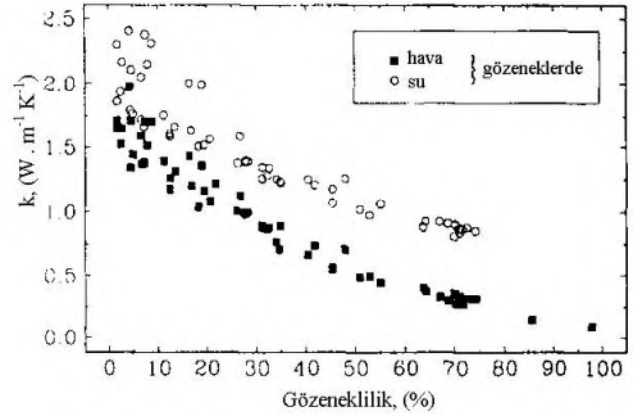
Şekil 11 Konglomera için basınç ve nemin bir fonksiyonu olarak ısı iletkenlik katsayısının değişimi

Şekil 11’de görüldüğü gibi ısı iletkenlik katsayısı kayaçtaki neme bağlı olarak artarak azalan bir davranış göstermektedir. Bu haliyle kayacın nemi, ısı iletkenlik katsayısının her basınç aşamasında belirli bir oranda artmasına sebep olmaktadır. Bu durum AFR Technical Manual (1988), Ashworth (1992), Clauser&Huenges (1995) tarafından yapılan çalışmalarda da ifade edilmiştir.

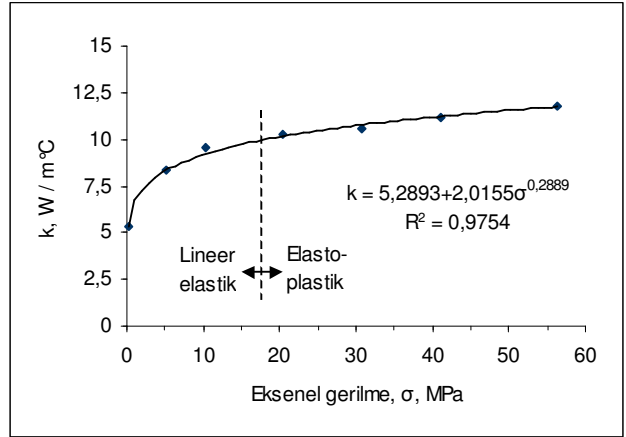
Şekil 12’de görüldüğü gibi kayaçların gözenekliliklerinin artışına bağlı olarak ısı iletkenlik katsayıları azalmaktadır. Ancak ısı iletkenlik katsayısı, gözeneklerin su ile dolu olması durumunda hava ile dolu olması durumuna nazaran belirgin bir artış göstermektedir.

Kayaçlardaki ısı iletkenlik katsayısının değişimi, gerek tek eksenli ve gerekse üç eksenli gerilmenin etkisine bağlı olarak önemli ölçekte ve belirgin bir değişme göstermektedir. Konuyla ilgili olarak Durutürk (1999), Durutürk vd. (2002) ve Demirci vd. (2004) tarafından yapılmış olan çalışmalarda bu

ilişkiler aşağıda belirtilen 4 ve 7 no’lu eşitliklerde verildiği gibidir.



Şekil 12 Isı iletkenlik katsayısının gözenekliliğe bağlı olarak değişimi (Clauser & Huenges 1995)



Şekil 13 Konglomera için eksenel gerilme ile ısı iletkenlik katsayısının değişimi

$$k = k_0 + \lambda \sigma^n \quad (4)$$

k : Eksenel gerilme altında kayacın ısı iletkenlik katsayısı (W/m°C)

k_0 : Normal koşullarda kayacın ısı iletkenlik katsayısı (W/m°C)

λ, n : Eksenel gerilme koşullarında kayaca özgü sabitler

σ : Eksenel gerilme (MPa)

Şekil 13’de görüldüğü gibi, ısı iletkenlik katsayısı kayaçların lineer elastik deformasyon bölgesinde artarak azalan, elasto-plastik deformasyon bölgesinde yaklaşık olarak lineer artan bir davranış göstermektedir (Demirci vd. 2004). Ayrıca kayaca

özgü sabitler (λ ve n) ile kayacın elastik modülü arasında eşitlik 5 ve 6'daki gibi bir ilişki mevcuttur.

$$\lambda = 0.4733e^{0.0401 E} \quad (5)$$

$$n = 0.6931e^{-0.0242 E} \quad (6)$$

Şekil 14'de görüldüğü gibi benzer ilişkiler üç eksenli gerilmeler altında da tespit edilmiştir.

$$k_{cp} = (k_0 + \lambda_{cp} \sigma_1^{n_{cp}}) \sigma_3^{\beta_{cp}} \quad (7)$$

k_{cp} : Üç eksenli gerilme altında kayacın ısı iletkenlik katsayısı (W/m°C)

$\lambda_{cp}, n_{cp}, \beta_{cp}$: Üç eksenli gerilme koşullarında kayaca özgü sabitler

σ_1 : Eksenel gerilme (MPa)

σ_3 : Yanal gerilme (MPa)

4 SONUÇLAR ve ÖNERİLER

Kayaçların ısı iletkenliği çeşitli faktörlerin etkisine bağlı olarak değişmektedir. Bu kapsamda kayaçların mineralojik ve petrografik özellikleri, tek eksenli basınç dayanımı, elastik modülü, kohezyonu, birim ağırlığı, sertliği, dolaylı çekme dayanımı, nokta yük dayanımı, darbe dayanımı, nem oranı, gözenekliliği,

eksenel ve üç eksenli gerilme altında bulunma durumları sayılabilir.

Mineral bileşimi ve petrografik açıdan bakıldığında kayaçların ısı iletkenliği, kayaçları oluşturan münferit minerallerin ısı iletkenliği ile kayacın gözenekliliği ve anizotropik yapısı vb. parametrelerin ortak paydasıdır.

Isı iletkenlik ile kayaçların tek eksenli basınç dayanımı, dolaylı çekme dayanımı, nokta yük dayanımı, kohezyonu, darbe dayanımı, elastik modülü, birim ağırlığı ve sertliği arasında üstel ilişkiler mevcut olup bu ilişkilere ait regresyon modelleri eşitlik 8-16'da verilmiştir.

$$k = 1.7201\sigma_c^{0.2668} \quad (8)$$

$$k = 2.7351\sigma_t^{0.3442} \quad (9)$$

$$k = 3.3266\sigma_L^{0.2448} \quad (10)$$

$$k = 2.0725C^{0.2888} \quad (11)$$

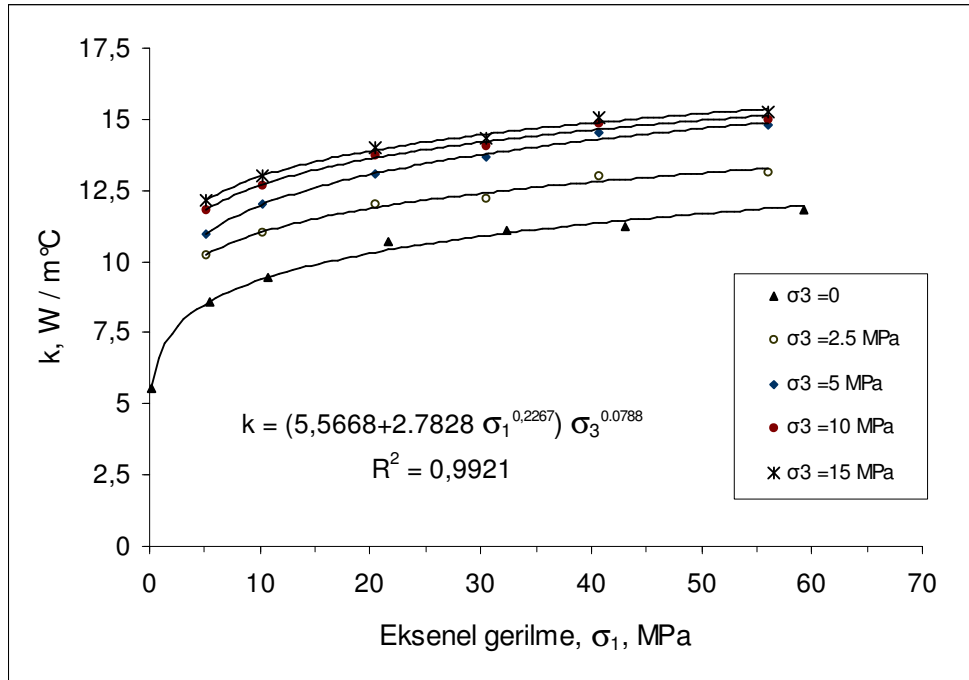
$$k = 7.9567\sigma_b^{-0.278} \quad (12)$$

$$k = 2.4079e^{0.0225 E} \quad (13)$$

$$k = 2.0884e^{0.3386 \rho} \quad (14)$$

$$k = 2.4205e^{0.0129 SRH} \quad (15)$$

$$k = 3.0543e^{0.0073 SSH} \quad (16)$$



Şekil 14 Kumtaşı için üç eksenli gerilme ile ısı iletkenlik katsayısının değişimi (Demirci vd. 2004)

Kayaçların nem artışına bağlı olarak ısı iletkenlik katsayısı belirgin bir şekilde artmakta, buna karşılık gözenekliliklerinin artışına bağlı olarak azalmaktadır.

Isı iletkenlik katsayısı kayaçların lineer elastik deformasyon bölgesinde artarak azalan, elasto-plastik deformasyon bölgesinde ise yaklaşık olarak lineer artan bir davranış göstermektedir.

Gerek tek eksenli ve gerekse üç eksenli gerilmelerin etkisine bağlı olarak kayaçlardaki ısı iletkenlik katsayısı önemli ölçüde ve belirgin bir değişme göstermektedir. Değişik gerilme durumlarına bağlı olarak ısı iletkenliğinin fonksiyonel davranışı eşitlik 4 ve 7’de verilmiştir.

Laboratuvar ortamında ve yerinde tespit edilen ısı iletkenlik katsayıları arasında farklılıklar mevcut olup yerinde belirlenen değerler daha yüksektir. Bunun en önemli nedenlerinden biri yerinde gerilme koşullarının labotaruvardaki koşullarda dikkate alınmamış olmasıdır. Şekil 1’de verilen cihazla laboratuvar koşullarındaki bu olumsuzluğun giderilmesine çalışılmıştır. Oysa ki kayaç üzerine etki eden gerilmeler ısı iletkenliğini belirgin bir şekilde artırmaktadır. Bu nedenle; arazide gerçekleştirilecek çalışmalarla, madenlerin derinliğine ve gerilme durumlarına bağlı olarak çevre kayaçların ısı iletkenlik davranışlarının ne şekilde değiştiğinin belirlenmesinde büyük yarar görülmektedir.

KAYNAKLAR

- AFR Technical Manual 1988. *Arctic and Subarctic Construction-Calculation Methods For Determination Of Depths of Freeze and Thaw in Soils*. Headquarters Dept. of The Army and The Air Force Washington, DC, TM 5-852-6/AFR 88-19, Vol. 6, p. 2.1-2.13.
- Anter Corporation. 2004. *Principal Methods of Thermal Conductivity Measurements*. www.anser.com/TN67.htm, 5 s.
- Ashworth E. 1992. The Variation of the Thermal Conductivity of Tuff with Moisture. Experimental Results and Proposed Model. *33rd. US Symposium on Rock Mechanics, Proceedings*, Balkema, pp. 859-868.
- Ashworth E. & Ashworth S.D. 1979. A Simple Apparatus for Thermal Conductivity Measurements Rocks and Similar Poor Conducting Materials. *20th. US Rock Mechanics Symposium, Proceedings*, Texas, pp. 27-33.
- ASTM 1985. *Steady-State Heat Flux Measurements and Thermal Transmission Properties by Means of the Guarded-Hot-Plate Apparatus*. ASTM C177, s. 20-29.
- ASTM 1988. *Thermal Conductivity of Solids by Means of the Guarded-Comparative Longitudinal Heat Flow Technique*. ASTM E1225, s. 594-603.
- ASTM 1990. *Thermal Conductivity of Refractories by Hot Wire*. ASTM C1113, s.320-325.
- ASTM 1991. *Steady-State Heat Flux Measurements and Thermal Transmission Properties by Means of the Heat Flow Meter Apparatus*. ASTM C518, E1530, s.151-162.
- Barla C., Innaurato N. & Pantaleoni G. 1983. Heat Transfer in the Rock Mass around Mine Openings. *5th International Congress on Rock Mechanics*, Melbourne, Australia, pp.E141-E146.
- Bernasconi A., Sator J., Posselt D. & Ott H.R. 1990. Dynamic Technique for Measurements of the Thermal Conductivity and Specific Heat: Application to Silica Aerogels. *Rev. of Science in Instruments*, Vol. 61 (9), pp.2420-2426.
- Brigaud F. & Vasseur G. 1989. Mineralogy, Porosity and Fluit Control of Thermal Conductivity of Sedimentary Rocks. *Geophysical Journal*, Vol. 98, pp.525-542.
- Clauser C. & Huenges E. 1995. *Rock Physics and Phase Relations A Handbook of Physical Constants*. Copyright by American Geophysical Union, AGU Reference Shelf 3, pp.105-126.
- Demirci A., Görgülü K. & Durutürk Y.S. 2004. Thermal Conductivity of Rocks and Its Variation With Uniaxial and Triaxial Stress, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 41/7, pp. 1133-1138.
- Döver D.H., 1991. *Güney Afrika Cumhuriyeti’nde West Driefontein ve Kloof İşletmelerinde Ocak İkliminin İncelenmesi*. Yüksek Lisans Tezi, İ.T.Ü., 213 s.
- Durutürk Y.S., 1999. *Basınca Bağlı Olarak Kayaçlarda Isıl Geçirgenlik Katsayılarının Değişimi ve Bu Değişimin Maden Ocaklarına Yönelik Etkilerinin İncelenmesi*. Doktora Tezi, Cumhuriyet Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Sivas, 188 s.
- Durutürk Y.S., Demirci A. & Keçeciler A., 2002. Variation of Thermal Conductivity of Rocks With Pressure. *CIM Bulletin*, Vol. 95, pp. 67-71.
- Görgülü K., 2004. Determination of the relationships between the thermal conductivity and material properties of rocks. *Journal of University of Science and Technology Beijing*, Vol. 11, Num. 4, pp. 297-301.
- Güyagüler T. & Önder Ü.Y. 1995. *Karadön Kömür Ocağında Jeotermal Gradyant Eğrisinin ve Kayaçların Isısal Geçirgenliğinin Ölçülmesi İle Isı Yayılımının Belirlenmesi*. Nihai Rapor, ODTÜ, Maden Müh. Böl., Ankara, 28 s.
- Hartman H.L. 1997. *Mine Ventilation and Air Conditioning*. 3rd ed., New York: J. Wiley and Sons.
- Hoek E. & Brown E.T. 1980. *Underground Excavations in Rock*, The Institution of Mining and Metallurgy, 526 p.
- Innaurato N. & Occella E. 1989. Laboratory and In-situ Rock Thermal Property measurements in Hot Mine. *Rock at Great Depth, Proceedings of an International Symposium*, Pau, pp.379-385.
- Kuriyagawa M., Matsunaga I. & Yamaguchi T. 1983. An In-situ Determination of the Thermal Conductivity of Granitic Rock. *5th International Congress on Rock Mechanics, Melbourne*, Australia, pp.E147-E150.
- Mousset-Jones P. & McPherson M.J. 1986. The Determination of In-Situ Rock Thermal Properties and the Simulation of Climate in an Underground Mine. *International Journal of Mining and Geological Engineering*, Vol. 4, pp. 197-216.
- Shen X., Yang S. & Zhang W. 1991. Portable in-situ Wall-Rock Thermal Conductivity Meter for Mine Pits. *Rev. of Science in Instruments*, Vol. 62 (6), pp.1581-1586.
- TSE 1977. *Plaka Metodu ile Isıl geçirgenliğinin Tayini*. TS 388, s. 1-9.

Karabayır ariyet ocağının jeoelektrik yöntemi ile modellenmesi ve rezerv tespit çalışmaları

Modeling and reserve estimation studies for Karabayır fill material pit via resistivity method

E. Arpaz, F. Ödük & M. Tokgöz

TCK 1. Bölge Müdürlüğü Araştırma Başmühendisliği İstanbul

ÖZET: Trakya Otoyolu Ayrımı – Kırklareli – Dereköy – Aziziye Bulgaristan Hudut Kapısı Yolu Km: 13+700'deki Demiryolu Üstgeçit Köprüsünün yaklaşım dolgusundaki ariyet malzemesi ihtiyacını karşılamak üzere güzergah civarında yürütülen çalışmalar neticesinde Kırklareli – Babaeski Yolu Karabayır mevki civarında seçilen bir alanda (Karabayır-3 ariyet ocağı) rezerv tespit çalışması yapılmasına karar verilmiştir. Bu amaçla; söz konusu arazide bir dizi sistematik jeoelektrik (rezistivite) ölçümleri gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmada; ölçümlerin sonuçları büroda değerlendirilerek ocağın genel bir modeli çıkartılmış ve rezerv tespiti yapılmıştır. Bu çalışma sonucunda; yol yapım çalışması sırasında oldukça sık bir şekilde ihtiyaç duyulan ariyet malzemesi ihtiyaçlarının karşılanabilirliği için jeoelektrik yönteminin hızlı ve ekonomik çözümler üretebildiği görülmüştür.

ABSTRACT: In order to obtain the fill material for the railway overpass bridge approachments which take place at required Km:13+700 of highway lying between Trakya Motorway Intersection – Kırklareli – Dereköy – Aziziye (Bulgaria) Border Gate, it has been decided to carry out a reserve estimation study on an area in vicinity of Kırklareli – Babaeski Highway, Karabayır location (Karabayır -3 fill material pit) at the end of the field searches around the highway route. For this purpose; a series of systematic resistivity measurements has been done on that area. In this study; by evaluating the measurement results in the office, a general model of fill material pit has been prepared and reserve estimation for the pit area has been made. At the end of this study; it has been observed that resistivity method can supply rapid and economic solutions to frequently encountered fill material requirements during the highway construction works.

1 GİRİŞ

Karayolu yapımında, yolun kalite ve servis süresini belirleyen en önemli unsurların başında, yol alt yapısının; kaliteli ve standartlara uygun olarak yapılması, başka bir ifade ile kaliteli malzeme ile yol yapım tekniklerine uygun olarak teşkil edilmesi gelmektedir. Bu nedenle yol yapım işlerinde sürekli olarak ariyet (dolgu) malzemesi ve buna uygun ocakların belirlenmesi ihtiyacı doğmaktadır.

Bu çalışmada; Trakya Otoyolu Ayrımı – Kırklareli – Dereköy – Aziziye Bulgaristan Hudut Kapısı Yolu Km: 13+700'deki Demiryolu Üstgeçit Köprüsünün yaklaşım dolgusundaki ariyet malzemesi ihtiyacını karşılamak üzere belirlenen Karabayır-3 ariyet ocağının, jeoelektrik (rezistivite) yöntemiyle modellenmesi ve rezerv tespit çalışmalarına yer verilmiştir.

2 DOLGU MALZEMESİ ÖZELLİKLERİ

TC Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Karayolları Genel Müdürlüğü'nce hazırlanan Yollar Fenni Şartnamesi'ne göre, yol dolgularında kullanılacak malzemelerin içerisinde;

- Bitkisel toprak,
- Ağaç, çalı, kök vb. organik maddeler,
- Kömür, kömür tozu dahil içten yanması söz konusu olan malzeme,
- Bataklık veya suyla doymuş hale gelmiş killi ve marnlı zeminler,
- Süprüntü enkaz gibi artık maddeler,
- Suyla kolayca ufalanarak oturmaları neden olacak malzeme,
- Karlı, buzlu ve donmuş topraklar,
- Ağırlıkça %20'den fazla jips bulunmayacak ve dolgu malzemesi Çizelge 1'de verilen şartları sağlayacaktır (KGM, 2002).

Çizelge 1 Dolgu malzemesi özellikleri

Deney Adı	Limit Değer	Standart No
Likit Limit (LL)	≤ 70	TS 1900 AASHTO T-89
Plastisite İndeksi (PI)	≤ 40	TS 1900 AASHTO T-90
Maks. Kuru Birim Ağırlık (Standart Proktor)	$\geq 1.450^*$ ton/m ³	TS 1900 AASHTO T-99
Don etkisi olan bölgelerde taban malzemesi özellikleri		
0.075 mm elekten geçen %	≤ 12	TS 1900 AASHTO T-11
Likit Limit (LL)	≤ 25	TS 1900 AASHTO T-89
Plastisite İndeksi (PI)	≤ 6	TS 1900 AASHTO T-94
Kaba agregada su absorpsiyonu %	≤ 3	TS 1900 ASTM C-127

*PI ≥ 6 ve CBR >10 olan doğal cürufur ve tüflerde bu şartlar aranmayacaktır.

Dolguların son 40 – 50 cm'lik üst tabakasında Kaliforniya taşıma oranı (CBR) değeri minimum 10 olan seçme malzeme kullanılacaktır (KGM, 2002).

3 ÇALIŞMA ALANININ TANITIMI

3.1 Genel

Trakya Otoyolu Ayr. – Kırklareli – Dereköy – Aziziye Bulgaristan Hudut Yolu Yapım işinde kullanılmak üzere Km:10+200'den 400 m doğu istikametinde, Kedikulak sırtı mevkiinde bulunan Karabayır – 3 ariyet ocağı sahasında rezerv tespiti amacıyla, 28.04.2003 ve 02.05.2003 tarihlerinde jeofizik etüt yapılmıştır.

3.2 Jeoloji

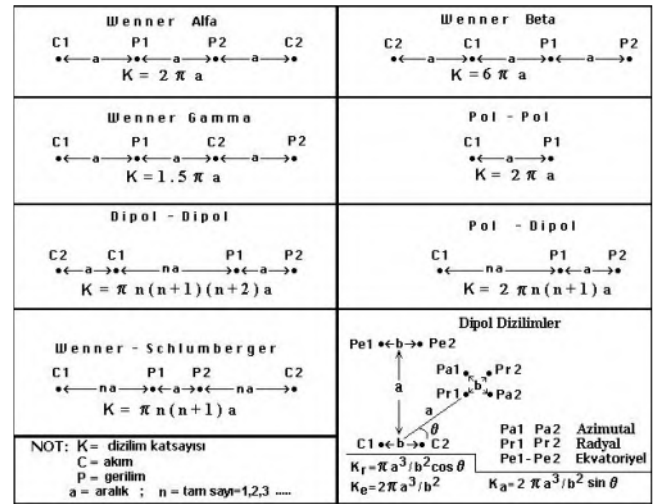
Ocak malzemesi; Pliyokuvaterner yaşlı kızıl kahve renkli teras çökelleridir. Ocak sahasında yapılan Jeolojik incelemeler ve çukur çalışmaları sonucunda teras biriminin topoğrafik yükseltilerin (sırtların) üst seviyelerinde bulunduğu ve yanal olarak da süreklilik arz etmediği tespit edilmiştir. Teras malzemesi, Pliyokuvaterner yaşlı siltli kumlu kil birimi ile yanal ve düşey geçişler sergilemektedir.

4 YÖNTEM

Jeoelektrik yöntemlerin kullanılması ile yapılan ölçümler; yeraltı akiferlerinin jeolojik iskeletinin haritalanması, yeraltı suyu kirlenmesinin egemen olduğu kesimlerin belirlenmesi, yeraltındaki tutturulmamış yani gevşek çökel malzemenin yeri ve kalınlığı ile sağlam temel kayaların bulunduğu derinliğin belirlenmesinde ve özellikle metalik veya metalik olmayan cevherleşme zonlarının saptanmasında kullanılmaktadır (Çağlar, 2004).

Jeoelektrik yöntemlerde yeryüzünde toprağa çakılan iki paslanmaz metal-çelik elektrot aracılığı ile yer içine elektrik akımı gönderilerek bir potansiyel alan oluşturulmakta ve yeryüzündeki diğer iki noktaya yerleştirilen iki elektrot yardımı ile de yer içinde oluşan gerilim farkı ölçülmektedir (KGM, 2001).

Jeoelektrik yöntemlerde ölçüm yapılacak yeraltı oluşumunun (cevherleşme, fay, tabakalaşma düzlemi vb) geometrisine (derinlik, yayılım vb.) bağlı olarak farklı elektrot dizilimleri kullanılmaktadır (Şekil 1).



Şekil 1 Jeoelektrik yöntemlerdeki özel bazı elektrot dizilimleri (Çağlar, 2004)

5 SONUÇLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ

5.1 Jeofizik uygulama sonuçları

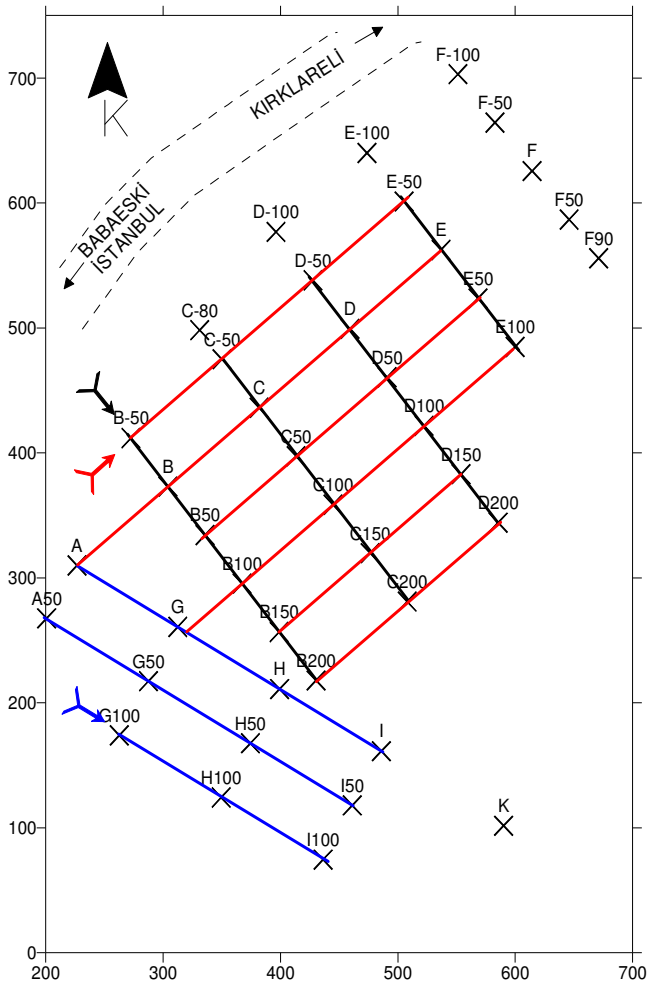
Arazide yapılan ön çalışmada ocak sahasında, 42 farklı noktada jeoelektrik sondaj yapılması planlanmıştır. Jeoelektrik sondajların yapılması esnasında bazı noktalarda malzeme olmadığı gözlemlendiğinden toplam 33 noktada Wenner elektrot dizilimi yöntemi ile jeoelektrik sondaj çalışması gerçekleştirilmiştir (Şekil 2). Jeoelektrik sondajlarda

Jeoelektrik sondajlardan elde edilen veriler Orellana - Money iki tabaka eğrileri abağı yardımıyla değerlendirilmiş olup her ölçüm noktasına ait gerçek öz direnç değerleri ve kalınlıklar bulunarak Şekil 2’de gösterilen, 3 ayrı doğrultuda, toplam 13 adet kesit hattı belirlenmiş ve düşey jeoelektrik kesitler (Şekil 3-15) çizilmiştir. Bu kesitlere ek olarak görünür öz direnç değişimlerinin, yatay düzlemdeki değişimlerini ve görüntüsünü çıkarabilmek amacıyla 4 farklı kot için (145 m, 140 m, 135 m ve 130 m) yatay görünür öz direnç haritaları çizilmiştir (Şekil 16).

Arazi çalışmaları ve kesitlerin incelenmesi sonucunda, çalışma alanındaki birimler Çizelge 2'deki gibi sınıflandırılmıştır.

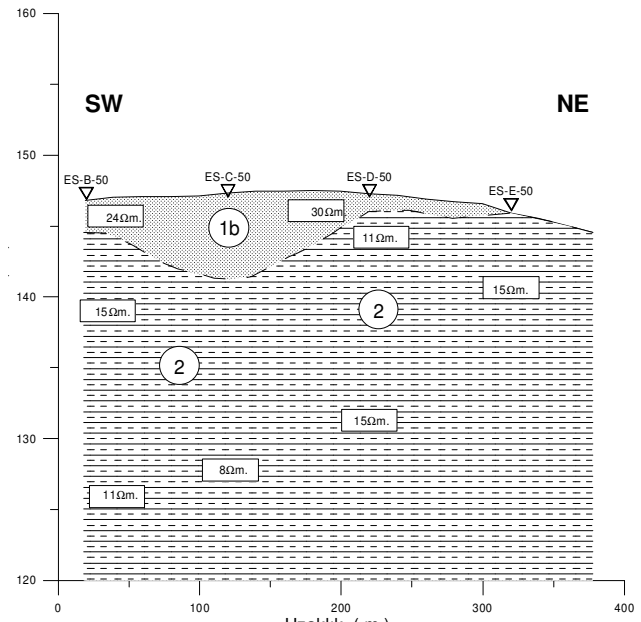
Çizelge 2 Çalışma alanındaki birimler

Birim Kodu	Birim Açıklaması	Özdirenç Aralığı
1a	İri kum, kum, kil karışımı	$>30 \Omega\text{m}$
1b	Killi kum	$30 - 18 \Omega\text{m}$
2	Az siltli kil - Kil	$\leq 18 \Omega\text{m}$

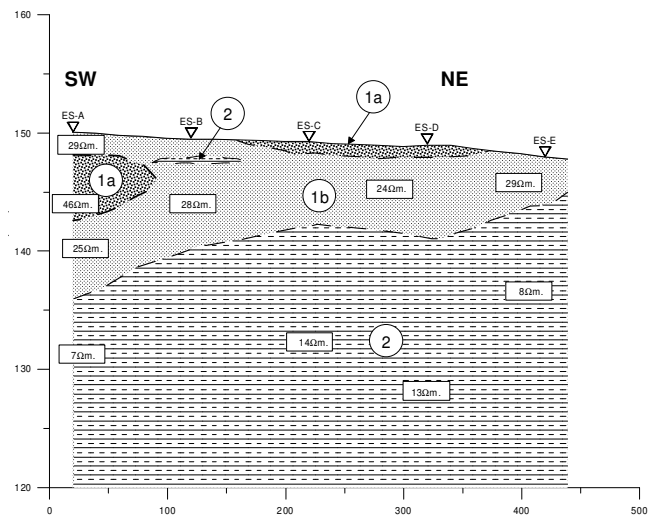


Şekil 2 Jeoelektrik sondaj noktaları ve kesit hatları

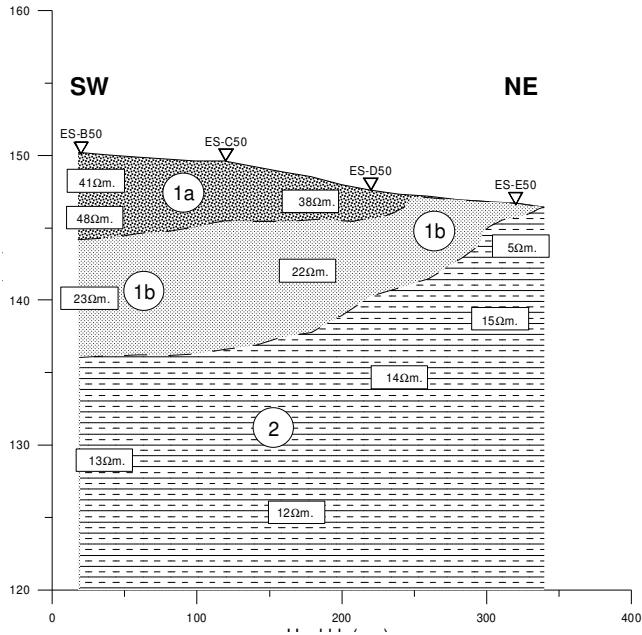
Jeo elektrik sondajlardan belirlendiği üzere çalışma alanında, altta yer alan ve Babaeski formasyonu olarak adlandırılan kil, derinlere doğru değişim olmaksızın devam ettiğinden kesitlerde penetrasyon derinliklerinin sonuna kadar göstermeye ihtiyaç duyulmamıştır.



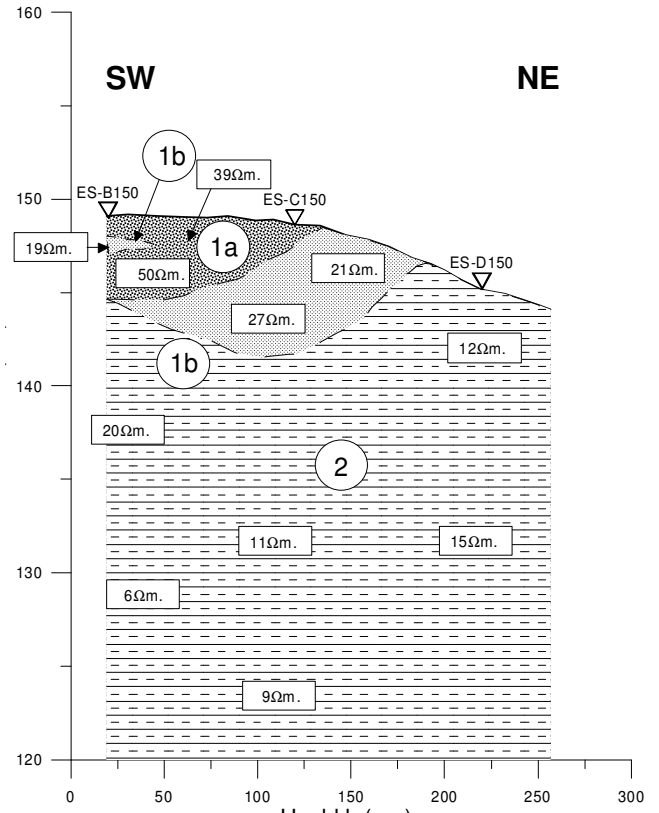
Şekil 3 (ES-B-50) - (ES-E-50) hattı jeoelektrik kesiti



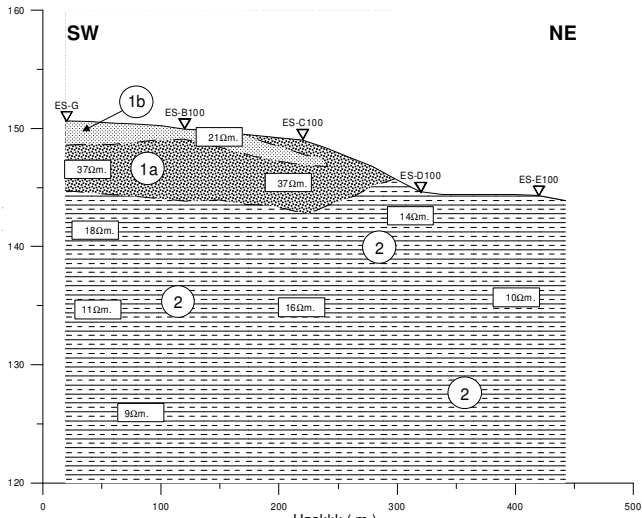
Şekil 4 (ES-A) - (ES-E) hattı jeoelektrik kesiti



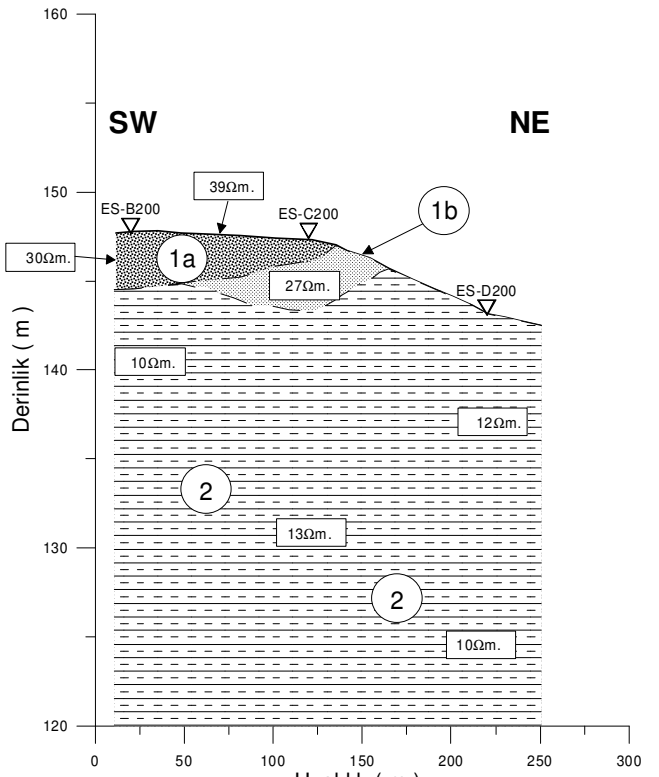
Şekil 5 (ES-B50) - (ES-E50) hattı jeoelektrik kesiti



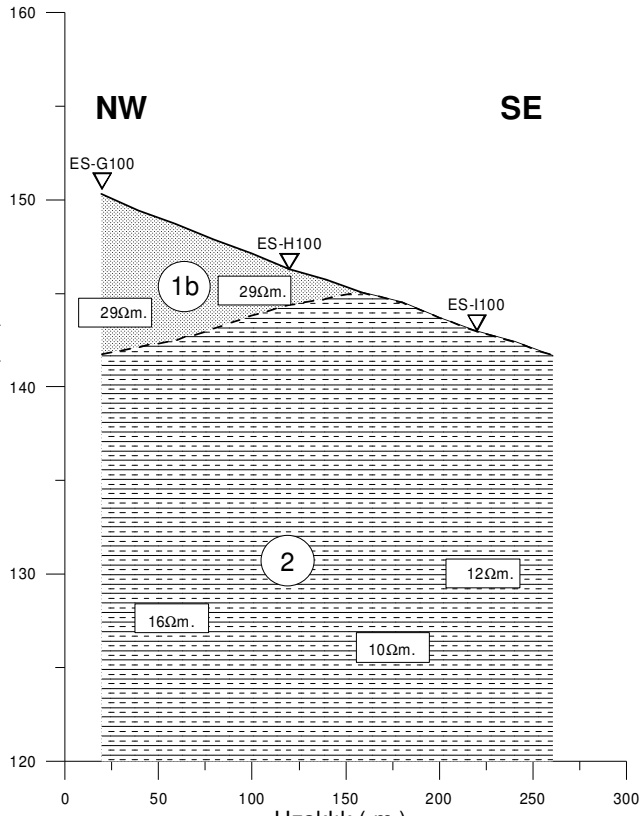
Şekil 7 (ES-B150) - (ES-D150) hattı jeoelektrik kesiti



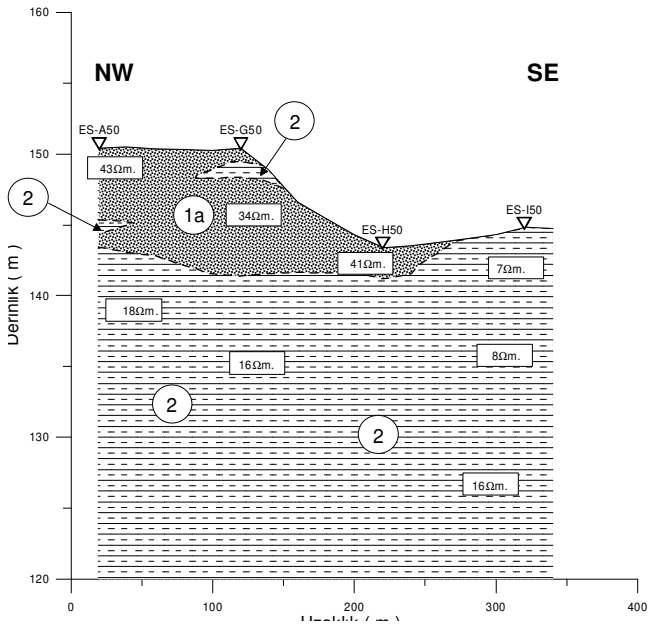
Şekil 6 (ES-G) - (ES-E100) hattı jeoelektrik kesiti



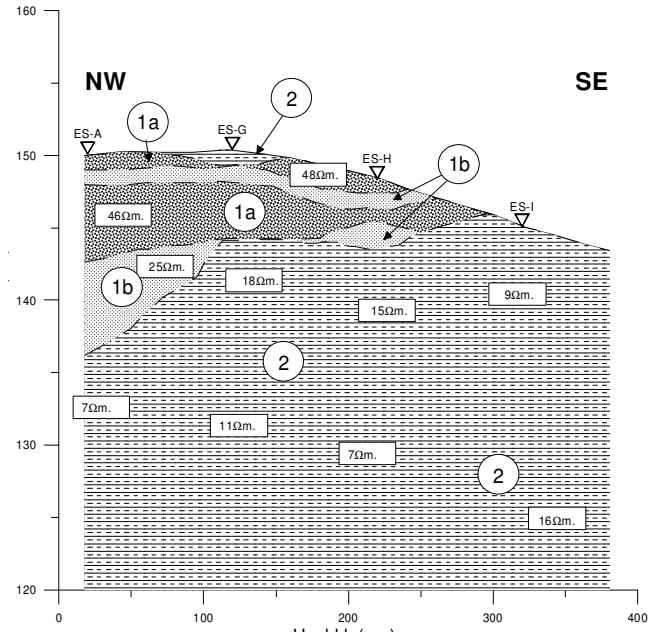
Şekil 8 (ES-B200) - (ES-D200) hattı jeoelektrik kesiti



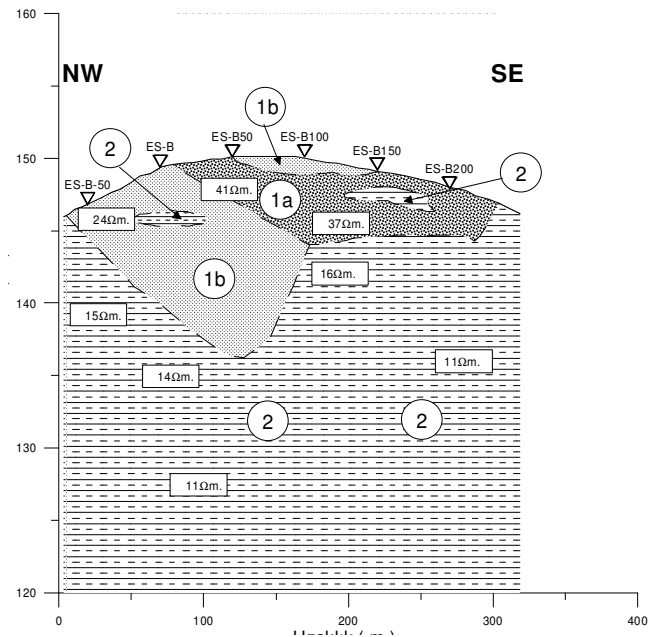
Şekil 9 (ES-G100) - (ES-I100) hattı jeoelektrik kesiti



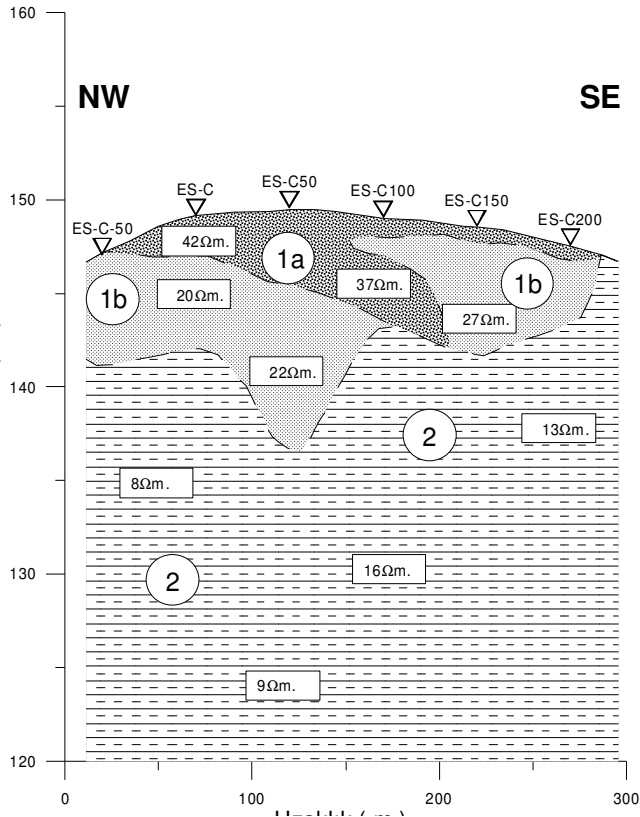
Şekil 10 (ES-A50) - (ES-I50) hattı jeoelektrik kesiti



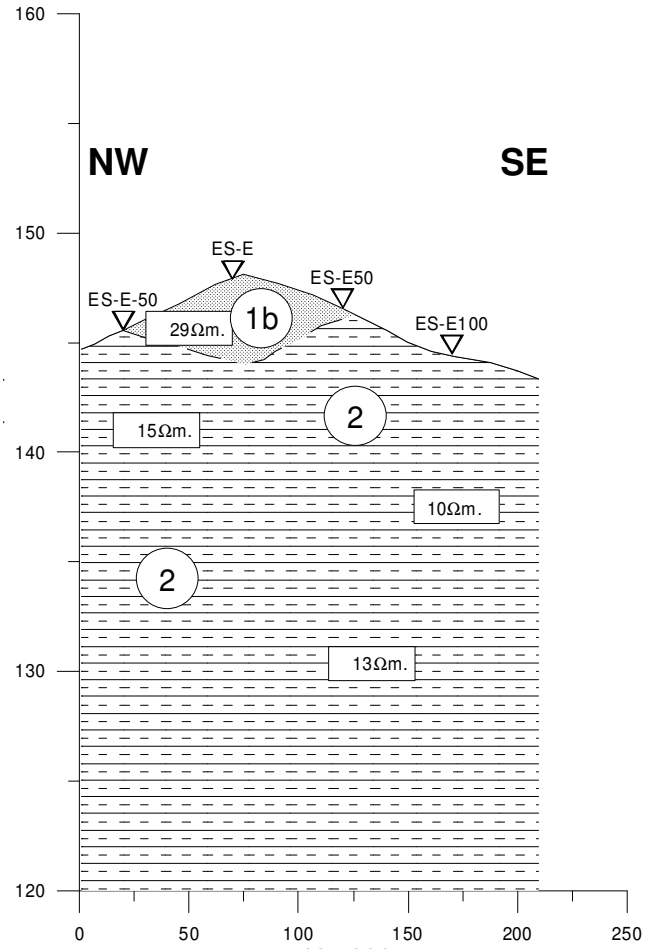
Şekil 11 (ES-A) - (ES-I) hattı jeoelektrik kesiti



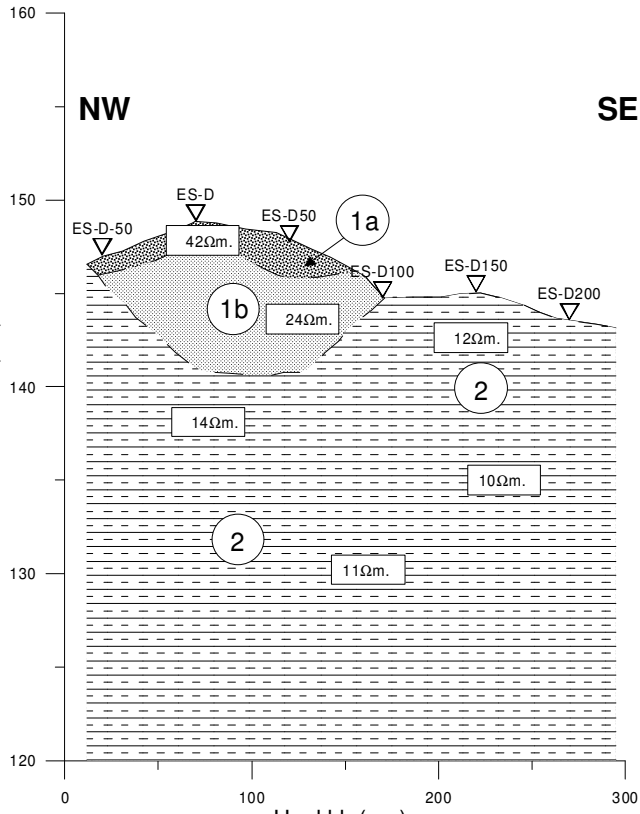
Şekil 12 (ES-B-50) - (ES-B200) hattı jeoelektrik kesiti



Şekil 13 (ES-C-50) - (ES-C200) hattı jeoelektrik kesiti



Şekil 15 (ES-E-50) - (ES-E100) hattı jeoelektrik kesiti



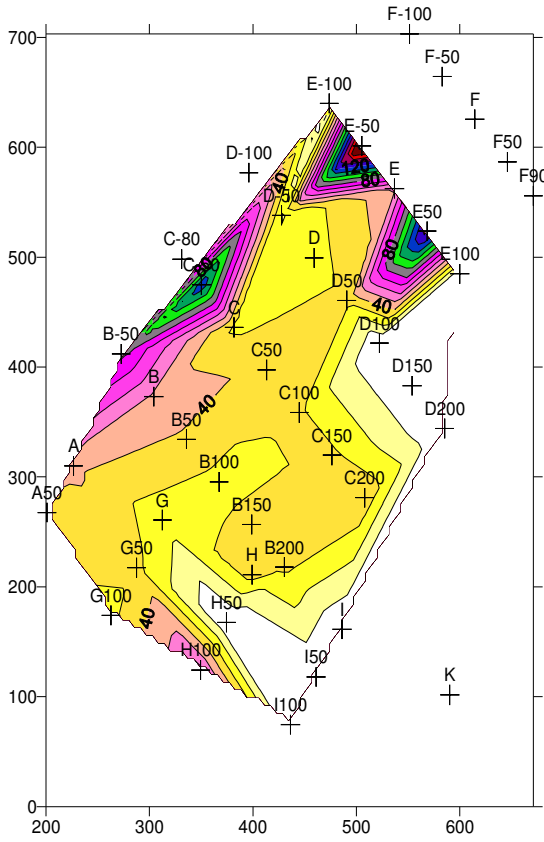
Şekil 14 (ES-D-50) - (ES-D200) hattı jeoelektrik kesiti

5.2 Laboratuvar deney sonuçları

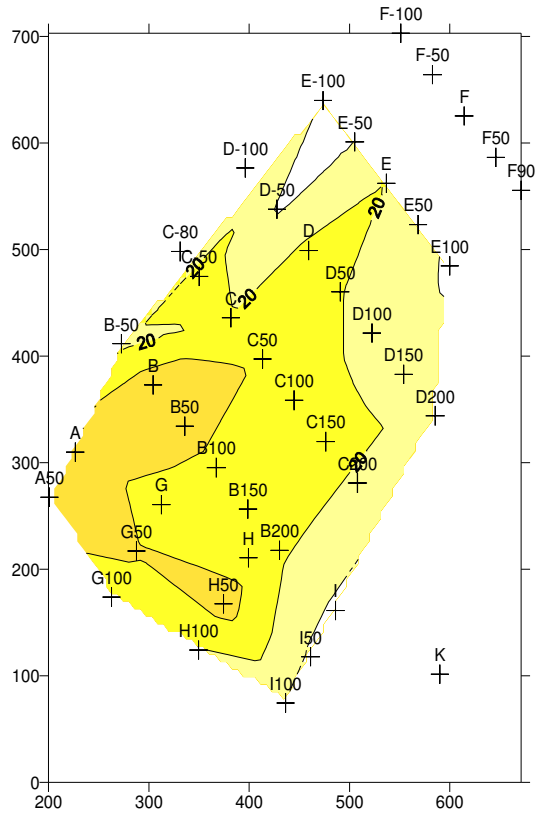
Malzeme ocağında açılan 3 adet araştırma çukurundan alınan numuneler laboratuvara getirilerek deneylere tabi tutulmuştur. Laboratuvar deney sonuçları aşağıdaki gibidir;

	En Düşük	En Yüksek
Likit Limit (LL) (%)	34	49
Plastisite İndeksi (PI) (%)	19	28
Mak. Kuru Birim Ağı. (ton/m ³)	1.931	2.056
Optimum Su İçeriği (%)	8.4	10.7
CBR	4*	50

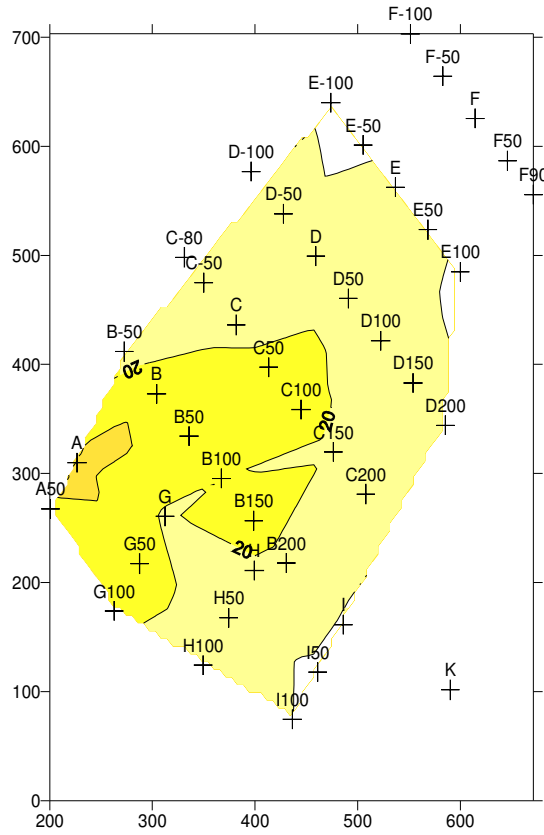
*CBR<10 olduğundan dolayı, dolgu şartnamesine göre malzeme, terasman -50 cm. kotuna kadar (dolguların son 50 cm'sinin altında) yol dolgu malzemesi olarak kullanılabilir.



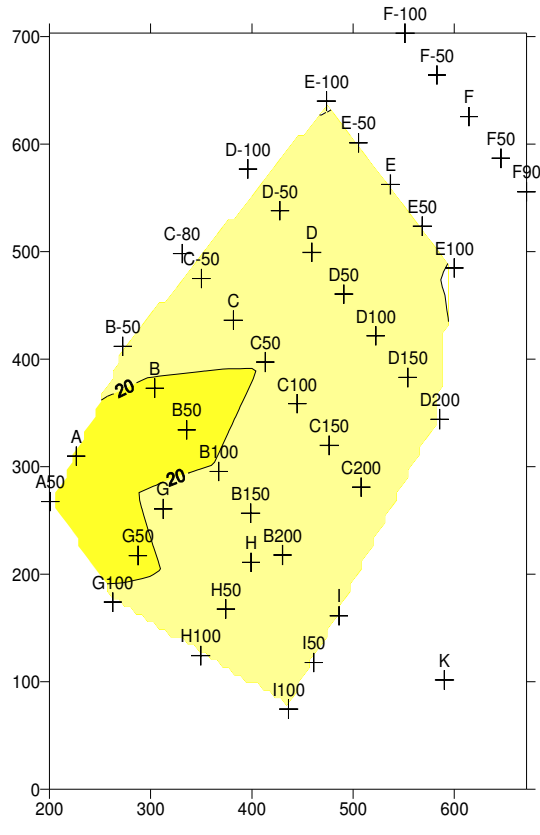
Kot = 145 m



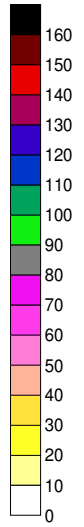
Kot = 140 m



Kot = 135 m



Kot = 130 m



Şekil 16 145 - 140 - 135 ve 130 kotlarına ait görünür öz direnç değişim haritaları

5.3 Rezerv hesaplaması

Jeoelektrik sondajlardan elde edilen verilerin değerlendirilerek kesitlerin çıkarılmasından sonra jeolojik kesit yöntemi kullanılarak rezerv tespiti yapılmıştır. Rezerv tespit hesaplama tablosu Çizelge 3'te verilmektedir.

Çizelge 3 Rezerv hesaplaması

Tüm Birimler				
Kesit No	Kesit Alanı (m²)	Ortalama Alan (m²)	Kesitler Arası Mesafe (m)	Hacim (m³)
13	227.15	502	100	50200
12	840.72			
12	840.72	1370	100	137000
11	1980.25			
11	1980.25	1766	100	176600
10	1560.33			
10	1560.33	1666	68	113288
6	1772.98			
6	1772.98	1563	50	78150
4	1361.57			
4	1361.57	941	50	47050
5	575.74			
				602288
1a Birimi				
13	0	62	100	6200
12	185.64			
12	185.64	393	100	39300
11	646.04			
11	646.04	751	100	75100
10	860.79			
10	860.79	944	68	64192
6	1029.56			
6	1029.56	1138	50	56900
4	1249.48			
4	1249.48	416	50	20800
5	0			
				262492

1b Birimi				
13	227.15	423	100	42300
12	655.08			
12	655.08	972	100	97200
11	1328.52			
11	1328.52	942	100	94200
10	603.36			
10	603.36	647	68	43996
0	691.34			
6	691.34	230	50	11500
4	0			
4	0	192	50	9600
5	575.74			
				298796
Ara Kil Birimi				
13	0	0	100	0
12	0			
12	0	0	100	0
11	0			
11	0	32	100	3200
10	96.18			
10	96.18	73	68	4964
0	52.08			
6	52.08	57	50	2850
4	62.09			
4	62.09	21	50	1050
5	0			
				12064

6 SONUÇLAR ve ÖNERİLER

Bu çalışmada; Trakya Otoyolu Ayrımı – Kırklareli – Dereköy – Aziziye Bulgaristan Hudut Kapısı Yolu km: 13+700'deki Demiryolu Üstgeçit Köprüsünün yaklaşım dolgusundaki ariyet malzemesi ihtiyacını karşılamak üzere seçilen Karabayır-3 ariyet ocağı rezerv tespit çalışması yapılmıştır. Söz konusu arazide bir dizi sistematik jeoelektrik (rezistivite) ölçümleri gerçekleştirilmiştir. Bu ölçümlerin sonuçları büroda değerlendirilerek ocağın genel bir modeli çıkartılmış ve rezerv tespiti yapılmıştır.

Ocak genelinde malzeme değerlendirildiğinde; üste yerleşmiş olan ariyet malzemesi kendi içinde yer – yer daha kaba olan (1a malzemesi) iri kum, kum, kil karışımı yer – yer daha ince olan (1b malzemesi) killi kuma geçişler göstermektedir. Bu malzeme içerisinde kil mercikleri de bulundurmaktadır. 1a ve 1b olarak adlandırılan bu birimler bünyesinde su bulundurmaya müsaittir. Söz konusu durum işletme esnasında dikkate alınmalıdır.

Rezerv tespiti sonucunda toplam 600000 m³ malzemenin varolduğu, bu malzemenin % 44'ünün 1a, %50'sinin 1b ve %6'sının da 2 olarak isimlendirilen birimler olduğu gör÷lmektedir.

Laboratuvar deneylerinde CBR<10 olduğundan dolayı, dolgu şartnamesine göre malzemenin dolguların son 50 cm'sinin altında yol dolgu malzemesi olarak kullanılabilir olduğu gör÷lmüştür. Özellikle seçme ariyet malzemesi (CBR>10) ihtiyacından dolayı bu ocakta kamulaştırma işlemlerine başlanmamıştır.

Bu çalışma sonucunda; yol yapım çalışması sırasında oldukça sık bir şekilde ihtiyaç duyulan ariyet malzemesi ihtiyaçlarının karşılanabilirliği için jeoelektrik yönteminin hızlı ve ekonomik çözümler üretebildiği gör÷lmüştür.

KAYNAKLAR

- Çağlar İ. 2004. *Jeoelektrik Yöntemler*, <http://www.geop.itu.edu.tr/~jeotermal/jeoelek.html>.
- KGM 2001. *Karayollarındaki Uygulamaların İzlenmesinde Kullanılan İleri Teknoloji ve Yeni Malzemeler*, KGM Teknik Araştırma Dairesi Başkanlığı, Ankara.
- KGM 2002. *Yollar Fenni Şartnamesi*, Yayın No: 170/2, Ankara.
- Zetaş Zemin Teknolojileri AŞ. 2000. *Hasdal Kavşağı-Kemberburgaz-Yassıören Ayrımı Devlet Yolu Km: 38+840-38+960 Km: 39+700-39+900 Dolguları Heyelan Önleme Projesi Alternatif Yöntemler Değerlendirme ve Hesap Raporu*, İstanbul.

Kayalarda mekanik özelliklerin jeofizik yöntemlerle belirlenmesi: Antakya-Suriye sınır yolu çalışması *Definitions of mechanical features using geophysical methods on rocks: Antakya-Syria border road working*

A. Büyüksaraç

Cumhuriyet Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Jeofizik Mühendisliği Bölümü Sivas

ÖZET: Kayaçların sınıflandırılmasında temel alınan özellikler, klasik yöntemlerle yerinde ya da laboratuvar ortamlarında ölçülerek ya da denenerek saptanmaktadır. Yalnızca kayaçların yapısal özelliklerinin değil dayanım ve davranış özelliklerinin de belirlenmesi hem sınıflandırma hem de planlanan çalışmalar açısından gereklidir. Arazi koşullarında yaşanan güçlükler nedeniyle tüm bu özelliklerin belirlenmesinde sorunlarla karşılaşmaktadır. Sondaj yerine erişim güçlüğü, sondaj maliyetinin fazlalığı, işçilik hataları vb nedenlerle zaman zaman yaşanan olumsuzluklardan sakınmak için jeofizik yöntemler hem maliyetin düşürülmesinde önemli bir etken olmakta hem de olumsuz şartlarda da veri elde edilmesine olanak vermektedir. Değişik araştırmacılar tarafından laboratuvarlarda elde edilen değerlere karşılık arazide yapılan jeofizik ölçümlerin karşılaştırılmasıyla elde edilen bağıntılar ya da grafiklerle oluşturulan standart değerleri kullanarak kayaçlar sınıflandırılabilen ya da mekanik özellikleri tanımlanabilmektedir. Antakya-Suriye sınır yolu çalışmaları kapsamında yapılan jeofizik çalışmalar ve klasik yöntem sonuçlarının uyumlu olması da jeofizik yöntemlerden daha fazla yararlanılması gerektiğini göstermektedir.

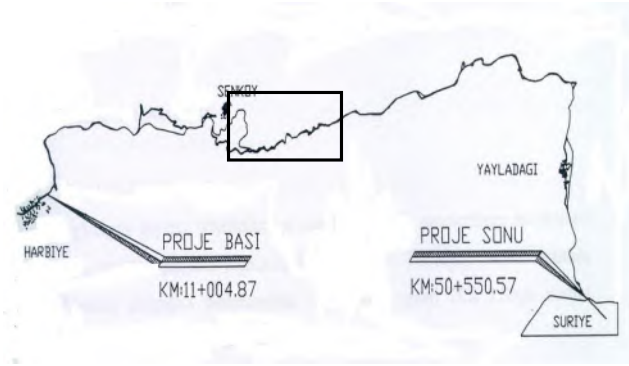
ABSTRACT: Basic characters on rock classification have determined by classical methods insitu measuring or laboratory testing. Not only structural characteristics but also strength and dynamic characterization of rocks are necessary both classification and planned works. Determination of these characteristics has met problems due to difficulties of field conditions. To avoid from difficulties of reaching drilling point, cost of borehole, occupation faults etc. are benefited from geophysical methods. Both geophysical methods affects reducing cost and to gather data even though bad conditions. The mechanical characterisation of rocks can be identified or classified using standard values obtained from graphics or equations comparing laboratory versus geophysical measurements on the field by different researchers. Synchronization of results of geophysical investigations and classical methods in the frame of Antakya-Syria border road shows that geophysical methods are used more.

1 GİRİŞ

Çalışma, Antakya-Yayladağ-Suriye hudut yolu 11+004-50+550 Km'ler arası yeni yol güzergahının yapımı öncesi temel çalışmaları kapsamında gerçekleştirilmiştir. Yol güzergahı temel çalışmaları sırasında jeolojik-jeofizik araştırmaların yanı sıra temel sondajlar ve laboratuvar deneyleri de yapılmıştır. Yol güzergahı Antakya Harbiye'den başlayarak, Suriye sınır kapısında bitmektedir (Şek. 1). Varolan güzergah çoğunlukla iyileştirilmekte ancak 13+600 – 25+000 Km ve 29+500 – 38+100 Km arası yeni güzergah belirlenmiştir. Proje güzergahında yapılan çalışmalardan; kaya-toprak birimlerinin jeoteknik özelliklerinin belirlenmesi, kaya kalite tanımlaması, fiziksel mühendislik parametrelerine göre sökülebilirlik ve kazılabilirlik

sınıflamalarının yapılması, yarma ve dolguların jeoteknik değerlendirmeleri, yeraltı suyu durumunun belirlenmesi, yarma ve dolguların şev açıları, kinematik ve dairesel analizlerle belirlenmesi, güzergahtaki sanat yapılarının zemin durumlarının belirlenmesi çalışma alanında yapılan incelemelerden beklenen bilgiler olmuştur. Bu amaçlar doğrultusunda çalışma alanında 19 adet temel sondaj yapılmıştır. Toplam 11 adet gözlem çukuru açılmıştır. 19 noktada jeofizik ölçümleri gerçekleştirilerek, elektrik öz direnç ve sismik kırılma çalışması yapılmıştır. Jeofizik çalışmalar özellikle Kışlak Formasyonu üzerinde 18+700 ile 24+830 Km'leri arasında yoğunlaştırılmıştır (Şekil 1). Elektrik öz direnç çalışmaları ile kesitler oluşturulmuş ve formasyon ayrımı yapılmaya çalışılmıştır. Özellikle kireçtaşı, kil seviyeleri

belirgin şekilde ayırt edilmiştir. Sismik çalışmalar 14 adet yarma ve 5 adet de dolgu üzerinde olmak üzere 19 adet ölçü alınmış ve özellikle çalışma alanının bu kesimlerinde elastik parametreler, sökülebilirlik, kaya sınıflamaları bilgileri üretilmiştir. Laboratuvar çalışmaları kapsamında temel sondajlardan alınan toprak, kaya ve ayrılmış kesimlerinden alınan temsili SPT ve örselenmemiş numuneler ile araştırma çukurlarından alınan numune ve karot örnekleri üzerinde deneyler yapılmıştır. Bu çalışma kapsamında jeofizik çalışmaların yoğunlaştığı Kışlak Formasyonu irdelenmiş ve jeofizik çalışmaların jeoteknik araştırmalarda özellikle kayaçların mekanik ve dinamik özelliklerinin belirlenmesinde elde edilen sonuçlar üzerinde durulmuştur.



Şekil 1 Antakya-Suriye sınır yolu güzergahı ve çalışma alanında jeofizik ölçümlerin yapıldığı yer. Çalışma alanı dikkörtgenle gösterilmiştir

2 ÇALIŞMA ALANININ GENEL JEOLJİSİ

Güneydoğu Anadolu'da Amonos dağları'nın güneybatı ucu sayılan çalışma bölgesinde çok farklı birimlerle karşılaşmaktadır. Çalışma alanındaki kaya birimleri bugünkü tektono-stratigrafik konumu itibariyle dört ana gruba ayrılmıştır (----- 2004).

2.1 Otokton birimler

Bölgede kıtasal kabuğun varlığını gösteren Denizgören grubu Üst Jura-Üst Kretase yaş aralığında çökeltmiştir. Sığ deniz çökelleri ile tipik bir karbonat şelfini ifade eder. Bu tür çökeltmeler, Arap Plakasında görülen çökeltme türündedir. Bu gruba ait kaya formasyonlarının düşey ve yatay yöndeki dereceli geçiş olması ortamın duraylılığını dolayısıyla önemli bir orojenik olayın olmadığını gösterir. Ancak çalışma alanında otokton birimlere rastlanmamıştır.

2.2 Allohton birimler

Üst manto ve okyanus kabuğu kökenli bazik-ultrabazik kayaçlardan olup Kızıldağ ofiyolitleri ve en üst seviyesini oluşturan volkano sedimenter oluşumlar ile temsil edilirler. Yerleşim yaşı Üst Kretasedir. Tektonitler, Kümülatlar, Diyabaz Dayk Kompleksi-Serpantinitler ve pillov lavlardan oluşur. Çalışma alanında 42+700 – 46+620 km'ler arası ve Suriye sınırına doğru 46+950 – 50+550 km'ler arasında yer alır. Birim genel olarak yeşil- koyu yeşil gri renkte olup dayk ve serpentinitlerden oluşmuştur.

2.3 Genç otokton birimler

Otokton ve allohton birimler genç otokton birimler tarafından transgresif olarak örtülür. Üst Maastrichtiyen taban konglomeralarıyla başlar. Paleosen – Eosen – Orta - Üst Miyosen – Pliyosen çökelleriyle ile devam eder. Genç otokton birimlerin kalınlığı 3000 m dolayındadır. Çalışma alanındaki genç otokton birimler oldukça fazladır. 11+720-12+520 km'ler arası konglomera ve kumlu kireçtaşlarından oluşan Yalaz Formasyonu (K_Y) Harbiye dolaylarında yayılım gösterir. Kireçtaşları, killi kireçtaşları ve marnlardan oluşan Kaleboğazı Formasyonu (K_K) çalışma alanında Harbiye-Yayladağ yol güzergahında 11+004 - 11+720 ve 12+520 - 12+700 km'ler arası yayılım gösterir. Uluyol Formasyonu (P_U), çalışma alanında Harman Tepesi mevkiinde 39+040 – 42+700 km'ler arasında yayılım göstermekte olup, kumtaşı, kilaşı ve silttaşlarından ve yer yer killi kireçtaşlarından oluşur. Okçular Formasyonu (P_O), 16+060 – 39+040 km'ler arası oldukça geniş bir alanda yayılım gösterir ve kireçtaşı, kumlu kireçtaşlarından oluşur. Kışlak Formasyonu (P_K), kireçtaşı, killi kireçtaşlarından oluşmakta olup, 18+220 – 29+100 km'ler arası Kışlak, Şenköy ve Antakya-Yayladağ yol güzergahında görülür. Aglomera ve kumtaşlarından oluşan Balyatağı Formasyonu (N_B), 12+700 – 13+890 km'ler arası yayılım gösterir. Sofular Formasyonu (N_S), 15+330 – 15+770 km'ler arası yayılım göstermekte olup, resifal kireçtaşlarından oluşur. Tepehan Formasyonu (N_T), kumtaşı, kilaşı ve marnlardan oluşmakta olup Sofular köyü yakınlarında 13+890 – 15+330 km'ler arası yayılım gösterir.

2.4 Güncel oluşuklar

Genellikle düzlük alanlar, vadi yamaçları ve tabanlarında yayılım gösterir. Yuvarlak ve köşeli çakıllı çimentolanmış konglomera, traverten, yamaç molozu, alüvyonlar, deniz kumarı güncel oluşuklardır. Çalışma alanında oldukça gevşek kum, silt, kil ve çakıldan oluşan alüvyon malzemelere; 29+450 – 29+880, 30+060 – 30+640, 32+520 – 34+160, 34+980 – 35+120, 35+450 – 35+550 ve 46+620 – 46+950 km’ler arası rastlanmaktadır. Kalınlıkları genellikle 0.5-8 m arasındadır. Ayrıca bazı yamaçlar boyunca yamaç molozu, toprak örtü ve duraysız malzemelere rastlanılmıştır (----- 2004).

3 TEMEL SONDAJLAR

Çalışma alanında 19 noktada temel sondaj yapılmıştır. Bu sondajlar genellikle yarma, dolgu ve altgeçit yerlerinin incelenmesi amacıyla yapılmıştır. Sondajlara ait detay bilgiler Çizelge 1’de verilmektedir.

4 YERALTI SUYU DURUMU

Güzergah boyunca yapılan gözlemlerden ve temel sondajlarından sağlanan verilerle alüvyonlarda, serpantinitle ve Uluyol Formasyonunda yeraltı suyu seviyeleri tespit edilmiştir. Yeraltı suyu genellikle alüvyon zeminlerde yüzeye çok yakın olarak 0.55-4.5 m seviyelerinde gözlenmiştir. SKY 19 no’lu sondajda 19.0 m’de yeraltısuyuna rastlanmıştır. Kışlak formasyonunun kireçtaşı-killi kireçtaşı ve marnlı seviyeleri nedeniyle geçirimsiz ya da az geçirimli niteliktedir.

5 MÜHENDİSLİK JEOLJİSİ SONUÇLARI

Bu bölümde, elde edilen mühendislik jeolojisi sonuçlarının tamamı yerine jeofizik ölçüm sonuçlarıyla karşılaştırabilmek amacıyla yalnızca Kışlak Formasyonu için elde edilen sonuçlar verilmiştir. Kışlak Formasyonu, 18+220 – 29+100 km’ler arasında KD-GB yönünde yayılım göstermekte olup, birim içerisinde SKY 8-9 no’lu temel sondajları ile 15 no’lu gözlem çukuru açılmıştır. Ayrıca tüm jeofizik ölçüler bu formasyonda alınmıştır. Kışlak Formasyonu, yer yer kil ve silis yumrulu, kırıklı ya da masif yapılı, yer yer de karstik özelliktedir (---- 2004). Kışlak

formasyonunda yapılan sondaj ve kaya mekaniği laboratuvar deneylerine göre;

Karot yüzdesi (TCR)	: %0 – 82
Kaya kalite katsayısı (RQD)	: %0 - 47
Doğal birim hacim ağırlığı (γ_n)	: 1,84 g/cm ³
Tek eksenli dayanım (σ_c)	: 34,53 MPa
Nokta yükleme dayanımı (Ip)	: 10,89 MPa

Yarmalarda,	
İşsel sürtünme açısı (ϕ_u)	: 35-42°
Dolgularda,	
İşsel sürtünme açısı (ϕ_u)	: 34-36°

Çizelge 1 Çalışma alanında yapılan sondajlara ait bilgiler (---- 2004)

Yeri (km)	Derinlik (m)	Amacı	Litoloji
SKY 5 (12+499.69)	6,0 m	Dolgu	Kongl.-Kumlu Krç.
SKY 6 (14+400.62)	19,50	Yarma	Kumtaşı-Kiltaşı
SKY 8 (22+252.31)	23,0	Yarma	Krç.-Killi Krç.
SKY 9 26+920.88	20,0	Yarma	Krç.-Killi Krç.
SKY 10 29+700.91	10,50	Dolgu	Krç.-Kumlu Krç.
SKY 10-1 30+938.63	5,0	Dolgu	Krç.-Kumlu Krç.
SKY 11 30+578.72	18,50	Dolgu	Krç.-Kumlu Krç.
SKY 12 32+621.78	6,0	Dolgu	Krç.-Kumlu Krç.
SKY 13 33+440.20	7,5	Dolgu	Krç.-Kumlu Krç.
SKY 14 35+958.05	13,50	Dolgu	Kongl.-Kumtaşı
SKY 14-1 36+349.11	13,0	Yarma	Krç.-Kumlu Krç.
SKY 16 41+209.49	12,50	Yarma	Kiltaşı-Kumtaşı
SKY 19 41+950.00	35,0	Yarma	Serpantinit
SKY 20 44+848.55	25,0	Yarma	Serpantinit.-Diyabaz
SKY 22 45+859.92	13,0	Yarma	Alüv.-Serpant.-Diyabaz
SKY 23 46+146.18	23,0	Yarma	Serpantinit-Diyabaz
SKY 24 46+644.20	12,0	Altgeçit	Alüv.-Serpant.-Diyabaz
SKY 25 46+680.55	17,0	Altgeçit	Alüv.-Serpant.-Diyabaz
SKY 23 50+000.26	19,0	Yarma	Serpantinit-Diyabaz

6 JEOFİZİK ARAŞTIRMALAR

Çalışma alanında 19 noktada jeofizik ölçüm yapılmıştır. Bu ölçülerin 14 tanesi yarma, 5 tanesi de dolgu üzerinde yapılmıştır (Şek. 1). Ölçülere ait detay bilgiler Çizelge 2’de verilmektedir:

Çalışma alanında yapılan jeofizik araştırmalar kapsamında iki farklı jeofizik yöntem uygulanmıştır. Kullanılan yöntemler, elektrik özdirenç ve sismik kırılma çalışmalarıdır. Çalışmanın planlanması aşamasında dolgu ve yarmalarda yapılacak ölçümlerin araştırma derinliği farklı olarak ele alınmıştır. Buna göre yarmalarda araştırma derinliği, olası yarma yüksekliğinin 1.2 ve dolgularda ise dolgu genişliğinin 1.5 katı olarak alınmıştır.

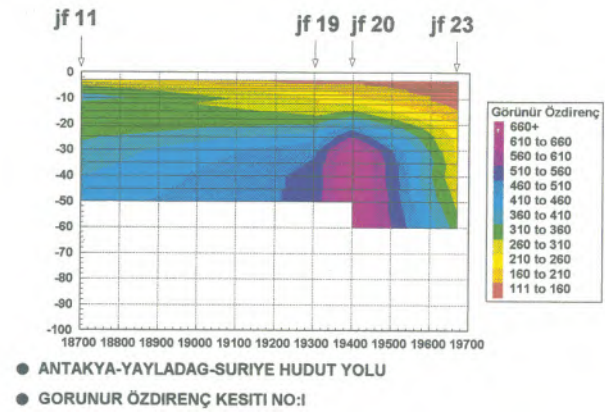
Çizelge 2 Çalışma alanında yapılan jeofizik ölçülere ait detay bilgiler

Yeri (km)	Derinlik (m)	Amacı	Litoloji
JF-11 (18+700)	140 m	Dolgu	Krç.-Killi Krç.
JF-19 (19+300)	50 m	Yarma	Krç.-Killi Krç.
JF-20 (19+400)	60 m	Yarma	Krç.-Killi Krç.
JF-23 (19+670)	140 m	Dolgu	Krç.-Killi Krç.
JF-24 (20+900)	80 m	Dolgu	Krç.-Killi Krç.
JF-27 (21+090)	50 m	Yarma	Krç.-Killi Krç.
JF-28 (21+220)	50 m	Yarma	Krç.-Killi Krç.
JF-30 (21+390)	60 m	Yarma	Krç.-Killi Krç.
JF-34 (21+705)	160 m	Dolgu	Krç.-Killi Krç.
JF-35 (22+890)	80 m	Yarma	Krç.-Killi Krç.
JF-36 (22+910)	50 m	Yarma	Krç.-Killi Krç.
JF-37 (22+992)	50 m	Yarma	Krç.-Killi Krç.
JF-38 (23+100)	60 m	Yarma	Krç.-Killi Krç.
JF-40 (23+320)	30 m	Yarma	Krç.-Killi Krç.
JF-41 (23+400)	30 m	Yarma	Krç.-Killi Krç.
JF-43 (23+600)	30 m	Yarma	Krç.-Killi Krç.
JF-45 (23+800)	50 m	Yarma	Krç.-Killi Krç.
JF-49 (24+220)	35 m	Yarma	Krç.-Killi Krç.
JF-51 (24+830)	90 m	Dolgu	Krç.-Killi Krç.

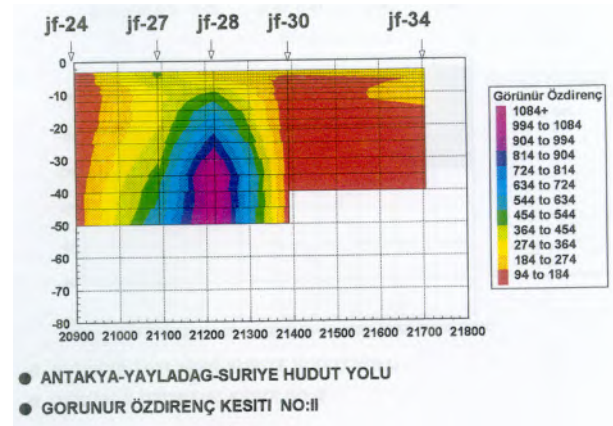
6.1 Elektrik özdirenç çalışması

Çalışma sırasında ABEM SAS 300 B tipi sayısal özdirenç aleti kullanılmıştır. 0.5 Hz AC akımla çalışan cihaz, doğrudan $\Delta V/I$ oranını ölçebilmektedir. Ölçümler sırasında Schlumberger dizilim türü kullanılmıştır. Elde edilen direnç değerleri dizilim katsayıları ile çarpılarak ölçü noktasına ait özdirenç değerleri elde edilmiştir. Elde edilen bu değerler görünür özdirenç değerleri olduğu için gerçek özdirenç değerlerinin bulunması aşamasında abaklar ve IPES4 adlı bilgisayar programı kullanılmıştır. Elde edilen sonuçlar Çizelge 3’de verilmektedir (----- 2003).

Yol güzergahı boyunca yapılan özdirenç ölçüm verileri kullanılarak oluşturulan kesitler Şekil 2-4’de üç ayrı doğrultu için verilmiştir. Burada kesitler gerçek özdirenç değil görünür özdirenç değerleri dikkate alınarak hazırlanmıştır.



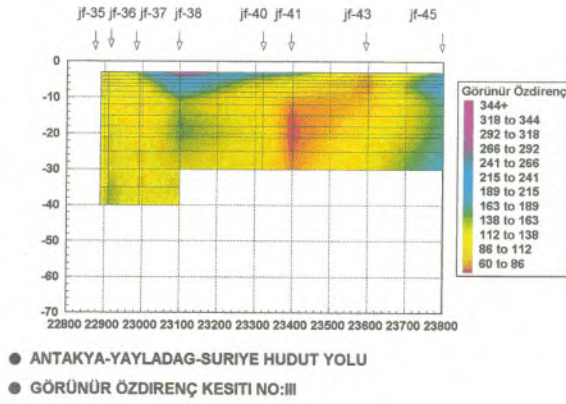
Şekil 2 Görünür özdirenç kesiti. Kesit no:1 (---- 2003)



Şekil 3 Görünür özdirenç kesiti. Kesit no:2 (---- 2003)

Çizelge 3 Çalışma alanında yapılan elektrik öz direnç ölçümüne ait gerçek öz direnç ve olası formasyon derinlikleri

Ölçüm No ve Yeri (Km)	Yarma Yük. (m)	Dolgu Genişliği (m)	Derinlik (m)	Özdirenç (ohm-m)	Olası Formasyon
JF-11 (18+700)	-	33.6	0-0.74 0.74-31 31-51 51-140	151 366 1127 579	Nebati toprak Kireçtaşı Masif kçt. Kireçtaşı
JF 19 (19+300)	13	-	0-1 1-24 24-50	59 403 6746	Nebati toprak Kireçtaşı Masif kçt.
JF 20 (19+400)	19.5	-	0-5,5 5.5-13 13-29 29-60	145 4791 787 213	Nebati toprak Masif kçt. Kireçtaşı Killi kireçtaşı
JF-23 (19+670)	-	33.8	0-7 7-140	112 463	Nebati toprak Kireçtaşı
JF 27 (21+090)	19	-	0-3.5 3.5-15 15-50	506 254 1704	Nebati toprak Killi kireçtaşı Masif kçt.
JF-28 21+220	12.7	-	0-2.25 2.25-50	137 1835	Nebati toprak Masif kçt.
JF-30 (21+390)	16	-	0-2.2 2.2-22 22-60	219 127 222	Nebati toprak Marn-killi Kçt. Killi kireçtaşı
JF-34 (21+705)	-	45	0-3.2 3.2-5 5-69 69-160	207 260 154 240	Nebati toprak Killi kireçtaşı Marn-killi kçt. Killi kireçtaşı
JF-35 (22+890)	10	-	0-1.2 1.2-6 6-15 15-80	95 220 70 128	Nebati toprak Killi kireçtaşı Marn Marn-killi kçt.
JF-36 (22+910)	10.8	-	0-1 1-4 4-30	250 66 175	Nebati toprak Marn Killi kireçtaşı
JF-37 (22+992)	18	-	0-2.8 2.8-8 8-50	176 68 155	Nebati toprak Marn Killi kçt-Marn
JF-38 (23+100)	14.1	-	0-1.7 1.7-34 34-60	461 158 33	Nebati toprak Killi kçt-marn Marn
JF-40 (23+320)	7.8	-	0-1.5 1.5-12 12-18 18-30	221 106 261 66	Nebati toprak Marn Killi kireçtaşı Marn
JF-41 23+400,00	16.3	-	0-2.95 2.95-13 13-30	193 49 96	Nebati toprak Marn Marn
JF-43 (23+600)	4.3	-	0-10 10-15 15-30	75 147 360	Nebati toprak Marn-killi kçt Killi kireçtaşı
JF-45 (23+800)	13.3	-	0-0.9 0.9-2.7 2.7-9.8 9.8-21 21-50	91 460 110 373 121	Nebati toprak Kireçtaşı Marn Kireçtaşı Marn
JF-49 (24+220)	11.7	-	0-5.7 5.7-35	52 112	Nebati toprak Marn
JF-51 (21+705)	-	27.8	0-1.4 1.4-11 11-90	96 49 249	Nebati toprak Marn Killi kireçtaşı



Şekil 4 Görünür öz direnç kesiti. Kesit no:3 (---- 2003)

6.2 Sismik kırılma çalışmaları

Çalışma alanında yarma yüzeyi şev duraylılığının belirlenmesi, yarma kazılarının sökülebilirlik durumunun saptanması amacıyla 14 noktada yalnızca P dalga hızı (V_p), dolgu tabanı zemin özelliklerinin belirlenmesi amacıyla P ve S (V_p , V_s) dalga hızları ölçülmüştür. Ölçüler karşılıklı atış yapılarak alınmış olup, 24 kanallı OYO marka McSeis 24 model sismik kayıtçı kullanılmıştır. Dolgu alanlarında jeofon aralıkları, 10 m ve serim boyu 230 m olmuştur. Sismik kaynak olarak patlayıcı kullanılmıştır. Yarma alanlarında ise sismik kaynak olarak ağırlık düşürme yöntemi uygulanmıştır. Bütün ölçüler elektrik ölçülerle aynı yerde alınmıştır. Elde edilen sismik kayıtlar SİP adlı değerlendirme programıyla değerlendirilerek yol-zaman grafikleri oluşturulmuş, hızlar ve tabaka kalınlıkları hesaplanmıştır. Elde edilen sismik hızlar Çizelge 4’de verilmiştir.

7 SÖKÜLEBİLİRLİK İNCELEMESİ

Kayaçların sökülebilirliği ile sismik hızlar arasında bir ilişki kurulabilmektedir. Sağlam ya da masif yapılı kayaçlar, gevşek yapılı kayaçlara göre zor sökülebilmektedir. Benzer şekilde gevşek yapılı ortam, sağlam yapılı ortama göre daha düşük hız değerleri ortaya koyar. Bu nedenle özellikle geniş alanlarda kayaçlara ait bu parametrenin kolaylıkla elde edilebilmesi için tabakaların sökülebilirlik derecesi ağır ve orta güçteki sökücüler için sökülebilirlik ve P dalga hızı ilişkili Çizelge 5-6’da verilmiştir. Ayrıca sökülebilirliğinin zorluk derecesine göre kullanılabilecek paletli iş makinelerinin türü de Çizelge 7’de verilmiştir.

Çizelge 4 Çalışma alanında yapılan sismik kırılma çalışması sonucunda elde edilen V_p ve V_s hızları

SERİM NO	V_p (m/s)		V_s (m/s)	
	1. Tabaka	2. Tabaka	1. Tabaka	2. Tabaka
JF 11	871	1956	344	958
JF 19	752	1911		
JF 20	825	1841		
JF 23	906	1918	391	902
JF 24	715	1919	289	887
JF 27	518	1896		
JF 28	732	1885		
JF 30	456	1833		
JF 34	981	2478	377	956
JF 35	578	1986		
JF 36	961	2232		
JF 37	834	2048		
JF 38	1020	2022		
JF 40	438	1363		
JF 41	723	1907		
JF 43	656	1948		
JF 45	661	1786		
JF 49	770	2211		
JF 51	846	3032	308	1245

Çizelge 5 Ağır güçteki sökücüler için sökülebilirlik- V_p ilişkisi (Bailey 1974)

V_p (m/s)	Sökülebilirlik	Derece
350-670	ÇOK KOLAY	1-3
670-1000	KOLAY	3-4
1000-1700	ORTA	4-6
1700-2300	ZOR	6-8
2300-2700	ÇOK ZOR	8-9
2700-3000	AŞIRI ZOR	9-10

Çizelge 6 Orta güçteki sökücüler için sökülebilirlik- V_p ilişkisi (Büyüksaraç 1989)

P Dalga Hızı	Sökülebilirlik
V_p (m/s)	Derecesi
500-1000	KOLAY
1000-1500	ORTA
1500-2000	GÜÇ

Çizelge 7 Paletli sökücülerin ayrımlanması (Bilgin 1989)

Sınıfı	Toplam Ağırlığı (Ton)	Güç (kW)	Örnek	
			Caterpillar	Komatsu
Hafif	25	150	D7	D31, D50
Orta	25-35	150-25	D8	D60
Ağır	35-55	250-350	D9	D150, D355
Çok Ağır	55	350	D9, D10	D455

Verilen çizelgelerdeki değerler, P dalga hızları ile karşılaştırıldığında aşağıdaki sonuçlarına ulaşılmıştır (Çizelge 8).

Çizelge 8. Elde edilen P dalga hızı değerlerine göre sükülebirliliğin genel değerlendirme çizelgesi

SERİM NO	V _p (m/s)		Kaya Derinliği (m)	Sökücü Aracın Gücüne Göre Sükülebirlilik	
	1.tb k.	2.tb k.		Ağır Güçteki Sökücüler	Orta Güçteki Sökücüler
JF 11	871	1956	6-7	7 - ZOR	GÜÇ
JF 19	752	1911	3-4	7- ZOR	GÜÇ
JF 20	825	1841	3-4	6- ZOR	GÜÇ
JF 23	906	1918	5-6	7- ZOR	GÜÇ
JF 24	715	1919	6-7	7- ZOR	GÜÇ
JF 27	518	1896	1-2	6- ZOR	GÜÇ
JF 28	732	1885	3-4	6- ZOR	GÜÇ
JF 30	456	1833	4-5	6- ZOR	GÜÇ
JF 34	981	2478	2-3	9- ÇOK ZOR	GÜÇ
JF 35	578	1986	2-3	7- ZOR	GÜÇ
JF 36	961	2232	3-4	8- ZOR	GÜÇ
JF 37	834	2048	5-6	8- ZOR	GÜÇ
JF 38	1020	2022	4-5	8- ZOR	GÜÇ
JF 40	438	1363	3-4	5-ORTA	GÜÇ
JF 41	723	1907	3-4	7- ZOR	GÜÇ
JF 43	656	1948	2-3	7- ZOR	GÜÇ
JF 45	661	1786	4-5	6- ZOR	GÜÇ
JF 49	770	2211	3-4	8- ZOR	GÜÇ
JF 51	846	3032	7-8	10- AŞIRI ZOR	GÜÇ

8 KAYA NİTELİĞİ İNCELEMESİ

Norveç Jeoteknik Enstitüsü Sınıflandırması olarak da bilinen Q kaya kalite sınıflaması V_p dalga hızına bağlı olarak aşağıdaki bağıntıdan bulunabilir. Elde edilen değer aralıklarına göre kayaç niteliği sınıflaması Çizelge 9'da verilmiştir. P dalga hızından Q değeri ise (1) no'lu bağıntı kullanılarak hesaplanabilmektedir.

$$Q = 10^x \quad (1)$$

$$X = V_p - 3.5$$

Burada,

V_p : P dalga hızı (km/s)

RQD ile V_p hızı arasında önerilen diğer bir ilişki ise Çizelge 10'da verilmektedir.

Çizelge 9 ve 10'da verilen RQD, Q kaya niteliği ile P dalgası hızlarının ilişkilendirilmesi sonucunda Çizelge 11'deki sonuçlar elde edilmiştir.

Bu sonuçlara göre JF 51 noktası dışındaki diğer tüm noktalarda aynı nitelikte kaya varlığından söz edilebilir.

Çizelge 9 Jeofizik yöntemlerle kaya kütle niteliği tanımlaması (Ercan 2001)

Q	Kaya Kütle Niteliği
0.001 – 0.1	Oldukça az nitelikli kaya
0.01 – 0.1	Aşırı az nitelikli kaya
0.1 – 1	Çok az nitelikli kaya
1 – 5	Az nitelikli kaya
5 – 10	Orta nitelikli kaya
10 – 50	Oldukça sağlam nitelikli kaya
50 – 100	Sağlam nitelikli kaya
100 – 500	Çok sağlam nitelikli kaya
500 – 1000	Aşırı sağlam nitelikli kaya

Çizelge 10 Kayaçların sismik hızlara göre RQD değerlendirme çizelgesi (Ercan 2001)

Hız V _p (m/s)	Kaya Niteliği RQD	Kaya Dayanım Sınıfı
	0	
3000	10	Çok zayıf
	20	
3500	30	Zayıf
	40	
	50	
4000	60	Orta
	70	
5000	80	İyi
	90	

Çizelge 11 İkinci tabakaların P dalga hızı ile Q ve RQD kaya niteliği sınıflamaları arasındaki ilişki

Serim No	V _p (m/s)		Q Kaya Kütle Niteliği	RQD
	1.tbk.	2.tbk.		
JF 11	871	1956	0,029	10
JF 19	752	1911	0,026	10
JF 20	825	1841	0,022	10
JF 23	906	1918	0,026	10
JF 24	715	1919	0,026	10
JF 27	518	1896	0,025	10
JF 28	732	1885	0,024	10
JF 30	456	1833	0,022	10
JF 34	981	2478	0,095	10
JF 35	578	1986	0,031	10
JF 36	961	2232	0,054	10
JF 37	834	2048	0,035	10
JF 38	1020	2022	0,033	10
JF 40	438	1363	0,007	10
JF 41	723	1907	0,026	10
JF 43	656	1948	0,028	10
JF 45	661	1786	0,019	10
JF 49	770	2211	0,051	10
JF 51	846	3032	0,340	20

9 ELASTİK PARAMETRELER

Yer özellikleri, yerinde ve laboratuvarında V_p ve V_s dalga geçiş hızlarının belirlenmesi ile esneklik

kuramına göre bulunabilir. Proje kapsamında alınan ölçülerden elde edilen Vp ve Vs hızlarına göre, zeminin dinamik özelliklerini ortaya koymak amacıyla belirlenen her bir tabaka için yoğunluk (ρ), kesme (G), Young modülü (E), Poisson oranı (ν), bulk modülü (k) hesaplanmıştır. Bağıntılarda kullanılan yoğunluk değerleri Vp hızına bağlı olarak (2) no'lu bağıntıdan elde edilmiştir.

$$\rho = 0.2 V_p + 1.6 \quad (2)$$

Young modülü (E): Düşey eksenli gerilmenin düşey eksenel yamulmaya oranıdır. Ortamın esneklik direnci büyükse, gerilme altında yerin biçim değişikliği küçük olur. Bunun için (3) no'lu bağıntı kullanılır:

$$E = 2 G (1 + \nu) \quad (3)$$

Bulk modülü (k): Bir kütlenin çepeçevre saran basınç altında sıkışmasının ölçüsüdür. (4) no'lu bağıntı ile elde edilir:

$$k = E / [3(1 - 2\nu)] \quad (4)$$

Kesme modülü (G): Kesme-makaslama güçleri altında yerin esnemesini belirten esnek burulma direncidir. Kesme modülü (5) no'lu bağıntı ile verilir:

$$G = \rho V_s^2 10^6 \quad (5)$$

Poisson Oranı (ν): Enine kırılmanın boyuna uzamaya oranını verir. Poisson oranı katılar için ortalama değeri 0.25 olup, çeşitli ortamlar için değerleri 0 ile 0.5 arasında değişir. Su gibi ortamlarda bu oran 0.5 sınırına yaklaşır. Sulu ortamlarda Vs hızı düşeceğinden poisson oranı da artacaktır. Poisson oranı (6) no'lu bağıntıyla bulunur ve boyutsuzdur.

$$\nu = 0.5 [(V_p/V_s)^2 - 2] / [(V_p/V_s)^2 - 1] \quad (6)$$

Dolgu alanlarda yapılan beş adet sismik serimden elde edilen Vp ve Vs hızlarına bağlı olarak hesaplanan yoğunluk (ρ), kesme (G), Young modülü (E), Poisson oranı (ν), Bulk modülü (k) serim numaralarına göre Çizelge 12'da verilmiştir.

Çizelge 12 Çalışma alanında ölçülen Vp ve Vs dalga hızlarına bağlı olarak elde edilen esneklik parametreleri

Serim No	Tabaka	Vp (km/s)	Vs (km/s)	ρ (gr/cm ³)	G (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)	ν	K (kg/cm ²)
JF 11	1	0.871	0.344	1.77	2140.2	5233.9	0.2	3146.7
	2	1.956	0.958	1.99	18628.5	38249.0	0.03	13466.9
JF 23	1	0.906	0.391	1.78	2775.9	6421.6	0.2	3117.4
	2	1.918	0.902	1.98	16451.2	35338.8	0.1	13827.3
JF 24	1	0.715	0.289	1.74	1484.0	3582.5	0.2	2038.4
	2	1.919	0.887	1.98	15910.2	34762.5	0.1	14216.4
JF 34	1	0.981	0.377	1.80	2602.4	6454.3	0.2	4138.7
	2	2.478	0.956	2.10	19523.4	48328.3	0.2	30708.5
JF 51	1	0.846	0.308	1.77	1710.8	4348.3	0.3	3162.0
	2	3.032	1.245	2.21	34862.1	83375.9	0.2	45679.7

10 SONUÇ ve ÖNERİLER

Çalışma alanında uygun noktalarda görünür öz direnç yapma kesitleri hazırlanarak yeraltının yer elektrik özellikleri belirlenmeye çalışılmıştır.

1 no.lu kesit, JF11, JF19, JF20 ve JF23 no'lu noktalardan oluşmuştur ve kesit uzunluğu 970 m'ye karşılık gelmektedir. Görünür öz direnç değerinin JF19 ve JF20 noktalarının olduğu alanda 20 ve 60 m'ler arasında 660 ohm-m'ye kadar yükseldiği görülmektedir. Bu değerler, olası kireçtaşı seviyelerinin masif olduğunun göstergesidir. Noktalara ait değerlendirmelere bakıldığında 1 no'lu

hat boyunca genelde kireçtaşı seviyelerinin geçildiği görülmektedir.

2 no.lu kesit, JF24, JF27, JF28, JF30, ve JF34 no'lu noktalar arasında kesit uzunluğu 805 m'dir. JF24 noktasında düşük özdirençli marn-killi kireçtaşı seviyelerinin egemen olduğu görülmektedir. JF27 ve JF28 noktalarında saptanan olası masif kireçtaşı seviyelerinin görünür özdirenç yapma kesitinde de varlığı belirlenmektedir. Aynı durum JF30 ve JF34 noktalarında belirlenen marn ve killi kireçtaşı seviyelerini de doğrulamaktadır.

3 no'lu kesit, JF35, JF36, JF37, JF38, JF40, JF41, JF43 ve JF45 no'lu noktalar arasında uzanmaktadır ve kesitin boyu 910 m'dir. Söz konusu yer elektrik kesitinde düşük özdirençli seviyelerin hakim olduğu görülmektedir. Yapılan noktasal değerlendirmede de genelde olası seviyelerin killi kireçtaşı ve marn olduğu saptanmıştır. Özellikle JF41 noktasında 3. m'den itibaren marnlı seviyeler belirlenmiştir.

JF-11, JF-19, JF-20, JF-23, JF-24, JF-27, JF-28, JF-30, JF-35, JF-36, JF-37, JF-38, JF-41, JF-43, JF-45, JF-49 no'lu ölçü noktalarında zeminin ağır güçteki sökücü iş makineleri için "Zor" sökülebilir, JF-34 no'lu ölçü noktasında "Çok zor" sökülebilir, JF-40 no'lu ölçü noktasında "Orta" sökülebilir ve JF-51 no'lu ölçü noktasında "Aşırı zor" sökülebilir olduğu bulunmuştur. Ölçü noktalarının tamamında orta güçteki sökücü iş makinaları ile yapılacak çalışmalarda kazı yapmak "Güç"tür.

Q kaya niteliği, genel olarak 0,022 ile 0,095 arasında yer almaktadır. Bu değerlerin karşılığı olarak Q sınıflamasına göre "Aşırı az nitelikli kaya" olarak nitelendirilebilir. JF-40 no'lu ölçü noktasında Q değeri 0,007 değerine sahip olup, "Oldukça az nitelikli kaya" olarak nitelendirilmektedir. JF-51 no'lu ölçü noktasında Q değeri 0,34 değerine ulaşmakta olup, bu alan "Çok az nitelikli kaya" sınıfına girmektedir. Kaya kalite tanımlaması (RQD) hesaplamasına göre alanda elde edilen Vp hız değerleri genel olarak 3000 m/s'nin altında olduğu için bu seviyeye karşılık gelen 10 birimi, klasik RQD yüzdelik dilimi içinde %25'in altında bir değere sahiptir. Buna göre kaya kalitesi çalışma alanında "Çok zayıf" niteliklidir. Laboratuvar çalışmalarından elde edilen RQD sonuçlarıyla karşılaştırıldığında benzer sonuçların elde edildiği görülmektedir. Laboratuvar çalışmasından elde edilen %0-47 RQD değeri bu sonuçla birebir uyum içindedir.

Poisson oranı ortalama olarak 0,027 ile 0,271 değerleri arasında olup genel olarak 0,25 değerine daha yakın değerler çoğunluktadır. Buna göre proje alanında taban suyu ya da yeraltı suyunun etkisi görülmemektedir. Elde edilen değerler "Sıkı-katı" nitelikli bir yapı ortaya koymaktadır.

Laboratuvar deneylerinden elde edilen doğal birim hacim ağırlığı 1,84 g/cm³ olarak elde edilmişken, sismik kırılma çalışmasıyla 1. tabaka ortam birim hacim ağırlığı 1,74-1,80 gr/cm³ ve 2. tabaka ortam birim hacim ağırlığı 1,98-2,21 g/cm³ olarak hesaplanmıştır. Bu değerler de uyumluluğun bir göstergesidir.

Proje alanındaki kesme dirençleri değerleri dikkate alındığında genel olarak 1. tabakalarda düşük ancak ikinci tabakalarda nispeten yüksek kesme dirençleri ile karşılaşmaktadır. Bu durum özellikle 2. tabakalarda kesme gerilmelerine karşı direncin iyi seviyede olduğunu gösterir. Saran basınç etkisi altında kireçtaşı-marn ya da killi kireçtaşı olarak nitelenen ikinci ve izleyen tabakalar, genel olarak büzülme ya da şişme gibi hacimsel etkilere dirençli özellikte olmaları beklenmektedir. Yine ikinci ve daha sonraki kayaç nitelikli tabakalarda gerilim altında şekil değiştirme beklenmemektedir.

DEĞİNİMLER

Antakya-Suriye hudut yolu projesi'nin jeofizik araştırmalarını gerçekleştirme aşamasında beraber çalıştığımız İller Bankası Genel Md.'den Jeofizik Yük. Müh. Dr. Efdal Barlas'a, Yeraltı Aramacılık AŞ.'den Prof. Dr. Ahmet Ercan ve Jeofizik Müh. Can Sungur'a, ATA Yer-Yapı Müh.-Müh. Hiz. A.Ş.'den Jeofizik Müh. Kutlu D. Ata'ya, ARM İnşaat Sanayii ve Tic. AŞ.'den Jeoloji Yük. Müh. Ö. Hasan Balseven ve Jeoloji Müh. Aysun Cebeci'ye, sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

KAYNAKLAR

- _____. 2004. *Antakya-Yayladağ-Suriye hudut yolu etüt proje mühendislik hizmetleri işi raporu*. Jeolojik-jeoteknik etüt raporu. Cilt-1, TCK, Ankara
- _____. 2003. *Antakya-Yayladağ-Suriye hudut yolu etüt proje mühendislik hizmetleri işi raporu*. Jeofizik çalışmaları raporu. TCK, Ankara.
- Bailey A.D. 1974. Rock types and seismic velocities versus rippability, *Highway Geol. Symp. Proc.* No: 26, 135-142.
- Bilgin N. 1989. *İnşaat ve maden mühendisleri için uygulamalı kazı mekaniği*. İstanbul: Birsan Yayınevi.
- Ercan A. 2001. *Kıran bölgelerinde yer araştırma yöntemleri bilgi ve kurallar*. İstanbul: Kardeşler Yayınevi.

Süreksizlik yüzeyi bozunma derecesi ve açıklık parametrelerinin Süpren (Eskişehir) mermer ocaklarındaki blokların boyutuna olan etkisi

The effect of discontinuity surface weathering degree and aperture parameters on the size of blocks in Supren (Eskisehir) marble quarries

H.A. Nefeslioğlu

Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü 06520 Balgat Ankara

C. Gökçeoğlu & H. Sönmez

Hacettepe Üniversitesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü 06532 Beytepe Ankara

ÖZET: Blok boyutunun belirlenmesine yönelik, yaygın olarak kullanılan J_v ve wJd hesaplamalarında süreksizlikler çizgisel elemanlar olarak kabul edilmekte ve süreksizlik yüzeyi bozunma dereceleri ve açıklıkları değerlendirmeye katılmamaktadır. Bununla birlikte, özellikle mermer ocaklarında süreksizlik yüzeyleri boyunca zaman zaman etkin olan karstik çözünmelere bağlı olarak genişleyen açıklıklar, ocaklarda kontrol dışı ekonomik kayıplara yol açmaktadır. Bu çalışmada, Süpren (Eskişehir) mermer ocaklarında süreksizlik yüzeyleri boyunca kimyasal bozunmalara bağlı olarak gelişen çözünmelerin blok boyutuna olan etkilerinin belirlenmesine yönelik yaklaşımlarda bulunulmuştur. Çalışma kapsamında, süreksizlik yüzeyi bozunma derecelerine ilişkin 4 farklı bozunma derecesi tanımlanmış olup, artan süreksizlik yüzeyi bozunma derecesine ve açıklığına bağlı olarak mermer bloklarında oluşabilecek en az, ortalama ve en büyük yüzde hacimsel azalmalar (%HA) hesaplanmıştır. Elde edilen sonuçlara bağlı olarak, Süpren mermerleri için, farklı bozunma derecelerine karşılık en az, ortalama ve en büyük yüzde hacimsel azalma değerlerinin arasındaki korelasyonlar sonucunda, anlamlı üssel ilişkiler ($r_{min. \%HA}=0.91$; $r_{ort. \%HA}=0.94$; $r_{max. \%HA}=1.00$) elde edilmiştir. Buna göre, süreksizlik yüzeyi bozunma derecesi ile hacimsel azalma değerleri arasındaki korelasyonlara bağlı olarak geliştirilen regresyon denklemleri kullanılarak, ortalama süreksizlik yüzeyi bozunma derecesi bilinen işletme aynalarında ilerlemeye yönelik olarak, blok boyutunda meydana gelebilecek hacimsel azalma değerleri belirlenebilmektedir.

ABSTRACT: Discontinuities are considered as linear objects in volumetric joint count (J_v) and weighted joint density (wJd) calculations when they are used to determine block sizes. Discontinuity surface weathering degree and apertures are ignored in these calculations. In addition, discontinuity apertures due to carstic solutions occasionally being active throughout the discontinuity surfaces may cause uncontrolled economic losses. In this study, some approaches to determine the effects of the chemical weathering on block sizes in Süpren (Eskişehir) marble quarries were introduced. Four different weathering degrees were defined and the minimum, average and maximum volumetric reductions (%HA) are calculated depending on increasing in discontinuity surface weathering degrees and aperture values. Significant exponential relations ($r_{min. \%HA}=0.91$; $r_{ort. \%HA}=0.94$; $r_{max. \%HA}=1.00$) for Süpren marbles were obtained between different weathering degrees and minimum, average and maximum volumetric reduction values. Thus, using the regression equations between the weathering degree of the discontinuity and the volumetric reduction values, the volumetric block reduction to be encountered when advancing the slope faces are able to be calculated if their average weathering degree values are known.

1 GİRİŞ

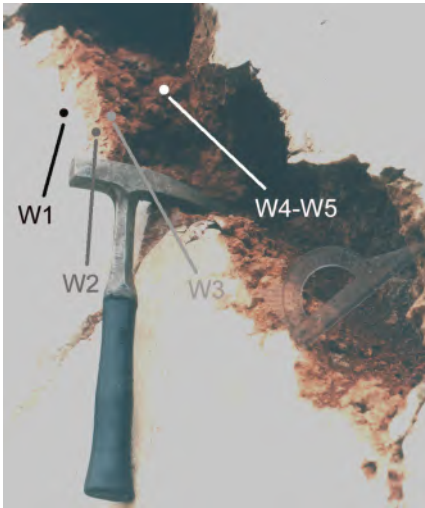
Mermer veya taş ocaklarının işletilmesinde, kaya kütlesi içinde oluşan blok şekillerinin ve boyutlarının belirlenmesi işletilebilirlik açısından önemli bir konudur. Blokların şekilleri ve boyutları başlıca süreksizlik takımı sayısı, süreksizlik aralığı ve devamlılığı ile kontrol edilmektedir. Blok boyutunun belirlenmesine yönelik literatürde farklı yaklaşımlar bulunmaktadır (ISRM 1981, Palmström

1982, Wang et al. 1991, Goodman 1995, Palmström 1995, Palmström 1996, Sönmez & Ulusay 1999, Palmström 2000). Bunlardan özellikle yaygın olarak kullanılan hacimsel eklem katsayısı (J_v) ve ağırlıklı eklem yoğunluğu (wJd) hesaplamalarında süreksizlikler çizgisel elemanlar olarak kabul edilmekte ve süreksizlik yüzeyi bozunma dereceleri ve açıklıkları değerlendirmeye katılmamaktadır. Bununla birlikte, özellikle aktif olarak işletilen mermer ocaklarında, süreksizlik yüzeyleri boyunca

zaman zaman etkin olan karstik çözünmelere bağlı olarak genişleyen açıklıklar ocaklarda kontrol dışı ekonomik kayıplara yol açmaktadır. Bu çalışmada, Süpren (Eskişehir) mermer ocaklarında süreksizlik yüzeyleri boyunca kimyasal bozunmalara bağlı olarak gelişen çözünmelerin blok boyutuna olan etkilerinin belirlenmesine yönelik yaklaşımlarda bulunulmuştur. Çalışma kapsamında, süreksizlik yüzeyi bozunma derecelerine ilişkin 4 farklı derecede bozunma tanımlanmış olup (Nefeslioğlu, 2003, Nefeslioğlu et al., 2004), artan süreksizlik bozunma derecesine ve açıklığına bağlı olarak mermer bloklarında oluşabilecek en az, ortalama ve en büyük yüzde hacimsel azalmalar (%HA) hesaplanmıştır.

2 SÜREKSİZLİK YÜZEYLERİNİN BOZUNMA DERECEŚİ ve SÜREKSİZLİK AÇIKLIĞI

Çalışılan kaya kütesinin rekristalize kireçtaşı olması nedeniyle, süreksizlik yüzeyleri boyunca karstik çözünmelere bağlı yer yer aşırı derecede kimyasal bozunmalar gözlenmektedir. Bu durum, ISRM (1981) tarafından önerilen bozunma ölçütlerinin, bu tür yüzeyler için kullanılmasını zorlaştırmaktadır. Bu nedenle, süreksizlik yüzeylerine ilişkin yapılan bozunma tanımlamaları ISRM (1981) tarafından önerilen bozunma tanımlamaları ile eşlenmeye çalışılmıştır (Şek. 2.1).



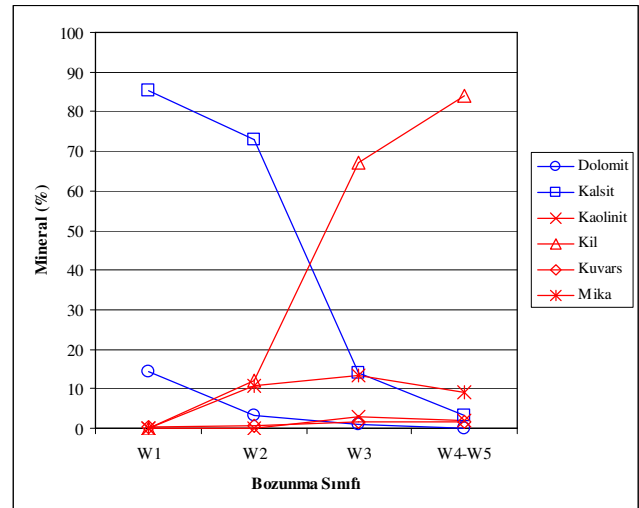
Şekil 2.1 Süreksizlik yüzey bozunma derecelerine ilişkin 4 farklı derecede bozunma tanımlanması

Bu amaçla sahada yapılan dereceli bozunma örneklemesinin X-ışınları kırınım analizleri sonucu, ISRM (1981)'in önermiş olduğu bozunma sınıflarına bağlı olarak mineral bileşiminde belirgin değişimler

elde edilmiştir (Şek. 2.2). Özellikle taze kayaç sınıfından (W1) kısmen veya tamamen bozunmuş (W4-W5) sınıfa doğru gidilirken kalsit ve dolomit minerallerinin azalması, buna karşın kil ve mika (biyotit) minerallerinin artması (Nefeslioğlu 2003, Nefeslioğlu et al. 2004) sonucu ortaya çıkan belirgin renk farklılığı bu çalışmada süreksizlik yüzeylerinin bozunma tanımlamalarının ISRM (1981)'in önermiş olduğu bozunma sınıflarıyla eşlenmesinde kullanılmıştır. Bununla birlikte, sahada özellikle düşey ve eğik süreksizlik yüzeyleri boyunca meydana gelen kimyasal bozunmalara bağlı olarak süreksizlik açıklığı değerleri geniş bir aralıkta (<1-400 mm) değişim göstermektedir (Bkz. Şek. 2.1).

3 BOZUNMA ve AÇIKLIK DEĞERLERİNİN BLOK BOYUTUNA OLAN ETKİLERİNİN BELİRLENMESİ

Süreksizlik yüzeyi bozunma derecelerinin ve açıklık değerlerinin Süpren (Eskişehir) mermer ocaklarındaki blokların boyutuna olan etkilerinin belirlenebilmesi amacıyla derinlik boyutu yükseklik boyutuna eş kabul edilen ve yer yer farklı bozunma derecesi ve açıklık değerine sahip süreksizlikler tarafından kesilen bloklar üzerinde, süreksizliklerin çizgisel olarak ve doğrudan var olan bozunma ve açıklık koşullarında değerlendirildiği blok hacimleri belirlenmiştir.



Şekil 2.2 Bozunma sınıflarına bağlı olarak mineral bileşimindeki değişimler

Uygulanan yöntem şematik olarak Şekil 3.1'de bir blok diyagram üzerinde gösterilmiştir. Şekilde, derinlik boyutu yükseklik boyutuna eş kabul edilen

blok, yer yer farklı açıklığa sahip süreksizlik tarafından kesilmektedir. Örnek olarak gerçekleştirilen hesaplamalarda, 3. ve 4. derecedeki bozunma koşullarında gerçekleşen süreksizlik açıklığı değerlerine bağlı kayıp blok boyutları ve her iki koşulda tüm blokta gerçekleşen % hacimsel azalmalar ayrı ayrı belirlenmiştir. Bu amaçla sayısal görüntüler üzerinde raster inç (ri) olarak yapılan ölçümler 0.001 ri hassasiyetinde gerçekleştirilmiştir. Buna göre, örnek olarak verilen blok diyagram üzerinde yapılan ölçümler sonucunda 3. derece bozunma koşulunda 0.015 ri³ blok kaybı ve tüm blokta % 2.80'lik hacimsel azalma gerçekleşirken, 4. derece bozunma koşulunda ise 0.088 ri³ blok kaybı ve tüm blokta % 16.42'lik hacimsel azalma gerçekleşmektedir. Benzer şekilde, çalışılan ocaklara ilişkin işletme aynalarına ait sayısal görüntüler üzerinde, tipik 2., 3. ve 4. derecede bozunmaların görüldüğü kesimlerde benzer blok diyagramlar oluşturularak, farklı bozunma derecelerine bağlı gelişen farklı açıklık değerlerinde meydana gelen % hacimsel azalmalar (%HA) belirlenmiştir. Elde edilen sonuçlara bağlı olarak, Süpren mermerleri için, farklı bozunma derecelerine karşılık en az, ortalama ve en büyük %HA değerlerinin arasındaki korelasyonlar incelendiğinde, üssel ilişkiler ($r_{\min. \%HA}=0.91$; $r_{\text{ort. } \%HA}=0.94$; $r_{\max. \%HA}=1.00$) elde edilmiştir (Şek. 3.2).

Gerçekleştirilen korelasyonlara bağlı olarak elde edilen regresyon denklemleri aşağıda sırasıyla verilmiştir (Eş. 3.1, 3.2, 3.3).

$$\min.\%HA = 0.2499e^{0.9806(W)} \quad (r = 0.91) \quad (3.1)$$

$$\text{ort.}\%HA = 0.7561e^{0.9057(W)} \quad (r = 0.94) \quad (3.2)$$

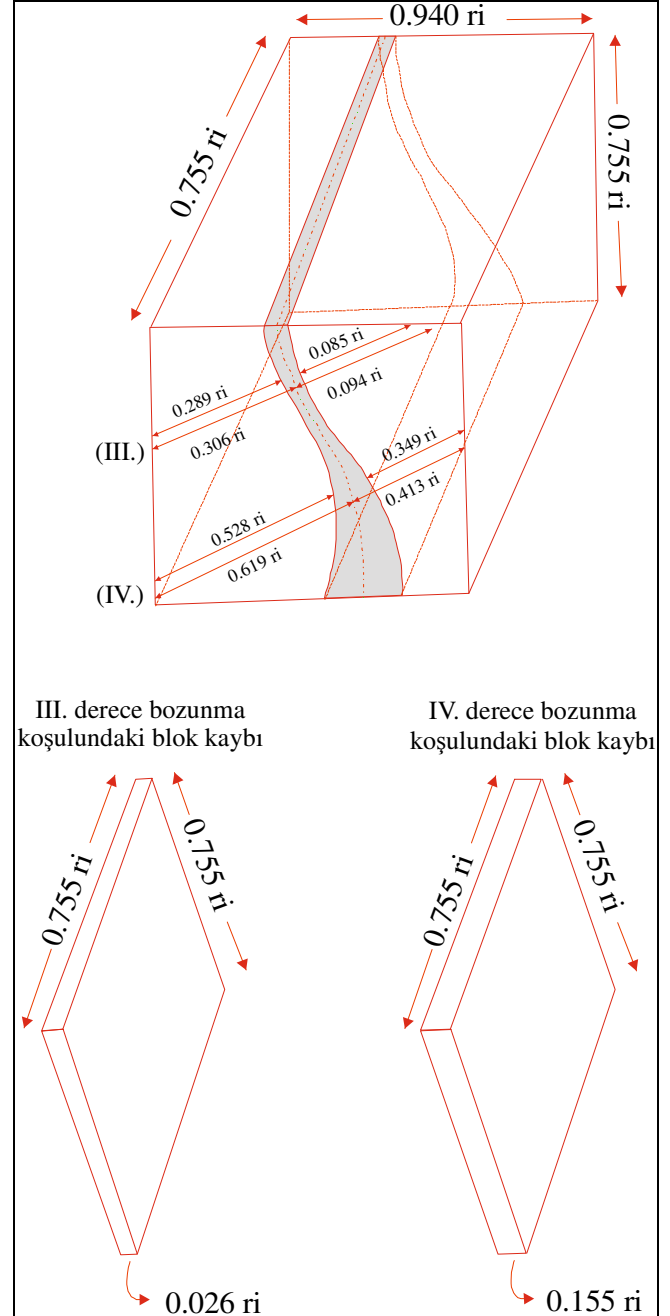
$$\max.\%HA = 1.3098e^{0.9785(W)} \quad (r = 1.00) \quad (3.3)$$

Yapılan çalışmalarda, düzlem üzerinde belirlenen süreksizlik açıklıklarının, belirlenen blok boyutu içerisinde derinliğe bağlı olarak değişmediği kabul edilmiştir.

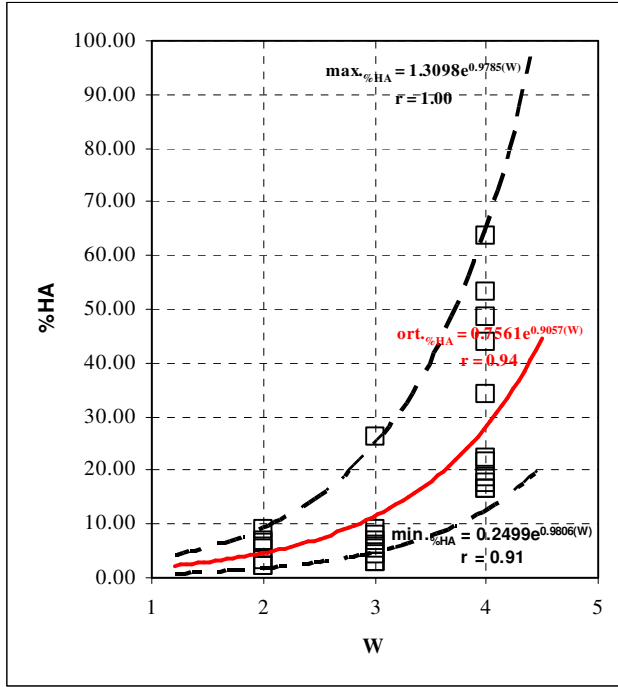
4 SONUÇLAR

Çalışma sonucunda, bozunma derecesi ile % hacimsel azalma değerleri arasındaki korelasyonlara bağlı olarak elde edilen regresyon denklemleri kullanılarak, ortalama bozunma derecesi bilinen işletme aynasında ilerlemeye yönelik blok boyutunda meydana gelebilecek en az, ortalama ve en büyük % hacimsel azalma değerlerinin belirlenebileceği anlaşılmaktadır. Bu sonuç, aktif olarak işletilen mermer ocaklarında stratejik

bilgilerden bir tanesini oluşturmaktadır. Bununla birlikte, 1 m³ mermer bloğunun maliyeti düşünüldüğünde, yapılan bütçe ve planlama çalışmalarında öngörülemeyen % 1'lik hacimsel azalma bile büyük ekonomik kayıplara yol açabilmektedir.



Şekil 3.1 Bozunma derecesine bağlı süreksizlik açıklığının blok boyutuna olan etkisinin belirlenmesinde izlenen yöntemin örnek şematik uygulaması



Şekil 3.2 Bozunma derecesi (W) ile % hacimsel azalma (%HA) değerleri arasındaki ilişkiler

KAYNAKLAR

- Goodman R.E. 1995. Block theory and its application. *Geotechnique* 45, 3: 383-423.
- ISRM (International Society for Rock Mechanics) 1981. *Rock Characterization, Testing and Monitoring: ISRM Suggested methods*. Oxford: Pergamon Pres. 217p.
- Nefeslioğlu H.A. 2003. *Süpren (Eskişehir) Mermer Ocaklarındaki Süreksizlikler İçin Fotoanaliz ve Bulanık Küme Teorisinin Kullanımı*. Yüksek Lisans Tezi. Hacettepe Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Anabilim Dalı. Ankara: (yayımlanmamış). 132s.
- Nefeslioğlu H.A., Gökçeoğlu C. & Sönmez H. 2004. An approach to determine the weathering characteristics of discontinuities. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 41, 3: 387-388.
- Palmström A. 1982. The volumetric joint count – a useful and simple measure of the degree of rock jointing. *Proc. 4th Int. Cong. Int. Assoc. Eng. Geol.* 5, Delhi: 221-228.
- Palmström A. 1995. *Rmi – A System for Characterization of Rock Masses for Rock Engineering Purposes*. Ph.D. Thesis. University of Oslo, Norway: (unpublished). 408 p.
- Palmström A. 1996. The weighted joint density method leads to improved characterization of jointing. *Proc. Conference on Recent Advances in Tunnelling Technology*. New Delhi: 6 p.
- Palmström A. 2000. Block size and block size distribution. *Proc. Workshop on "Reliability of classification systems" in connection with the GeoEng 2000 conference*. Melbourne: 12 p (on CD).
- Sönmez H. & Ulusay R. 1999. Modifications to the geological strength index (GSI) and their applicability to stability of slopes. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science* 36, 6: 743-760.

Wang H., Latham J.P. & Poole A.B. 1991. Predictions of block size distribution for quarrying. *Quarterly Journal of Engineering Geology* 24: 91-99.

Divriği YNK-3 istihsal kuyusunun tahkimat tasarımı için kaya birimlerinin bazı malzeme ve kütle özelliklerinin belirlenmesi ve sınıflandırılması

Determination and classification of some material and mass properties of rock units for support design of Divriği YNK-3 production shaft

İ. Özkan

Selçuk Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü Konya

A. Ceylanoglu & B. Erdem

Cumhuriyet Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü Sivas

ÖZET: Bu çalışmada, Sivas- Divriği Demir Madenleri İşletmesi YNK-3 No'lu istihsal kuyusu ve kırıcı dairesi kaya birimlerinin bazı fiziksel ve mekanik özelliklerinin belirlenmesi amacıyla yapılan çalışmalar sunulmuştur. Bu amaçla öncelikle sondaj karotlarına bağlı olarak litolojik istiflenme ve jeoteknik sınırlar belirlenmiştir. Bu ön çalışmalar sonucunda belirlenen 56 adet jeoteknik sınır aralığında bulunan kaya birimlerine ait malzeme ve kütle özelliklerinin bulunmasına yönelik çalışmalar gerçekleştirilmiştir. Daha sonra, kaya mekaniği laboratuvar deney sonuçları ve jeoteknik parametreler kullanılarak kaya birimlerinin M-RMR ve Q kaya kütle sınıflama indeks değerleri belirlenmiştir.

ABSTRACT: In this paper, studies performed towards determining some physical and mechanical properties of rock units encountered in Sivas-Divriği YNK-3 production shaft and crusher chamber are presented. For this aim, first of all, lithological stratification and geotechnical regions are determined basing on rock cores. Material and rock mass properties of these 56 geotechnical regions are determined. Then, M-RMR and Q rock mass classification index values are calculated by utilizing rock mechanics test results and geotechnical properties for each region.

1 GİRİŞ

Yeraltı mühendislik yapılarının tahkimat tasarımlarında kullanılan tasarım yaklaşımları; deneme-yanılma, görgül ve analitik olarak sıralanabilir. Günümüzde artık deneme-yanılma yaklaşımı pek rağbet görmezken diğer iki yaklaşımın daha sık kullanıldığı görülmektedir. Jeolojik yapının karmaşa içerisinde olduğu kaya bölgelerindeki jeolojik yapının, analitik yaklaşımlarla henüz başarı ile modellenememesinden dolayı her yerde bu yaklaşımın kullanılması mümkün değildir. Ancak bir çok araştırmacı konu üzerinde çalışmalara büyük bir yoğunlukta devam etmektedir. Görgül tasarım yaklaşımları ise mühendislik tecrübe-gözlem-sezgi-geriye dönük analizler bütünü oluşturur yaklaşımlardır. Bugün pek çok yeraltı mühendislik tasarımında başarı ile uygulanan bu yaklaşım için en iyi örnek Bieniawski (1973) ile Barton vd. (1974) tarafından geliştirilen orijinal RMR₇₃ ve orijinal Q sınıflama sistemleri verilebilir. Bugün değişik şartlara haiz kaya yapıları ve mühendislik tasarımları için geliştirilmiş 30'a yakın sınıflama sistemi mevcuttur. Bu sistemler kaya kütlelerini karakterize

ettikten sonra tasarım mühendisine bir çok tasarım verisi üretebilmektedir. Bundan dolayı da günümüzdeki pek çok yeraltı mühendislik çalışmasında yoğun bir şekilde kullanılmaktadırlar. Mevcut sınıflama sistemlerine ait ayrıntılı bir değerlendirme Özkan & Ünal (1996) tarafından verilmiştir.

Bu proje çalışmasında karşılaşılan kaya madde özellikleri ISRM'e (1981) göre ve kaya yapısının orta sağlam fakat kırıklı olmasından dolayı kaya kütle özelliklerinin belirlenmesi için ise görgül tasarımın kullanılmasına proje grubu tarafından karar verilmiştir.

İşletmede açık işletme metodu ile kazanılan demir cevherinin, cevher hazırlama tesisine taşınması amacıyla topoğrafik yükseklik farkından faydalanılarak cevherin düşey bir kuyu yardımıyla 264 m aşağıdaki kırıcı ünitesine taşınması işletme tarafından hedeflenmiştir. Bu amaç doğrultusunda açılacak kuyu eksenine 15 m uzaklıktaki bir noktada yeryüzünden 264 m derinliğine kadar uzanan araştırma amaçlı bir sondaj yapılmış ve sondaj karotları üzerinde önce jeolojik istiflenme ve jeoteknik aralıklar belirlenmiştir. Daha sonra ise belirlenen bu jeoteknik aralıklardan ISRM (1981)

tarafından önerilen 12 farklı deney için karot numuneler seçilmiş ve kaya maddesinin mekanik davranışını belirlemek amacıyla toplam 2968 adet deney yapılmıştır. Deney sonuçları KAYA-LAB (Ceylanoglu 1993) programı ile değerlendirilmiştir. Kaya kütle davranışının belirlenmesi için tespit edilen 117 adet jeoteknik aralığında orijinal RMR₇₃ (Bieniawski 1973), RMR₈₉ (Bieniawski 1989), orijinal Q (Barton vd. 1974) ile Ünal & Özkan (1990) tarafından geliştirilen M-RMR ve M-Q sınıflama sistemlerince önerilen kaya kütle parametreleri belirlenmiştir.

2 DÜŞEY KUYU EKSENİNDEKİ JEOLojİK TABAKA YAPISI

Sivas-Divriği demir maden ocağında yapılması planlanan 3 nolu Yeni İstihsal kuyu eksenin 15 m yakınında açılan 264 m derinliğindeki düşey sondajdan temin edilen 210,15 m (54,00-264.15 m arası) uzunluğundaki karotlar, öncelikle litolojik ve jeoteknik sınırların belirlenmesi için etüt edilmiştir. Etütlerden önce kalıcı olması nedeniyle bütün karot sandıklarına ait fotoğraflar çekilmiştir. Daha sonra litolojik istiflenme belirlenmiştir. Çizelge 1’de görüldüğü gibi 3 ana kaya birimi 15 temel kaya tabakasında gözlemlenmiştir. Litolojik gruplandırma ile bu 15 adet tabaka sayısı 6 ana kaya kütle tabakasına indirgenmiştir. Kaya kütle sınıflamalarında litolojik aralıklardan daha ziyade jeoteknik sınırlar ön planda olduğu için ikinci adım olarak jeoteknik sınırlar kaya birimlerinin renkleri, fiziksel görünüşleri, dokuları, yapıları, bozunma dereceleri, geçirgenlikleri ve gösterdikleri karot özelliklerine göre değerlendirilerek toplam 117 adet jeoteknik aralığın olduğu belirlenmiştir (Çizelge 1).

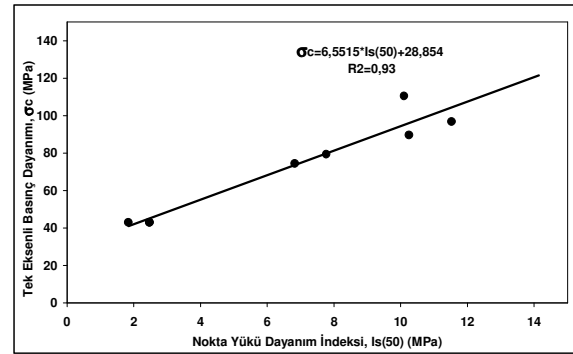
3 KAYA MADDE SINIFLAMA ÇALIŞMALARI

YNK-3 kuyu sondaj karotları yardımıyla belirlenen 117 adet jeoteknik aralıktan kaya mekaniği deneyleri için uygun karotlar alınarak ISRM (1981) standardında numuneler deneylere hazır hale getirilmiştir (Çizelge 2).

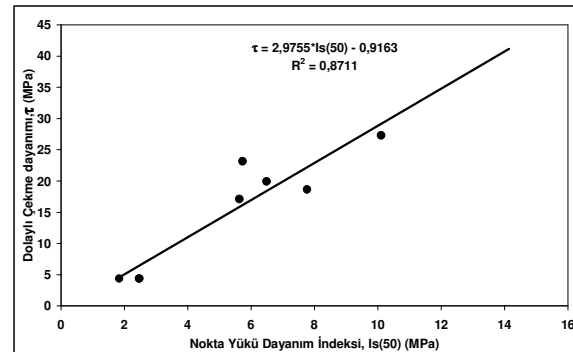
Kuyu açılacak eksen boyunca karşılaşılan 15 adet kaya tabaka biriminde tespit edilen 117 adet jeoteknik aralıktan temin edilen 2297 numune üzerinde gerçekleştirilen deneylere ait sonuçlar Çizelge 2’de sunulurken bazı mekanik parametrelerin Schmidt sertliği ve tek eksenli basınç dayanım sınıflamaları ISRM’e (1981) göre ve modül oranı (E/σ_c) ve deformabilite ($((E/\nu)/\sigma_c)$) sınıflamaları ise Deere & Miller’a (1966) göre belirlenerek

Çizelge 3’te sunulmuştur. Aynı çizelge üzerinde ayrıca Ramamurthy (2004) tarafından detaylandırılarak ilan edilen yeni modül oranı sınıflaması da gösterilmiştir.

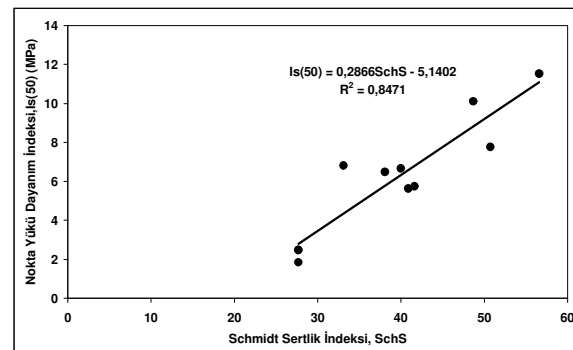
Ocakta çalışan uygulayıcı mühendisler için kolaylık sağlaması amacıyla Div-Han işletmesinde karşılaşılan kaya birimlerinin mekanik davranışları birbirleri ile olan ilişkileri istatistik analizler ile etüt edilmiş ve elde edilen matematiksel sonuçlar Çizelge 4’te sırasıyla sunulurken sonuçlara ait tipik birkaç örnek, nokta yükleme indeksi ile tek eksenli basınç dayanımı, dolaylı çekme dayanımı ve Schmidt sertlik indeksi arasındaki ilişki Şekil 1’de gösterilmiştir.



Şekil 1a Kaya birimlerine ait nokta yükü dayanım indeksi ile tek eksenli basınç dayanımı ilişkisi



Şekil 1b Kaya birimlerine ait nokta yükü dayanım indeksi ile dolaylı çekme dayanımı ilişkisi



Şekil 1c Kaya birimlerine ait Schmidt sertlik indeksi ile nokta yükü dayanım indeksi ilişkisi

Çizelge 1 Divriği-DİVHAN- YNK3 nolu kuyu sondajına ait litolojik istiflenme ve jeoteknik aralık (Ceylanoğlu vd. 1998)

Karşılaşılan Kaya Tabaka Birimleri	Sondaj Aralığı (m)	Kaya Tabaka Kalınlığı (m)	Jeoteknik Aralık (adet)	Mühendislik Jeolojisi Açısından Genelleştirilmiş Kaya Kütle Tabaka Yapısı
Serpantin	54,00-118,20	64,20	32	1. TABAKA Serpantin (64,20 m)
Ultramafit	118,20-126,45	8,25	8	2. TABAKA Ultramafit (8,25 m)
Serpantin	126,45-126,88	0,43	14	3. TABAKA Serpantin-Siyenit-Ultramafit ardalanması (14,05 m)
Siyenit	126,88-127,31	0,43		
Serpantin	127,31-128,74	1,43		
Siyenit	128,74-134,06	5,32		
Serpantin	134,06-134,92	0,86		
Ultramafit	134,92-140,50	5,58	35	4. TABAKA Siyenit (92,85 m)
Siyenit	140,50-233,35	92,85		
Serpantin	233,35-236,08	2,73		
Siyenit	236,08-244,84	8,76		
Ultramafit-Piroksenit	244,84-245,70	0,86		
Siyenit	245,70-248,60	2,90	14	5. TABAKA Serpantin-Siyenit-Ultramafit ardalanması (16,35 m)
Serpantin	248,60-249,70	1,10		
Siyenit	249,70-264,15	14,45		
Serpantin	248,60-249,70	1,10		
Siyenit	249,70-264,15	14,45		
Siyenit	249,70-264,15	14,45	14	6. TABAKA Siyenit (14,45 m)

Çizelge 3 Gerçekleştirilen mekanik deneylerce tespit edilen bazı dayanım sınıfları (Ceylanoğlu vd. 1998)

Karşılaşılan Kaya Tabaka Birimleri	Derinlik (m)	Schmidt Sertlik Sınıflaması (ISRM 1981)	Tek Eksenli Basınç Dayanımı Sınıflaması (ISRM 1981)	Modül Oranı Sınıflaması (Deere ve Miller 1966)	Modül Oranı Sınıflaması (Ramamurthy 2004)	Deformabilite Sınıflaması (Deere ve Miller 1966)
Serpantin	54,00-118,20	Az Sert	Orta	-	-	-
Ultramafit	118,20-126,45	Az Sert	Orta-Düşük	Yüksek	Yüksek	Az Derecede
Serpantin	126,45-126,88	-	-	-	-	-
Siyenit	126,88-127,31	-	-	-	-	-
Serpantin	127,31-128,74	-	-	-	-	-
Siyenit	128,74-134,06	Sert	Orta	Orta	Yüksek	Az Derecede
Serpantin	134,06-134,92	Sert	Çok Yüksek	Düşük	Orta	Az Derecede
Ultramafit	134,92-140,50	Sert	Orta	Yüksek	Çok Yüksek	Az Derecede
Siyenit	140,50-233,35	Sert-Oldukça Sert	Orta	Orta	Yüksek	Az Derecede
Serpantin	233,35-236,08	Az Sert	Çok Yüksek	Orta	Yüksek	Az Derecede
Siyenit	236,08-244,84	Sert	Orta	Orta	Yüksek	Az Derecede
Ultr.-Piroksenit	244,84-245,70	Sert	Düşük	Yüksek	Çok Yüksek	Az Derecede
Siyenit	245,70-248,60	Sert	Yüksek	Orta	Yüksek	Az Derecede
Serpantin	248,60-249,70	Az Sert	-	-	-	-
Siyenit	249,70-264,15	Oldukça Sert	Orta	Orta	Yüksek	Az-Orta Derece

Çizelge 4 Div-Han işletmesindeki kaya malzemelerinin birbirleri arasındaki bazı mekanik ilişkiler

İlişkisi Analiz Edilen Parametreler	İstatistiksel Analiz Yardımıyla Tespit Edilen Matematiksel Eşitlikler*	Regresyon Katsayısı R ²
$Is_{(50)} - \sigma_c$	$\sigma_c = 6,55Is_{(50)} + 28,85$	0,93
$Is_{(50)} - \sigma_t$	$\sigma_t = 2,975 Is_{(50)} - 0,916$	0,87
$Is_{(50)} - E_t$	$E_t = 0,95 Is_{(50)} + 25,45$	0,82
$Is_{(50)} - \nu_t$	$\nu_t = 0,0099 Is_{(50)} + 0,18$	0,90
$Is_{(50)} - \Phi$	$\Phi = 3,79 Is_{(50)} + 22,75$	0,81
$\sigma_c - E_t$	$E_t = 0,12 \sigma_c + 21,74$	0,74
$\sigma_c - \nu_t$	$\nu_t = 0,0013 \sigma_c + 0,15$	0,83
$\sigma_c - \sigma_t$	$\sigma_t = 0,314 \sigma_c - 8,768$	0,96
$SchS - \sigma_c$	$\sigma_c = 1,71SchS - 0,31$	0,76
$SchS - \sigma_t$	$\sigma_t = 0,733 SchS - 15,453$	0,68
$SchS - c$	$c = 0,44 SchS - 6,55$	0,62
$SchS - \Phi$	$\Phi = 0,92 SchS + 9,34$	0,60
$SchS - E_t$	$E_t = 0,46 SchS + 15,16$	0,60
$SchS - \nu_t$	$\nu_t = 0,0031 SchS + 0,12$	0,84
$SchS - Is_{(50)}$	$Is_{(50)} = 0,28 SchS - 5,14$	0,85

* Görgül eşitliklerdeki büyüklüklerin birimleri Çizelge 2’te verilmiştir

Çizelge 2 Div-Han işletmesinde karşılaşılan kaya birimlerine ait mekanik özellikler (Ceylanoğlu vd. 1998)

Derinlik (m)		DBA (g/cm ³)	NO (%)	ET (%)	SDO I _{d2} (%)	SchS	ShoS	NYD I _{s(50)} (MPa)	TEBD σ _c (MPa)	DÇD σ _t (MPa)	DD (MPa)	ED (MPa)	UEBD σ ₁ -σ ₃ (MPa)	Kohez. c (MPa)	İçsel S.A Φ (°)	Elas.M E _t (GPa)	Poisson Oranı ν _t
	<i>Numune Ad</i>	108	108	108	49	55	950	559	110	138	39	13	41			19	
	Kaya Birim																
54,00- 118,20	Serpantin	3,03 ±0,41	0,69 ±0,48	5,36 ±4,56	93,93 ±13,96	33,12 ±5,63	-	6,82 ±4,57	74,49 ±37,74	3,439 ±0,947	-	-	-	-	-	-	-
118,20- 126,45	Ultramafit	2,73 ±0,025	0,50 ±0,11	5,74 ±2,86	97,06 ±2,89	27,7	66,6	1,84 ±0,62	42,98 ±34,55	4,361 ±1	-	-	-	-	-	27,81	0,2031
126,45- 126,88	Serpantin	-	-	-	-	-	-	2,47 ±1,13	-	-	-	-	-	-	-	-	-
126,88- 127,31	Siyenit	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
127,31- 128,74	Serpantin	-	-	-	-	-	-	8,70 ±2,67	-	-	-	-	-	-	-	-	-
128,74- 134,06	Siyenit	2,604	0,373	0,25	99,60	41,4	94,1	10,25 ±1,96	89,65 ±36,34	9,255 ±3,375	-	-	σ ₁ =116,65 +23,78 σ ₃	11,45	66,82	39,04	0,2888
134,06- 134,92	Serpantin	2,605	0,176	0,25	99,71	43,8	96	10,99 ±1,40	253,12 ±4,27	4,330 ±0	-	22,190 ±0	-	-	-	43,40	0,2653
134,92- 140,50	Ultramafit	2,65	0,158	0,37	99,70 ±0,05	42,70	101,9	14,14 ±4,61	61,59 ±0	11,094 ±1,430	-	-	σ ₁ =61,59 +10,30 σ ₃	9,59	55,39	39,35	0,3463
140,50- 233,35	Siyenit	2,58 ±0,05	0,33 ±0,44	1,08 ±1,23	99,43 ±0,06	50,75 ±2,15	91,82 ±5,15	7,77 ±1,95	79,42 ±17,23	18,664 ±7,863	0,408 ±0,107	12,492 ±0,756	σ ₁ =123 +10,5 σ ₃	18,88 ±12,29	54,88 ±4,32	33,11 ±4,85	0,269 ±0,053
233,35- 236,08	Serpantin	2,58 ±0,24	3,17 ±3,89	7,07 ±6,92	-	38,1 ±12,1	78,08 ±12,9	6,49 ±2,86	105,29 ±4,10	19,912 ±0,881	-	-	-	-	-	45,07 ±10,77	0,323 ±0,012
236,08- 244,84	Siyenit	2,52 ±0,05	0,69 ±0,01	0,27 ±0,06	-	41,65 ±4,45	89,7 ±6,5	5,74 ±1,89	97,41 ±15,76	23,133 ±4,51	0,296 ±0,177	19,210 ±0	σ ₁ =56,07 +4,96 σ ₃	12,59	41,63	28,96 ±1,74	0,252 ±0,017
244,84- 245,70	Ultramafit- Piroksenit	2,56	0,26	4,71	-	40,90	49,8	5,63 ±2,01	19,20 ±7,86	17,097 ±0	-	-	-	-	-	20,55	0,184
245,70- 248,60	Siyenit	2,58	0,61	0,86	-	48,70	97,8	10,10 ±3,12	110,48 ±26,92	27,270 ±2,556	0,355 ±0,128	-	-	-	-	35,43	0,266
248,60- 249,70	Serpantin	2,58	2,32	13,28	-	40,0	-	6,66 ±2,87	-	-	-	-	-	-	-	-	-
249,70- 264,15	Siyenit	2,64 ±0,01	0,182 ±0,03	0,47 ±0,38	-	56,6 ±2,17	89,03 ±12,2	11,53 ±1,60	96,72 ±27,52	21,828 ±2,553	0,642 ±0,144	-	σ ₁ =128,77 +15,52 σ ₃	16,24	61,47	32,85 ±5,52	0,286 ±0,037
DBA	Doğal birim ağırlık			SchS	Schmidt sertlik indeksi				DÇD	Dolaylı çekme dayanımı				c	Kohezyon		
NO	Nem oranı			ShoS	Shore sertlik indeksi				DD	Darbe dayanımı				φ	İçsel sürtünme açısı		
ET	Etkili gözeneklilik			NYD	Nokta yükü dayanım indeksi				ED	Eğilme dayanımı				E	Elastik modül		
SDO	Suda dağılma dayanımı			TEBD	Tek eksenli basınç dayanımı				UEBD	Üç eksenli basınç dayanımı				ν	Poisson oranı		

4 KAYA KÜTLE SINIFLAMA ÇALIŞMALARI

Sivas-Divriği Demir Madenleri İşletmesi tarafından 3 no'lu İstihsal kuyusu için yaptırılan YNK-3 sondajına ait 210,15 m uzunluğundaki sondaj karotları üzerinde ilk önce jeoteknik loglama çalışmaları yapılmıştır. Bu çalışma bünyesinde öncelikle sondaj karot sandıklarının fotoğrafları çekilmiş, litoloji ve jeoteknik sınırlar belirlenmiş, jeoteknik veriler türetilmiş, gerekli kaya mekaniği deneyleri yapılmış ve hazırlanan veri tabanına bağlı olarak jeoteknik loglamalar yapılarak, mevcut eklem sıklıkları ayrı bir log ile netleştirilmiştir.

Kuyu eksenine 15 m mesafede açılan karotlu sondaj ile ulaşılan karotlar üzerinde gerçekleştirilen jeoteknik çalışmalar esnasında tespit edilen jeoteknik aralıklarda orijinal RMR₇₃ (Bieniawski 1973), RMR₈₉ (Bieniawski 1989), orijinal Q (Barton vd. 1974), M-RMR (Ünal ve Özkan 1990) ve M-Q (Ünal & Özkan 1990) sınıflama sistemleri uygulanarak kaya kütle yapısı belirlenmeye çalışılmıştır.

Bu çalışmada kullanılan M-RMR ve M-Q (Ünal & Özkan 1990) kaya kütle sınıflama sistemlerinin geliştirilmesindeki ana çıkış noktası, özellikle zayıf, anizotropik, tabakalı, kil içerikli, çatlaklı kaya yapılarındaki orijinal RMR₇₃ ve Q sistemlerinin yetersizliğinin Ünal ve Özkan tarafından gerçekleştirilen ETİBANK – Bigadiç – Simav kolemanit, TKİ-OAL-Çayırhan kömür, Çayeli Bakır İşletmesi-ÇBİ bakır ve Beypazarı-Trona maden ocaklarındaki kaya kütle sınıflama çalışmalarında tespit edilmesidir. Karşılaşılan problemi aşmak amacıyla araştırmacılar tarafından M-RMR ve M-Q sınıflama sistemleri geliştirilerek uygulayıcı mühendisler sunulmuştur. Zayıf, anizotropik, tabakalı, kil içerikli, çatlaklı kaya yapıları için geliştirilen M-RMR ve M-Q sistemlerine ait geriye dönük analizler ve yukarıda belirtilen maden projelerindeki uygulama sonuçları ile ilgili çalışmalar araştırmacılar tarafından çeşitli yurt içi ve dışı yayınlarda (Özkan & Ünal 1988; Özkan 1989; Ünal & Özkan 1990; Ulusay vd. 1992; Ünal vd. 1992; Özkan & Ünal 1996; Ünal 1996) ayrıntıları ile sunulmuştur. Bu bildiride, Div-Han işletmesinde karşılaşılan orta sağlamlıkta fakat çatlaklı bir yapı sergileyen kaya kütlelerinin sınıflama sistemlerince belirlenen sonuçları üzerinde değerlendirmeler yapılmıştır.

Div-Han proje çalışması ile kuyu eksenini boyunca belirlenen jeoteknik sınırlar içerisinde toplam 1250 adet süreksizliğin olduğu tespit edilmiştir. Her bir jeoteknik aralık için sırası ile toplam karot randımanı (TCR), sağlam karot randımanı (ICR) ve RQD değerleri hesaplanmıştır. Ayrıca her bir jeoteknik

aralıkta tespit edilen tüm eklem takımları için; eklem takımının göreceli konumu, eklem takımının yatayla yaptığı açı, eklem yüzeylerindeki bozunma derecesi, eklem yüzeylerindeki pürüzlülük derecesi, eklem yüzeylerinin açıklığı, eklem takımlarının devamlılığı ve eklem yüzeylerindeki mevcut dolgu tipi ve kalınlıkları tespit edilmiştir.

Kaya kütle karakteristiklerinin belirlenmesi için de ayrıca kaya mekaniği laboratuvar deneylerinden tek eksenli basınç dayanımı, nokta yükü dayanımı ve suda dağılma dayanım indeksi deneyleri her bir jeoteknik aralıkta yapılmış ve kullanılmıştır.

YNK-3 sondajına ait 117 adet jeoteknik aralıktan, toplam 13000 adet veri üretilerek kaya kütle karakteristiğinin belirlenmesine yönelik bir veri tabanı hazırlanmış ve bu çalışmada öncelikle M-RMR ve M-Q sistemlerine göre kaya kütle karakteristiğinin belirlenmesinde Ünal & Özkan (1997) tarafından kuyu tasarımına yönelik hazırlanan ROCKMASS-SHAFT V2.0 bilgisayar programı kullanılarak üç ayrı çıktı alınmıştır;

i. Kaya kütle girdi parametre formunda; Jeoteknik aralık (Interval), Kaya tipi (Rock Type), Dayanım değeri (STR), RQD değeri (RQD), Sağlam karot randımanı (ICR), Bir metredeki kırık sayısı (#/m), Eklem takımlarının yatayla yaptığı açı (DSOR), Yeraltı su durumu (GW), Suda dağılma dayanım indeksi değeri (Id₂), Eklem takımlarının bozunma derecesi (W), Eklem takımı yüzeylerinin pürüzlülük derecesi (RP), Eklem takımlarının devamlılık derecesi (PRS), Eklem takımları arasındaki açıklık (Ap), Eklemlerdeki dolgu kalınlığı (FT), Eklemlerdeki dolgunun dayanımı (FS) girdi parametre değerleri verilmektedir.

ii. Jeoteknik log formunda; Jeoteknik aralık (Interval), Kaya tipi (Rock Type), Toplam karot randımanı (TCR), Sağlam karot randımanı (ICR), RQD, Eklem takımları arası mesafe (spacing) çıktı parametreleri sunulmaktadır.

iii. Eklem takımları durumu log formunda; Jeoteknik aralık (Interval), Kaya tipi (Rock Type), Eklem takımlarının bozunma loglaması (WEAT), Eklem takımlarının pürüzlülük loglaması (ROUGHNESS), Eklem takımlarının devamlılık loglaması (PERSIST), Eklem takımlarının açıklık loglaması (APPERT), Eklem takımlarının dolgu kalınlığı ve dayanım loglaması (FILLING) çıktı parametreleri mevcuttur.

ROCKMASS-SHAFT V2.0 (Ünal & Özkan 1997) programı ile M-RMR ve M-Q sınıflama değerleri belirlenirken, RMR₇₃, RMR₈₉ ve Q sınıflama değerleri Bieniawski (1973, 1989) ve Barton vd. (1974) tarafından geliştirilen abaklar kullanılarak belirlenmiştir. Belirlenen jeoteknik sınırlarda elde edilen sayısal sınıflama sonuçları;

kuyu tasarımı yapacak uygulayıcı mühendislere kolaylık sağlaması için yakın sınıflama bölgelerinde gruplandırılmış ve ağırlıklı ortalama değerleri belirlenerek Şekil 2’de sunulmuştur.

Ayrıca özellikle orijinal Q ve M-Q ile orijinal RMR₇₃, RMR₈₉ ve M-RMR sınıflama sistemlerinin birbirleri ile olan ilişkilerine bakılarak istatistiksel analizler yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar grafiksel olarak Şekil 3 ve Şekil 4’te sunulmuştur. Şekil 3’te görüldüğü gibi orijinal Q-sistem ile orijinal RMR₇₃ sistem arasındaki yakınlık derecesi %72 dolaylarında iken Ünal ve Özkan (1990) tarafından geliştirilen sistemlerdeki ilinti derecesinin %90 olduğu görülmektedir. Aynı benzer analizler Şekil 4’de görüldüğü gibi RMR₈₉ içinde yapılmış elde edilen sonuçlarda yine M-Q ve M-RMR sistemler arasındaki bağıntının daha güçlü olduğu belirlenmiştir.

Div-Han veri tabanı üzerinde gerçekleştirilen analizlerde, Bieniawski’nin 1989 yılındaki çalışması ile orijinal RMR₇₃ indeks değerlerini RMR₈₉ sistemi ile oldukça yükselttiği tespit edilmiştir. Bu ise RMR₈₉-sistemi içerisinde Bieniawski (1989) tarafından yeniden tanımlanan eklem takımları arası durum (joint condition) ile mümkün olmuştur. Ancak bu son halde bile orijinal Q-sistem ile RMR₈₉-sistem arasındaki ilişkinin Div-Han veri tabanında güçlü olmadığı belirlenmiştir.

Ünal vd. (1992) ve Ulusay vd. (1992) M-RMR ile orijinal RMR₇₃ sistemlerini karşılaştırdıklarında orijinal RMR₇₃ sisteminin tanımlama aralığının daha dar olduğunu tespit etmişlerdir. Sağlam yapıdaki kaya kütlelerini daha düşük sınıflama indeks değerleri ile tanımlarken, zayıf yapıdaki kaya kütlelerini ise sanki daha sağlammış gibi tanımlandığını görmüşlerdir. Aynı benzer karşılaştırma Div-Han veri tabanı içinde yapılmış ve ulaşılan sonuçlar araştırmacı Ünal vd. (1992) ve araştırmacı Ulusay vd. (1992) tarafından tespit edilen sonuçlarla birlikte Çizelge 5’te sunulmuştur. Buradaki karşılaştırmalar, her iki sistemde de en düşük ve en yüksek sınıflama indeks değerlerinin hesaplandığı aynı jeoteknik aralıklarda yapılmıştır. Çizelge 5’te görüldüğü gibi Div-Han işletmesindeki kaya kütlelerinin en zayıf jeoteknik aralığını orijinal RMR₇₃ 26, RMR₈₉ 32 olarak tanımlarken M-RMR 21 olarak tanımlamıştır. Aynı bölgede en sağlam jeoteknik aralık, orijinal RMR₇₃ tarafından 68, RMR₈₉ tarafından 71 olarak tanımlarken M-RMR sisteminde 79 olarak tanımlamıştır. Araştırmacı Ünal vd. (1992) ve araştırmacı Ulusay vd. (1992) tarafından ortaya konan orijinal RMR₇₃ sisteminin dar bir tanımlama aralığına sahip olduğu savının Div-Han veri tabanı için de geçerli olduğu tespit

edilmiş ve hatta aynı durumun RMR₈₉ sınıflama sistemi için de geçerli olduğu bu araştırma sonucunda görülmüştür.

5 SONUÇLAR

Div-Han işletme yönetimi tarafından yapılması programa alınan istihsal kuyu projesi için kuyu tasarımında kullanılacak kaya madde ve kütle özelliklerini belirlemek amacıyla işletme tarafından yapılan 210 m uzunluğundaki sondaj karotları üzerinde bir birini tamamlayan iki temel çalışma CÜ-Maden Proje grubu tarafından yapılmıştır.

i. Kaya madde sınıflama çalışmaları:

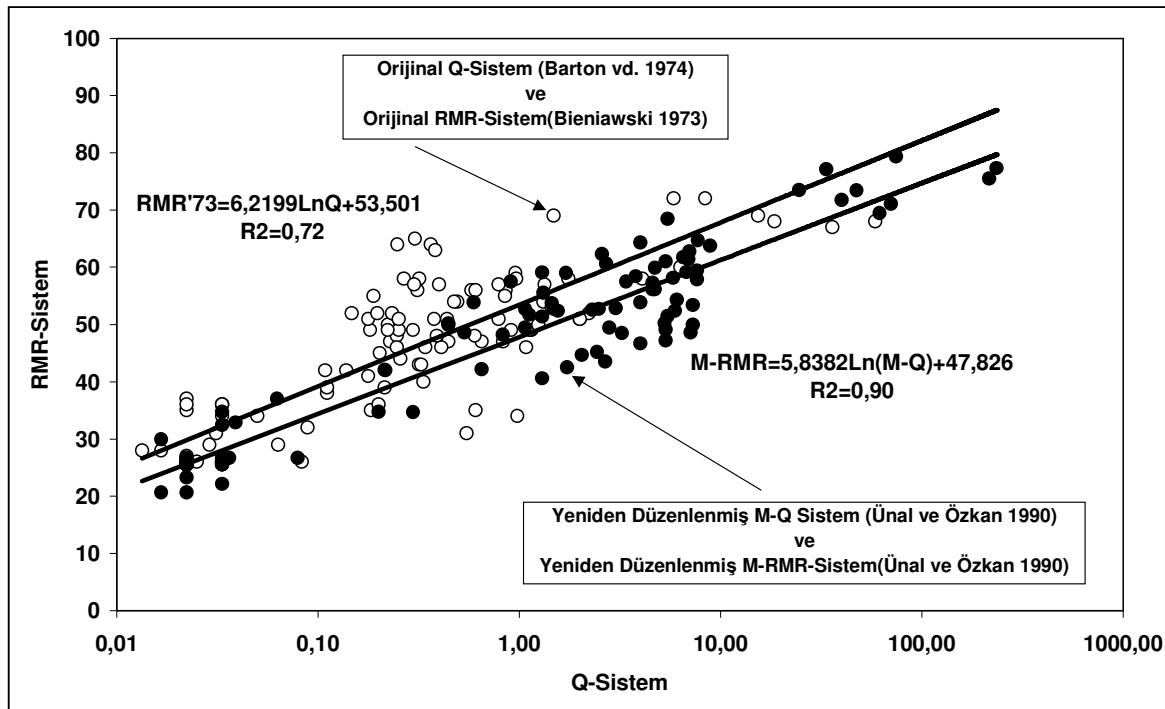
- Kaya madde davranışlarını belirlemek için ISRM (1981) tarafından önerilen 12 adet deney için karşılaşılan 15 adet kaya tabakasından toplam 2197 adet numune hazırlanmıştır.
- Karşılaşılan kaya birimlerinde yoğunlukların 2,56-3,03 g/cm³; nem oranının %0,176-%3,17; etkili gözeneklilik değerlerinin %0,25-%7,07; suda dağılma dayanımı indeks değerlerinin %93-%99 arasında değiştiği tespit edilmiştir.
- Schmidt sertlik indeks değerleri 27,7 (*az sert*)-56,6 (*oldukça sert*) aralığında değişmektedir. Nokta yükü dayanım indeksi değerleri ise 1,84 MPa (*orta düşük*) - 14,14 MPa (*çok yüksek*), tek eksenli basınç dayanımlarının ise 19,20 MPa (*düşük*) - 253,12 MPa (*çok yüksek*) arasında değiştiği görülmüştür. Karşılaşılan serpantin kaya biriminin diğer birimlere nazaran daha dayanıklı ($\sigma_c=253$ MPa) olduğu ultramafit kaya biriminin ise en düşük dayanıma ($\sigma_c=42,98$ MPa) sahip olduğu tespit edilmiştir.
- Dolaylı çekme dayanım değerleri 3,439 MPa – 27,27 MPa arasında değişmektedir. Siyenit kaya birimi çekme dayanımı açısından en sağlam ($\sigma_t=27,27$ MPa) kaya birimi olurken, serpantin en düşük dayanıma ($\sigma_t=3,439$ MPa) sahip olduğu belirlenmiştir.
- Ultramafit kaya birimi için en düşük kohezyon değeri olarak 9,59MPa bulunurken en yüksek kohezyon değerinin 18,88MPa ile siyenit kaya birimine ait olduğu belirlenmiştir.
- İçsel sürtünme açısı, 66,82° ile siyenit en yüksek değere sahip olurken 55,39° ile ultramafit en düşük değere sahip olduğu görülmüştür.
- Elastik modül büyüklükleri 27,81GPa-45,07GPa aralığındadır. Poisson oranlarının ise 0,2031-0,3463 aralığında olduğu belirlenmiştir.

Başlangıç-Bitiş (m)	Kalınlık (m)	R Q D	R M R 73	R M R 89	Q 74	M- Q	M- R M R
		20 40 60 80 100	20 40 60 80 100	20 40 60 80 100	0,3 0,6 0,9 1,2	2 4 6 8	20 40 60 80 100
54,00-111,10	57,1	79	53	62	3	16,9	55
111,10-117,05	5,95	69	41	52	0,27	7,34	51
117,05-120,30	3,25	75	41	54	0,48	5,11	47
120,30-126,45	6,15	13	30	37	0,09	0,21	28
126,45-135,85	9,4	83	57	67	1,46	16,2	58
135,85-150,15	4,3	27	44	56	0,89	1	46
140,15-157,55	17,4	71	51	62	0,79	7,67	57
157,55-164,75	7,2	22	37	50	0,12	1,19	40
164,75-167,90	3,15	48	58	63	0,27	1,07	50
167,90-174,00	6,1	35	40	50	0,19	1,91	41
174,00-176,05	2,05	35	48	59	0,39	1,56	51
176,05-232,60	56,55	52	47	59	0,24	2,34	40
232,60-240,90	8,3	58	47	59	0,45	3	48
240,90-264,15	23,25	55	52	62	0,51	3,35	54

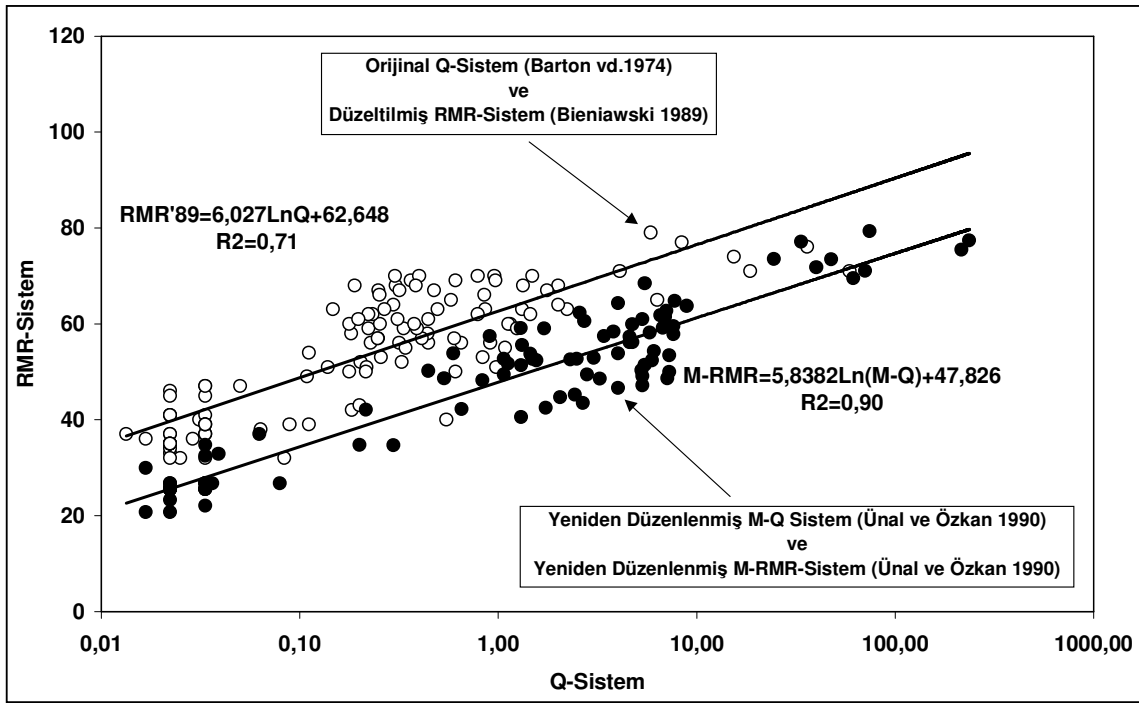
Şekil 2 Div-Han yeni istihsal kuyu sondaj (YNK3) verilerine göre RQD, M-RMR, M-Q, RMR₇₃, RMR₈₉ ve Q kaya kütle sınıflama değerleri (Ceylanoğlu vd. 1998)

Çizelge 5 Çeşitli maden ocaklarında Orijinal RMR₇₃, RMR₈₉ ve M-RMR sınıflama sistemlerince belirlenen en zayıf ve en sağlam jeoteknik aralıklardaki sınıflama indeks değerleri

Proje	Araştırmacı	Maden Ocağı	M-RMR		Orijinal RMR ₇₃		RMR ₈₉	
			En Düşük	En Yüksek	En Düşük	En Yüksek	En Düşük	En Yüksek
Bigadiç	Ünal & Özkan (1989)	Kolemenit (Yeraltı)	5	65	18	57	-	-
Çayırhan	Ünal & Özkan (1991)	Kömür (Yeraltı)	25	73	43	66	-	-
Yatağan	Ulusay vd. (1992)	Kömür (Açık)	28	63	34	62	-	-
Yatağan	Ünal vd. (1992)	Kömür (Yeraltı)	21	63	34	56	-	-
Divriği	Ceylanoğlu vd. (1998)	Demir (Yeraltı)	21	79	26	68	32	71



Şekil 3 Q-sistem (Barton vd. 1974, Ünal & Özkan 1990) ile RMR-sistem (Bieniawski 1973, Ünal & Özkan 1990) arasındaki ilişki



Şekil 4 Q-sistem (Barton vd. 1989, Ünal & Özkan 1990) ile RMR-sistem (Bieniawski 1973, Ünal & Özkan 1990) arasındaki ilişki

- Deere & Miller (1966)'a göre modül oranı sınıflaması (E/σ_c), serpantin için 171 (*düşük*) ve ultramafit-proksenit kaya birimi için 1070 (*yüksek*) olduğu, Ramamurthy (2004) için ise sırasıyla orta ($E/\sigma_c=171$) ve çok yüksek ($E/\sigma_c=1070$) olduğu tespit edilmiştir. Ayrıca deformabilite sınıflamasında ($(E/\nu)/\sigma_c$) bütün kaya birimlerinin *az derecede*'de deforme olabileme özelliğine sahip oldukları görülmüştür.
- Gerçekleştirilen deneyler neticesinde elde edilen veriler yardımıyla bazı deney sonuçları arasındaki ilişkilere bakılmış ve elde edilen sonuçlar Çizelge 4'te sunulmuştur.

ii. Kaya kütle sınıflama çalışmaları:

- 210 m karotlu sondaja ait litolojik istiflenme logu hazırlanmıştır.
- 15 adet kaya tabakası içerisinde doku-renk-fiziksel değişim-parçalanma ile yapısal değişimler göz önüne alınarak 117 adet jeoteknik aralık belirlenmiştir.
- Jeoteknik aralıklarda 1250 adet süreksizliğin olduğu görülmüştür.
- 117 adet jeoteknik aralıktan kaya kütle sınıflamalarında kullanılmak üzere yaklaşık 13000 adet veri toplanmıştır.
- Hazırlanan veri tabanı ile orijinal RMR_{73} , RMR_{89} , orijinal Q ile M-RMR ve M-Q sınıflama sistemleri kullanılmış ve uygulayıcı

mühendislere kuyu bölgesi için genelleştirilmiş bir sınıflama log'u hazırlanmıştır (Şekil2).

- Orijinal RMR_{73} , RMR_{89} ve M-RMR sistemlerine göre sınıflama aralıklarının sırası ile 26 (*zayıf kaya*) – 68 (*iyi kaya*), 32 (*zayıf kaya*) – 71 (*iyi kaya*) ve 21 (*zayıf kaya*) – 79 (*iyi kaya*) olarak değiştiği tespit edilmiştir (Çizelge 5).
- RMR kökenli sınıflama sistemlerinde en zayıf kaya tabakalarının M-RMR ile daha düşük indeks değerlerince tanımlanırken orijinal RMR_{73} 'ün daha yüksek indeks değerleri önerdiği görülmüştür. Buna karşın sağlam olan kaya tabakalarında ise M-RMR sisteminin RMR_{73} sistemine nazaran daha yüksek indeks değerlerini belirtmektedir. Aynı durum RMR_{89} içinde geçerli olduğu tespit edilmiştir (Çizelge 5).
Orijinal Q ve M-Q sınıflama sistemlerine göre kütle indeks değerlerinin sırası ile 0,08 (*çok fazla zayıf*) - 18,60 (*iyi*) ve 0,02 (*çok fazla zayıf*) - 74,40 (*çok iyi*) olarak değiştiği görülmüştür.
- Q kökenli sınıflama sistemlerinde bütün kaya birimleri için M-Q sisteminin daha yüksek indeks değerleri önerdiği görülmüştür.

RMR kökenli sınıflama sistemleri ile Q kökenli sistemler karşılaştırılınca birbirleri arasındaki en iyi ifade yeteneğinin Ünal ve Özkan (1990) tarafından geliştirilen sistemler arasında olduğu tespit edilmiştir (Şekil 3 ve 4).

KAYNAKLAR

- Barton N., Lien R. & Lunde J. 1974. Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support, *Rock Mech.* 6, 183-236.
- Bieniawski Z.T. 1973. Engineering Classification of Jointed Rock Masses, *Trans. S. Afr. Inst. Civ. Eng.*, 15, 335-344.
- Bieniawski Z.T. 1989. *Engineering Rock Mass Classifications*, Pennsylvania, USA, June, 237.
- Ceylanoğlu A. 1993. *Kaya Mekaniği Deneyleri için bir PC Programın Hazırlanması*, CÜ Maden Müh. Böl., Sivas.
- Ceylanoğlu A., Özkan İ., Erdem B. & Sül Ö.L. 1998. *Divriği YNK-3 Nolu İstihsal Kuyusunda Karşılaşılabilecek Kayaçların Mekanik ve Fiziksel Özelliklerinin Belirlenmesi ve Mühendislik Sınıflaması Çalışmaları, Proje Çalışması*, Cumhuriyet Üniversitesi-Maden Mühendisliği Bölümü, Sivas, 250.
- Deere D.U. & Miller R.P. 1966. *Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock*, Technical Report No.AFLN-TR-65-116, Air Force Weapons Lab.,USA.
- ISRM 1981. *Rock Characterization Testing and Monitoring, ISRM Suggested Methods*, International Society for Rock Mechanics, 211p.
- Ramamurthy T. 2004. A Geo-Engineering Classification for Rocks and Rock Masses, *Int J. Rock Mech. & Min. Sci.*, Vol. 41, No.1, 89-101.
- Özkan İ. & Ünal E. 1988. Zayıf Kayaların Bazı Malzeme Özelliklerinin Belirlenmesi ve Bu Özelliklerin Kaya Kütleli Sınıflama Sistemlerine Etkisi, *Cumhuriyet Üniversitesi, I. Jeoloji ve Madencilik Sempozyumu*, Sivas, 12-15 Ekim.
- Özkan İ. 1989. *Determination of Classification Parameters for Weak and Stratified Rocks Based on RMR and Q-Systems*, Yüksek Lisans Tezi, ODTÜ, 156s.
- Özkan İ. & Ünal E. 1996. Kaya Kütleli Sınıflama Sistemleri Üzerine Kritik Bir Değerlendirme, *III. Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumu*, Türk Ulusal Kaya Mekaniği Derneği, Ankara.
- Ulusay R., Özkan İ. & Ünal E. 1992. Characterization of Weak, Stratified and Clay-Bearing Rock Masses for Engineering Applications, *Fractured and Jointed Rock Masses*, Granlibakken Conference Center, Lake Tahoe, California, June 3-5, 233-240.
- Ünal E. & Özkan İ. 1990. Determination of Classification Parameters for Clay-Bearing and Stratified Rock Mass, *Proc. 9th Int. Conf on Ground Control in Mining*, WVU, Morgantown, June 4-6, 250-259.
- Ünal E., Özkan İ. & Ulusay R. 1992. Rock Mass Characterization of Weak, Stratified and Clay Bearings Rocks, *EUROCK'92*, England, 330-335.
- Ünal E. 1996. Modified Rock Mass Classification: M-RMR System, Milestones in Rock Engineering, *The Bieniawski Jubilee Collection*, A.A. Balkema, Rotterdam, 203-222.
- Ünal E. & Özkan İ. 1997. *METU Mining Engineering Department, Internal Report*, 97/002, METU, Ankara.

Plaka yükleme deney düzeneğinin oluşturulması ve denenmesi çalışmaları

Establishment of plate loading test system and experimental studies

A. Ceylanoglu & Y. Gül

Cumhuriyet Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Maden Mühendisliği Bölümü 58140 Sivas

ÖZET: Bu çalışma kapsamında, öncelikle farklı kaya birimlerinin taşıma kapasitelerinin değişik koşullarda belirlenmesine yönelik kontrollü bir plaka yükleme deney düzeneği oluşturulması amaçlanmıştır. Daha sonra, bu deney düzeneğinin arazide denenmesi amacıyla Sivas-Ulaş sölestit açık ocağında iki değişik birimde (toprak+jips, jips) deneyler yapılmıştır. Arazi deney sonuçları değerlendirilmiş ve birimlerin taşıma kapasiteleri belirlenmiştir.

ABSTRACT: Within the scope of this study, setting up of a controlled plate loading test system for the monitoring of the ground bearing capacities of various rock units at different conditions is initially aimed. Then plate loading experiments have been carried out in order to test the developed system on two different units (soil+gypsum, gypsum) at Sivas-Ulaş celestite open-pit mine. The results of field experiments are evaluated and the bearing capacities of two rock units are determined.

1 GİRİŞ

Maden hammaddelerinin yenilenemeyen kaynaklar olduğu ve ülke ekonomisi üzerindeki önemli etkileri bilinmektedir. Bu nedenle, maden mühendisleri işletmelerde en az maliyetle en çok kazanımı sağlamak için çeşitli projeler ve değişik alternatifler geliştirmektedirler. Bu kapsamda, maden mühendisleri maden işletmelerindeki kazı-yükleme ve taşıma işlemleri için kazı ve nakliye araçlarının özelliklerini de dikkate alarak uygun kazı-yükleme alanları ve taşıma yolları tasarlamakta ve yapmaktadırlar.

Gelişen teknolojiye paralel olarak madencilik sektörü de gelişim göstermektedir. Özellikle yüksek yatırımların gerektiği nakliye araçlarında büyük ilerleme (kapasite, güç vb.) görülmektedir. Diğer yandan, nakliye araçlarının verimli çalışabilmesi için gerekli olan koşullar hazırlanmaya çalışılmaktadır. Yolların tasarlanması, taşıma kapasitelerinin belirlenmesi ve gerekli bakımın yapılması, taşıma işleminin gerçekleştirilebilmesi için vazgeçilmez unsurlardır. Son 45 yılı aşkın bir süredir maden nakliye taşıtları 20 ton kapasiteden 400 ton kapasiteye kadar büyük bir gelişme göstermiştir. Bir maden işletmesinin verimliliğini, yüksek kapasiteli nakliye araçlarının istenilen hız ve sıklıktaki hareketi de etkilemektedir. Dolayısıyla, nakliye yapılan yolların bakımlı ve arızasız olması gerekmektedir. 45 yıl önce maksimum kapasitesi 20 ton olan taşıtlar

kullanılmaktaydı ve o zamanın teknolojisine uygun olarak projelendirilen ve inşa edilen taşıma yollarının bugün ihtiyaç duyulan 400 ton mertebesindeki yükleri aynı başarıyla taşıyabilmesi mümkün olmamaktadır.

Açık işletmelerde üretim sürecinin temel işlemlerinden biri olan taşımanın üretim maliyeti içerisindeki payı %50'lere kadar çıkabilmekte, ancak uygun yol tasarımlarının planlanması ve uygulanması sonucunda bu pay %20'lerin altına indirilebilmektedir. Ekonomik ve emniyetli bir taşıma ancak uygun yol tasarımı ve ekipman seçimi sonucunda mümkün olabilmektedir. Bu nedenle, kazı-yükleme makinalarının ve nakliye araçlarının gerek ekonomiklik gerekse emniyetlilik açısından değerlendirilmesinde kazı-yükleme makinalarının çalışma sahalarının ve nakliye araçlarının taşıma yollarının zemin taşıma kapasitelerinin belirlenmesi ve tahmin edilmesi büyük önem taşımaktadır. İşletmelerde öncelikle, alınacak ya da mevcut kazı-yükleme makinalarının zemine batma sorunlarının olup olmayacağının ve yine alınacak yada mevcut nakliye araçlarının yapılacak ve/veya yapılmış yollarda çalışıp çalışamayacağının belirlenmesi gerekmektedir.

Bu çalışmada, zeminlerin taşıma kapasitelerinin belirlenmesine yönelik olarak oluşturulan plaka yükleme deney düzeneği açıklanmış ve bu düzenek kullanılarak arazide gerçekleştirilen deney sonuçları sunulmuştur.

2.2 Arazide deney düzeneğinin kurulması ve deneyin yapılışı

Arazide yapılması gereken çalışmalar aşağıda maddeler halinde özetlenmiştir. Arazi deney düzeneği Şekil 2’de gösterilmektedir. Bu deney düzeneğinde kullanılan basınç çevirici ve elektronik deplasman ölçerlerin deney öncesinde mutlaka kalibrasyonu yapılmalıdır.

- Deney yapılacak birim belirlendikten sonra zemin çekiç, spatula vb. aletler ile düzeltilir ve su terazisi ile kontrol edilir.
- Sabitleyici (yükli kamyon) deney alanı üzerine konumlandırılır ve zemin plakası yerleştirilir.
- Zemin plakası üzerine, deplasman ölçer bağlama ünitesi takılı olan hidrolik silindir yerleştirilir ve hidrolik silindire hidrolik pompa bağlanır.
- Hidrolik silindir ve sabitleyici arasındaki boşluk metal disklerle doldurulur.
- Elektronik deplasman ölçerler bağlama ünitesine monte edilir ve ayarlanır.
- Güç çeviricinin 12 voltluk aküye bağlantısı yapılır.

- Elektronik deplasman ölçerler ve basınç çevirici, güç çeviri ile beslenen veri toplama ünitesine bağlanır.
- Hidrolik silindire hidrolik pompa ile yük uygulanmaya başlanır.
- Yük ve deplasman değerleri veri toplama ünitesinde istenilen aşamaya kadar sürekli ve zamana bağlı olarak kaydedilir.

3 ARAZİ ÇALIŞMALARI

Plaka yükleme deney düzeneğinin oluşturulmasından ve arazi çalışmaları planlandıktan sonra bu deney düzeneğinin arazide denemesi düşünülmüştür. Bu amaç doğrultusunda gerek düzenekte kullanılan alet ve cihazların bulunduğu CÜ Maden Mühendisliği Bölümü Kaya Mekaniği Laboratuvarı’na yakın olması ve deneyde sabitleyici olarak kullanılacak ağır kamyon bulunması gerekse kaya birimlerinin daha önceki çalışmalardan bazı kütle ve malzeme özelliklerinin bilinmesi nedeniyle Barit Maden TAŞ’ne ait sölestit açık işletmesi seçilmiş ve plaka yükleme deney düzeneğinin denemesi burada gerçekleştirilmiştir.



Şekil 2 Plaka yükleme deneyi

3.1 Çalışılan İşletmenin tanıtımı

Barit Maden TAŞ tarafından açık ocak işletmeciliği ile üretim faaliyetleri sürdürülen Sivas-Ulaş Akkaya yöresi sölestit sahası, Sivas-Malatya karayolunun 27. km'sinin 3 km kuzeydoğusunda yer alan Akkaya köyü yakınındadır.

İşletmenin tuvönan cevher üretim kapasitesi ortalama 50000 ton/yıl, örtü kazı programı ise 150000 m³/yıl'dır. Örtükazı ve cevher üretimi 2003 yılından itibaren taşeron firma tarafından yapılmaktadır. Gerek cevherde, gerekse örtü tabakasında delme-patlatma uygulanmaktadır. Yıllık ortalama çalışma süresi yaklaşık 5 aydır. Ocakta üretilen cevher (-60 cm), açık ocak sahasında bulunan primer kırıcıdan geçirildikten sonra (-5 cm), ocak sahasına 9 km uzaklıkta, Sivas – Malatya yolunun 21. kilometresindeki Taşlı Dere mevkiinde kurulan cevher zenginleştirme tesisine taşınmaktadır. Burada zenginleştirme işlemine tabii tutulduktan sonra, elde edilen konsantre ihraç edilmek üzere İskenderun'a gönderilmektedir.

Sölestit sahasındaki örtü tabakası esas itibariyle jips ve anhidrittir. 1999 yılına kadar sahadaki alçıtaşı dekapaj olarak çıkarılmakta iken saha içerisinde 1999 yılında faaliyete geçen alçı fabrikası için alçıtaşı hammadde olarak çıkarılmakta ve fabrikaya

beslenmektedir. Primer kırıcıya beslenen cevher boyutu -60 cm'dir. Bu amaçla işletmede bulundurulmuş bir hidrolik çekiç (hidrolik kırıcı), gerektiğinde atımlarda ortaya çıkan büyük blokların küçültülmesinde kullanılmaktadır.

3.2 Deney sonuçları

Arazi çalışması; jeoteknik tanımı, Schmidt çekici testini (N-tipi), nokta yükleme testini ve plaka yükleme deneylerini içermiştir. Deney sonuçları Çizelge 1'de verilmektedir.

4 SONUÇLAR ve ÖNERİLER

Zemin taşıma kapasitesi dikkate alınarak, açık işletme taşıma yollarının ve çalışma sahalarının tasarımında ve ekipman seçiminde daha ekonomik ve emniyetli bir tasarım gerçekleştirilebilmektedir. Toplam üretim maliyeti içerisinde % 50'lere kadar çıkabilen taşıma maliyeti uygun tasarımlar ve uygulamalar sonucunda azaltılabilmekte ve işletmelerin daha etkin ve verimli çalışmaları sağlanabilmektedir.

Çizelge 1 Plaka yükleme deney sonuçları

Kaya Birimi		Jips	Toprak (~5 cm)+ Jips
Jeoteknik Tanım		Açık gri, eklem yüzeylerinde kahverengimsi, az derecede ayrılmış, aynaya dik olan 1. eklem seti: 60-70°, yatay olan 2. eklem seti: 15° eğimde, ort. eklem aralığı : 4.4 m, az pürüzlü.	-
Nokta Yükleme Dayanımı I _{s(50)} (MPa)		1.928±0.634	-
Schmidt Sertliği		33.60±2.07	-
Plaka Yükleme Deney Sonuçları	Ortalama Batma Miktarı (mm)	Plaka Çapı (12 cm)	11.96
		Plaka Çapı (19 cm)	6.58
	Maksimum Taşıma Kapasitesi (kg/cm ²)	Plaka Çapı (12 cm)	96.94
		Plaka Çapı (19 cm)	51.37
			13.38
			10.89
			88.63
			50.82

Bu çalışma, yazarlar tarafından halen sürdürülmekte olan “Değişik Kaya Birimlerindeki Açık Ocak Yollarının Taşıma Kapasitelerinin Araştırılması ve Kayaç Özellikleri ile İlişkilendirilmesi” adlı araştırma projesinin bir bölümüdür. Bu yazıda, oluşturulan plaka yükleme deney düzeneği açıklanmıştır. Ayrıca bu deney düzeneği Barit Maden TAŞ’ne ait sölestit açık ocağında denenmiştir. Bu ocakta bulunan toprak+jips ve jips kaya birimlerinin maksimum taşıma kapasiteleri iki değişik plaka çapında belirlenmiştir. Bu deney düzeneği kullanılarak, ocak çalışma koşulları da dikkate alınarak en az yedi farklı kaya biriminin taşıma kapasiteleri belirlenecektir. Aynı kaya birimlerinde sismik ve yer sarsıntısı ölçümleri gerçekleştirilecek ve kaya birimlerinin bazı malzeme ve kütle özellikleri arazi ve laboratuvar çalışmaları ile belirlenecektir. Taşıma kapasitesi ölçüm sonuçları diğer arazi ve laboratuvar sonuçları ile ilişkilendirilmeye çalışılacaktır.

TEŞEKKÜR

Yazarlar, bu çalışmaya maddi destek sağlayan Cumhuriyet Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Başkanlığı’na ve ocak çalışmaları sırasındaki ilgi ve yardımlarından dolayı Barit Maden TAŞ’ne teşekkür ederler.

KAYNAKLAR

- Anonim 1987. *Standart Method for Bearing Capacity of Soil for Static Load and Spread Footings*, Vol. 04.08, Annual Book of ASTM Standarts (D. 1194-72), Philadelphia.
- Anonim 1988. *İnşaat Mühendisliğinde Temel Zemin Özelliklerinin Yerinde Ölçümü*, TS 5744/Nisan 1988, Türk Standartları Enstitüsü, 33 s., Ankara.
- Anonim 1994. *Caterpillar Performance Handbook*, Construction & Mining Trucks, 9. Edition.
- EİE *Plaka Yükleme Deneyi Normu, Mühendislik Hizmetleri Normları*, EİE Norm No : EİE-122, Elektrik İşleri Etüd İdaresi Genel Müdürlüğü, 17 s., Ankara.
- Gökay K. 1988. *Bearing Capacity Analysis of Layered Rock for an Underground Mine*. Yüksek Lisans Tezi, ODTÜ, 135 s., Ankara.
- Kumbasar V. & Kip F. 1984. *İnşaat Mühendisliğinde Zemin Mekanığı*, Çeviri: Capper, P.L., Cassie, W.F., İstanbul: Çağlayan Kitabevi.
- Paşamehmetoğlu G., Özgenoğlu A., Karpuz C., Sarı D. & Sel İ. 1991. *Keles Linyit İşletmesi Şev Stabilesi Çalışmaları*, ODTÜ, Nihai Rapor, 77 s., Ankara.

Kaya kütlesi içindeki süreksizlik dağılımlarının ortaya konulmasında yeni bir yaklaşım

A new approach for the determination of discontinuity distributions in rock mass

A. Turanboy

Selçuk Üniversitesi Seydişehir Meslek Yüksek Okulu Konya

ÖZET: Bu araştırma çalışmasında, kaya kütlelerini oluşturan doğal blokların ve üretim sonrası elde edilen ürünlerin dağılımı arasındaki ilişkiler yeni bir yaklaşımla ele alınmıştır. Özellikle taş ve mermer ocaklarında nihai blokların dağılımlarını gösteren grafiksel sunumlar üzerinde yorumlarda bulunulmuştur.

ABSTRACT: In this research study, relations between distribution of native rock blocks which consisted of rock masses and distribution of obtained products from final operations were discussed by a new approach. Especially interpretations were done on graphical representations of final product distributions in marble mines and stone quarries.

1 GİRİŞ

Kaya kütlesi, süreksizlikler içeren kütle olarak tanımlanabilir. Kaya kütlesi içinde bulunan süreksizlikler çeşitli şekil ve boyutlarda bloklaşmalara neden olmaktadır. Bloklaşma şekil ve boyutları, sadece süreksizliklerin geometrik özelliklerinin bir fonksiyonu olmaktadır. Bloklaşmaya neden olan süreksizlik özellikleri, süreksizlikler arası mesafe, süreksizliklerin birbirine göre konumu, süreksizlik set sayısı ve yine bu setlerin birbirine göre konumu, süreksizlik yoğunluğu vb. olarak sıralanabilir. Mevcut blok şekli ve dağılımı yerüstü ve yeraltı madenciliği ile taş ve mermer işletmeciliğinde, kaya kütlelerinin davranışı üzerinde göz önüne alınması gereken en önemli özellikten birisidir. Blok boyutu ve dağılımı, ocağın verimi üzerinde yapılan çalışmalarda karşımıza çıkmaktadır. Ayrıca blok şekilleri ve boyut dağılımı ocağın duraylılığı üzerinde de önemli bir etken olarak nitelendirilmektedir. Tüm bu nedenler yüzünden, süreksizlik özellikleri ve ortaya çıkan kaya blok şekil ve dağılımları işletmeye başlanılmadan ortaya konulmalıdır.

Bu çalışmada, blok boyut ve dağılımı üzerine yapılmış çalışmalar özetlenirken, blok oluşumları elde edilen lineer ilişkilerle incelenerek, sonuçta ulaşılan matematiksel ifadeler kullanılarak blok boyut dağılımlarının belirlenmesinde yeni bir yaklaşım öne sürülmektedir.

2 GENEL TANIMLAR

2.1 Blok boyutu ve şekli

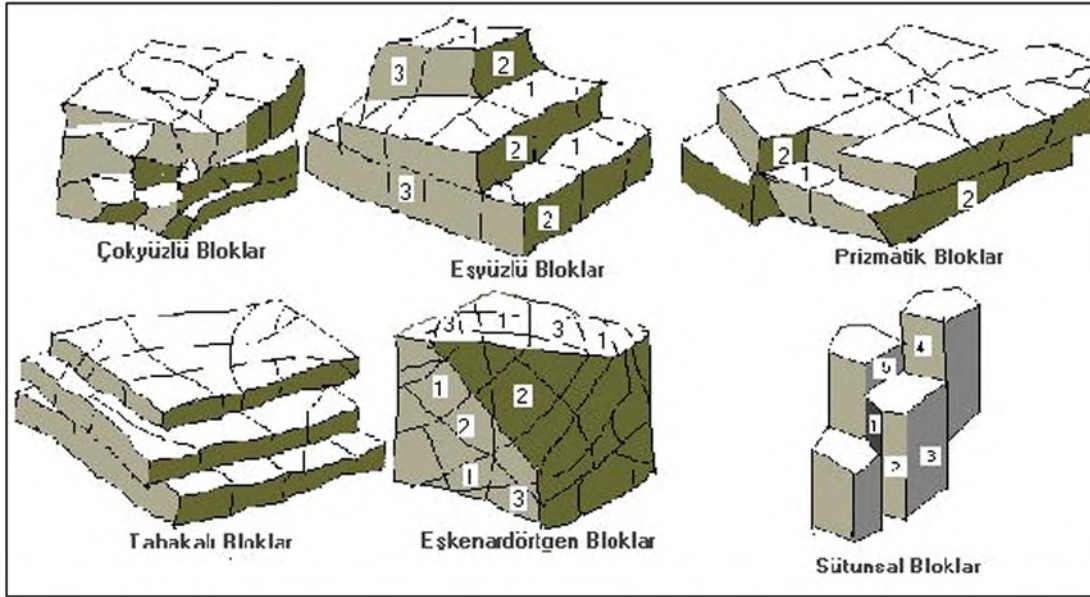
Blok boyutu ve dağılımı kaya kütle davranışını belirleyen olduğu önemli parametrelerden birisidir. Blok boyutu ve dağılımı, duraylılık açısından, kaya kütlesi içinde açılan açık veya kapalı işletmelerde kaya bloklarının mekaniği; üretim açısından ise, taş ve mermer işletmeciliğinde üretim bloklarının boyutlandırılmasında doğrudan ilişkilidir.

Blokları sınırlayan süreksizliklerin hem duraylılık, hem de üretim ile yakın ilişkisi onların tüm özelliklerinin ortaya konulmasını gerektirmektedir. Bu konuda yapılan çalışmalar, eğim, eğim yönü, doğrultu gibi geometrik ve pürüzlülük, dalgalılık, süreksizlikler arası mesafe gibi fiziksel özellikleri ile dolgu türü, dolgu türünün kohezyonu içsel sürtünme açısı gibi varsa dolgu maddesinin fiziksel özelliklerine yöneliktir. Uluslararası Kaya Mekaniği Derneği (ISRM), 1978, bu özellikleri sınıflandırarak ayrıntılarıyla rapor etmiştir.

Blok boyutu veya hacmi, süreksizlik aralığı, süreksizlik set sayısı ve rasgele eklemler ile açıklanmakta, bir başka deyişle süreksizlikler ve blok şekil ve boyutları arasında sıkı bir ilişki bulunmaktadır. Kısaca blok şekil ve boyutlarını süreksizlikler ortaya koymaktadır. Blok boyutlarının incelenmesi bir çok araştırmacı tarafından yapılmış olup, bunlardan birisi Şekil 1'de sunulmuştur (Palmström 2000).

Kaya kütlesi içinde oluşan blokların şekilleri kübikten çeşitli çokyüzlülere kadar değişim gösterebilmektedir. Birbirlerine paralel gelişen süreksizlikler arasındaki blokların şekilleri daha düzgün geometrilere sahiptir. Özellikle sedimanter ve buna bağlı ikincil yataklarda daha düzgün geometrilere sahip bloklar oluşmaktadır. Ayrıca

bölgenin geçirmiş olduğu tektonizmalar sonucu farklı yön ve kuvvetlerle oluşan gerilmelerle oluşan süreksizlikler şekil üzerinde etkili olmaktadır. Yani blok şekline, atmosferik koşullar, mekanizasyon gibi ikincil faktörlerden başka, etki eden iki önemli faktör, doğal oluşum ve tektonizmadır.



Şekil 1 Blok şekilleri veya süreksizlik örnekleri (Palmström 2000)

Blok boyutu veya büyüklüğü raporlarında (ISRM 1981) ise, ortalama tipik blok boyutu (blok boyut indeksi, I_b) veya kaya kütlesinin bir birim hacmindeki toplam süreksizlik sayısı (hacimsel süreksizlik sayısı, J_v) olarak da tanımlanmaktadır (Çizelge 1).

Çizelge 1 Blok boyutu tanımlaması (ISRM 1981)

Tanımlama	J_v (süreksizlik sayısı/m ³)
Çok geniş bloklar	< 1.0
Geniş bloklar	1-3
Orta boyutlu bloklar	3-10
Küçük bloklar	10-30
Çok küçük bloklar	>30

2.2 Blok boyutunun saptanması

Düzenli simetrik bir prizmatik kütlenin hacmi onun kartezyen koordinat sistemindeki üç ekseninde

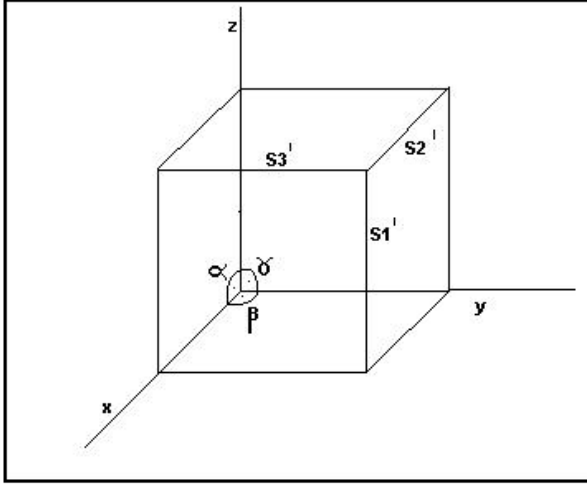
uzanımları ve bu üç eksenle yapmış olduğu açılar kullanılarak bulunur. Buna göre bir blok hacmi;

$$V_{\text{blok}} = S1' \times S2' \times S3' \times (\sin\alpha \times \sin\beta \times \sin\gamma)$$

olarak hesaplanabilir. Burada $S1'$, $S2'$ ile $S3'$ her set için aralık; α , β , γ açıları x, y ve z eksenlerine olan açı değerleridir. Bu üç açı 90° olduğu zaman $V_{\text{blok}} = S1 \times S2 \times S3$ pratik eşitliğe ulaşılır (Şekil 2).

Ancak, süreksizlik ve/veya serbest yüzeylerle sınırlanmış doğal kaya blokları böyle bir simetriye sahip olmayan polihedraler şeklindedir. Üç boyutlu Euclid uzayında, kaya kütlesi içinde süreksizlik ve/veya serbest yüzeylerle sınırlanmış doğal kaya blokları kapalı bir yüzey polihedra (çokyüzlü) olarak tanımlanmaktadır.

Blok hacminin saptanması ile ilgili yapılan bir diğer çalışma, aynı zamanda kinematik analizlerde de kullanılan blok teorisidir (Goodman & Shi 1990). Bu teoride, süreksizlik yüzeyleri birer düzlem olarak kabul edilmekte ve lineer ilişkiler kullanılmaktadır. Bu teoride, n yüzlü bir blok hacminin saptanması için izlenen işlem basamakları şu şekilde özetlenebilir:



Şekil 2 Üç süreksizlikle sınırlanmış prizmatik bir blok (S1', S2' ve S3' süreksizlik aralık uzunluklarıdır)

- Üç boyutlu koordinat sisteminde n yüzlü bir bloğa ait köşe koordinat noktalarının saptanması,
- Lineer kabul edilen süreksizliklerin oluşan bloğun altında veya üstünde bulunmasından yola çıkılarak blokların tanımlanması,
- Çokyüzlünün herhangi bir köşe noktasının seçilerek üçgen prizmalar oluşturulması,
- Oluşturulan tüm dörtyüzlünün hacimlerinin ayrı ayrı bulunup bunların toplanmasıyla çok yüzlü bloğun hacminin saptanması.

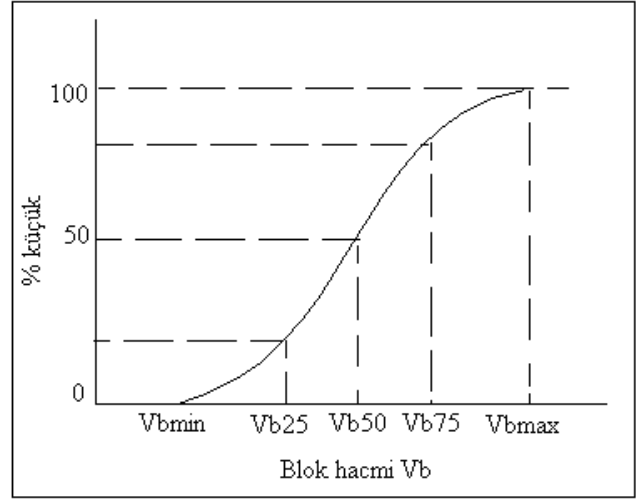
2.3 Blok boyut dağılımı

Blok dağılımının grafiksel gösterimi istatistiksel bir temele dayanmakta olup, hem yerinde hem de işlem sonucu elde edilen ürün üzerinde uygulanabilir. Kaya kütlesi içinde gelişen bloklar büyüklüklerine göre sıralanabilseydi (elek analizi gibi), blok boyut dağılımları Şekil 3'deki dağılıma benzeyecektir. (Palmström 2000). Burada, ortalama V_{25} , V_{50} ve V_{75} bloklar kaya kütle dağılımı en iyi şekilde karakterize eden yüzde cinsinden ölçüm sonuçları olup, ölçüm sayısının artırılmasıyla daha iyi sonuçlar alınacaktır. Arazi ölçümleriyle minimum, maksimum ve ortalama süreksizlik aralıklarının not edilip, bunlardan ortalama blok boyutu da saptanmaktadır.

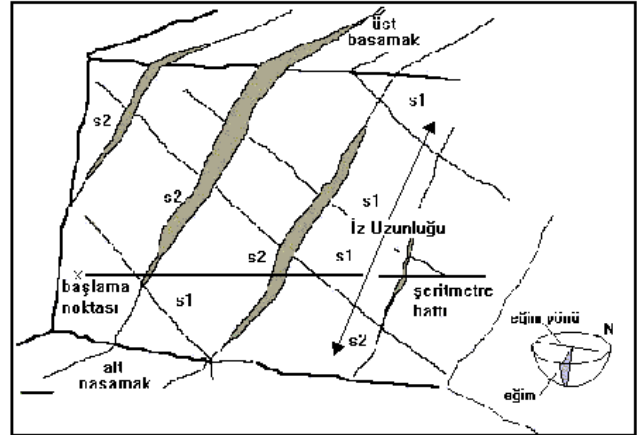
2.4 Şeritmetre yöntemi ile süreksizliklerin takibi

Süreksizliklerin arazi tetkikleri için kullanılan metotlardan birisi, şeritmetre hattı (scan-line) olup üretim aynasında bir şeritmetre yardımı ile bir dizi süreksizlik özelliği alınmasına dayanmaktadır (Şekil

4). Bu konuda geniş bilgi Brown & Brawn (1985)'de verilmektedir. Blok boyutlarının tespitine yönelik ölçümlerde kullanılacak süreksizlik özellikleri başta süreksizliğin iz uzunluğu, eğim ve eğim yönü gibi geometrik özellikleridir ve bu çalışmada, tüm süreksizlikler ve serbest yüzeyler, birçok ilgili araştırmada olduğu gibi lineer kabul edilmiştir.



Şekil 3 Yerinde blok boyut dağılım eğrisi

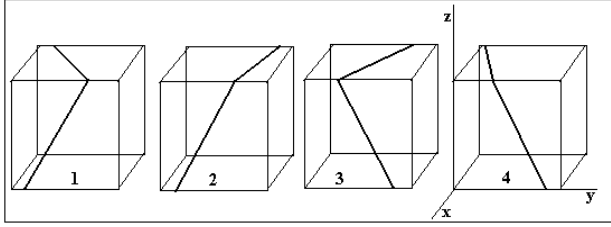


Şekil 4 Ayna üzerinde şeritmetre düzeneği (S1, S2,... süreksizlik setleri)

3 MODEL ÇALIŞMASI

Bu çalışmada, blok boyut dağılımı, tümevarım bir metotla incelenmiştir. Doğal kaya blokları düzensiz (irregular) ve her yüzeyi dışbükey (konveks) olan, lineer düzlemlerle sınırlı çokyüzlüler oldukları kabul edilmiştir. Yani tüm süreksizliklerin serbest yüzeylerde ve kaya kütlelerinin iç kısımlarında sürekliliğinin yok olmadığı kabul edilmiştir.

Ayrıca, bir kaya bloğunda bulunabilecek süreksizliklerin konumları 4 farklı şekilde genelleştirilmektedir (Şekil 5).



Şekil 5 Süreksizliklerin ayna ve kademe üzerinde görünüşlerine göre sınıflandırılması

Çalışmada, süreksizlik düzlemlerinin yatay düşey ve kuzey eksenlerine olan açıları süreksizliğin konumunu ortaya koyacak olan değerlerdir. B, eğim açısı, α ise eğim yönü açısı, γ ise kuzeyin y eksenine yaptığı açıdır. Bu düzlemin iki çizgisel unsuru alınan blokta ayna ve kademede ortaya çıkmaktadır. Bu süreksizliğin konumunun tanımlanabilmesi için aynada β , kademe üzerinde α ve γ geçerli olmaktadır (Şekil 6).

Örnek olarak;

Ayna için 1 ve 2 no'lu düzlem:

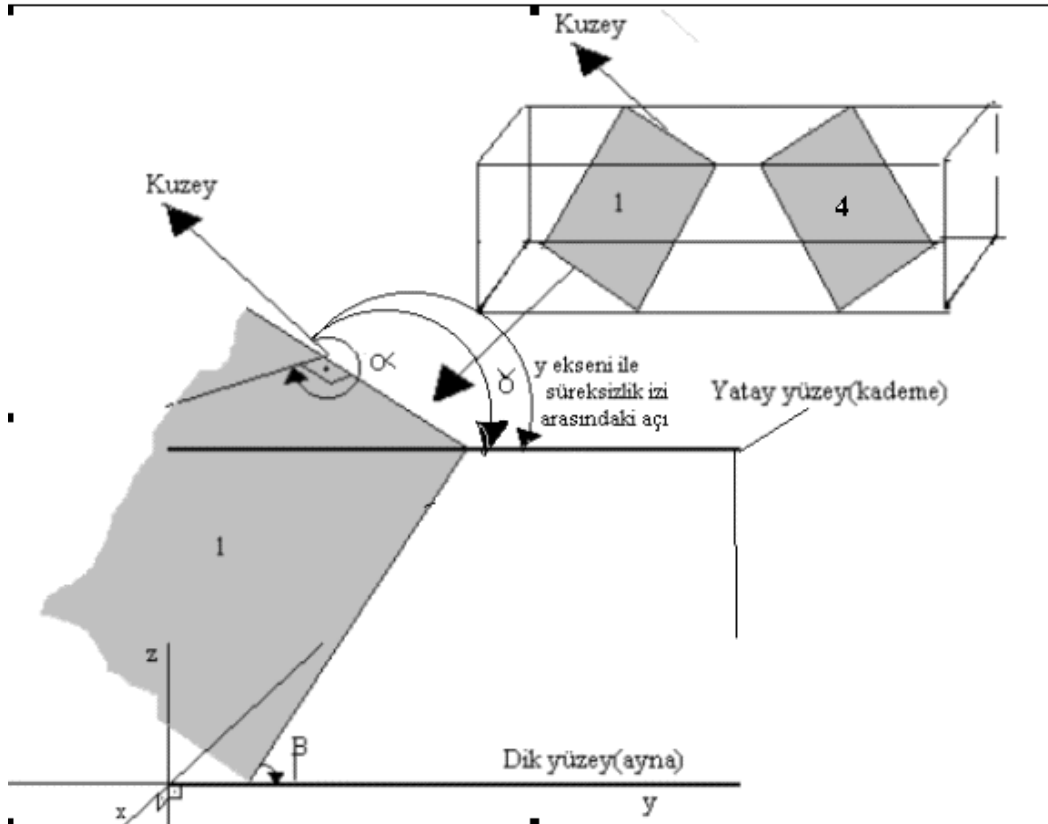
x eksenine yapılan açı 90°
y eksenine yapılan açı β
z eksenine yapılan açı $270^\circ + \beta$

Ayna için 3 ve 4 no'lu düzlem:

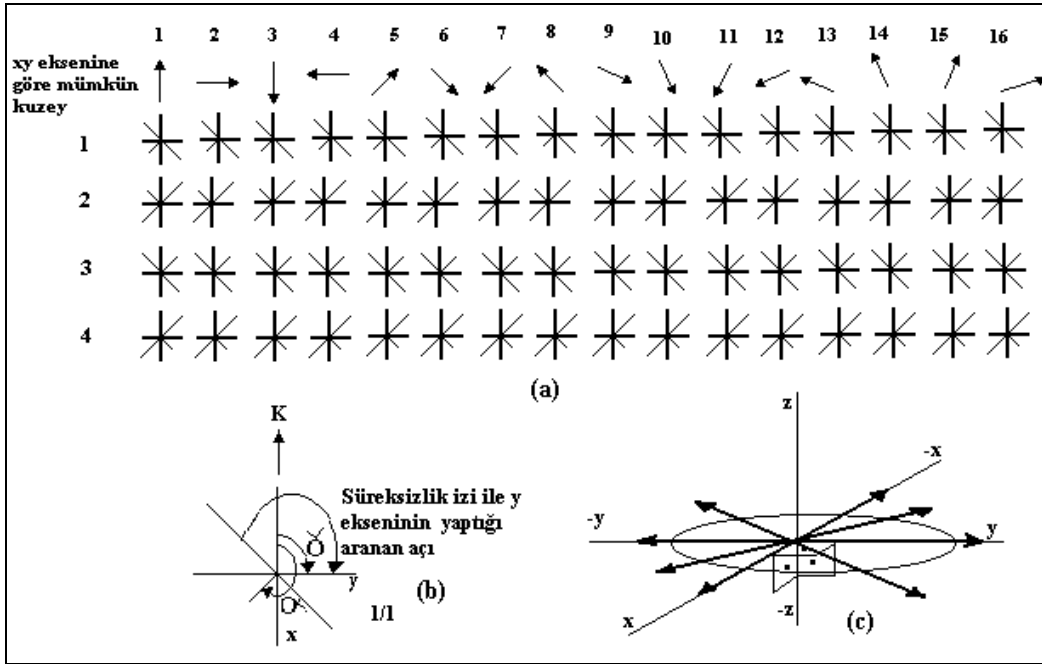
x eksenine yapılan açı 90°
y eksenine yapılan açı $180^\circ - \beta$
z eksenine yapılan açı $90^\circ - \beta$ olarak verilebilir.

Kademe için ise, seçenekler kuzeyin yönüne göre değişmekte Kuzey xy, -xy, -x-y ve -yx ayrıca x, y, -x ve -y yönlerinde olabilme olasılığı da vardır (Şekil 7).

Bir düzlemin tanımlanabilmesi için üç noktanın bilinmesi gerekmektedir. Gerçekleştirilen çalışmada bu noktalardan ilki şerit metre hattını kesen süreksizliğin koordinatları, ikincisi için süreksizliğin eğim, son nokta için ise, eğim yönü değeri kullanılmaktadır. Bu işlemde kabul edilen prensip, iki doğrunun kesim noktasının doğrusal ilişkilerle bulunmasıdır.



Şekil 6 β , α ve γ açılarının tanımlaması



Şekil 7 a) xy düzleminde birbirlerine göre kuzeyin ve süreksizliklerin mümkün konumları b) Örnek olarak 1/1 süreksizliğinin üzerinde açıların gösterimi c) Temel alınan kuzeyin xy düzleminde mümkün konumları

Doğruların kesimi için parametrik eşitlikler kullanılmıştır;

$$\begin{aligned} x_1 + \lambda \cos \alpha_1 &= x_2 + t \cos \alpha_2 = x_3 \\ y_1 + \lambda \cos \beta_1 &= y_2 + t \cos \beta_2 = y_3 \\ z_2 + \lambda \cos \gamma_1 &= z_1 + t \cos \gamma_2 = z_3 \end{aligned}$$

Buradaki ilk eşitlikler bir doğrunun parametrik eşitliği, ikincisi ise bu doğruyu kesen diğer bir doğrunun parametrik eşitlikleridir. Bu doğruları, aynı anda eşitleyen $P(x_3, y_3, z_3)$ noktası iki doğrunun kesim noktasıdır.

Elde edilen blokların hacimlerinin bulunması için, blok teorisinde olduğu gibi, çokyüzlünün köşelerinden birisi seçilerek (apex) üçgen prizmalar (dört yüzlü) oluşturulmakta, böyle bir prizmanın hacmi ise;

$$V = \frac{1}{6} \begin{vmatrix} 1 & x_1 & y_1 & z_1 \\ 1 & x_2 & y_2 & z_2 \\ 1 & x_3 & y_3 & z_3 \\ 1 & x_4 & y_4 & z_4 \end{vmatrix}$$

olarak bulunabilir.

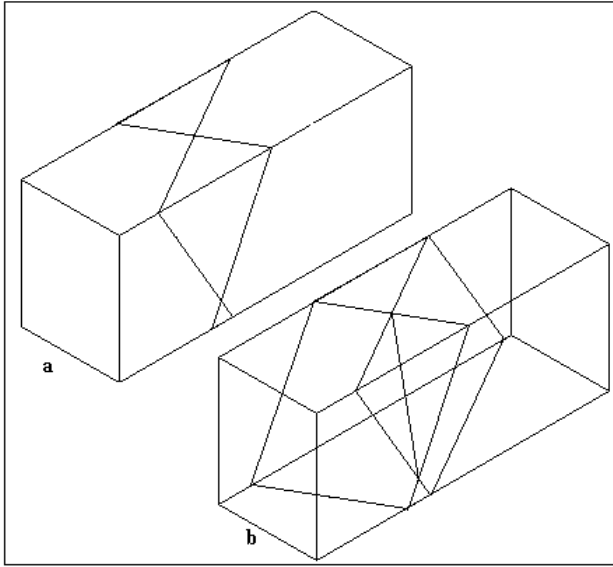
Daha sonra çokyüzlüyü oluşturan dört yüzlülerin toplanması ile çokyüzlünün toplam hacmi bulunmaktadır. Bu işlem kaya kütesini oluşturan tüm bloklar için bulunabilmekte ve kaya kütesi blok dağılımı açısından modellenabilmektedir.

Bu çalışmanın bir kısmını da oluşturan, kaya kütesi içindeki blokların hem ayrıık hem de bireysel gösterimi de mümkün sağlanmış olup, bununla ilgili gerçekleştirilen örnek bir gösterim Şekil 8-9'da sunulmuştur. Bu gösterim, matematiksel dönüşümler ve eşitlikler ile izometrik perspektif kurallarından geliştirilen bir model olup kaya kütesinin, içerdiği blokların 3D bir sunumudur (Turanboy 2003).

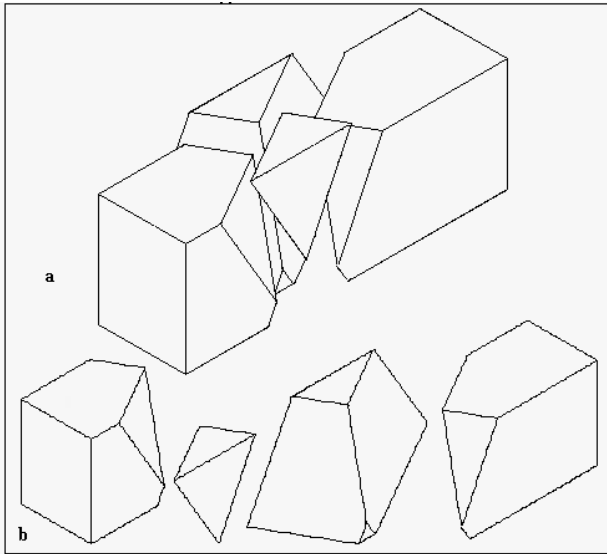
Kazı ve delme patlatma işlemlerinde, yerinde blok boyut dağılımının ve işlem sonrası elde edilen ürün dağılımının ortaya çıkarılması önemlidir. Elde edilen her iki dağılım gerçekleştirilen işlemin başarısının değerlendirilmesi için bir ölçüt teşkil etmektedir. Aynı önem blok mermer ve taş işletmeciliğinde de geçerli olmaktadır.

Şekil 10'da bu önemi vurgulamak amacıyla, bir kaya kütesi içinde gelişen blokların yerinde ve elde edilebilecek maksimum alternatif blok dağılımları verilmiştir. Şekil 10a'da örnek bir kaya kütesi, 10b'de bu kaya kütesindeki yerinde bir dört yüzlünün görünümü, 10c'de bu dört yüzlünün elde edilebilecek alternatif blok boyutları, Şekil 10d'de verilen eğrilerde koyu çizilen eğriler alternatif blokların, diğeri ise yerinde blok dağılımıdır.

Şekil 10d'de iki eğrinin farkı (Δ) ne kadar az ise, oaktan elde edilecek blok veriminin o denli yüksek olacağı söylenebilir. Bu patlatma işlemlerinde ise, tam tersi olarak karşımıza çıkmaktadır. Her iki eğrinin uyumlu olması yine işlemin başarısının göstergesi olmaktadır.



Şekil 8 Örnek bir kaya kütesinin a) görünür yüzeylerindeki süreksizlik izleri b)kaya kütesindeki tüm düzlemlerin bir arada gösterimi



Şekil 9 Blokların a) ötelenmiş (ayrık) b) tek tek gösterimi

Örnekteki blokların bir arada (bitişik) ve ötelenmiş (ayrık) görüntülerinin üç boyutlu olarak gösterimi için bir çok teknik amaç içinde kullanılan izometrik dönüşümler kullanılmaktadır. İzometrik dönüşüm üç koordinat noktasına sahip bir noktanın kağıt düzlemi üzerinde (YZ), iki koordinat noktasına indirgenerek gösterimidir. Bunun için, ilk olarak OZ ekseninde 45° , daha sonra OY ekseninde $35^\circ 26'$ döndürülen kaya kütesi ZY eksenine üzerine yani kağıt düzlemi üzerine indirgenmiştir. İzometrik dönüşüm (Gasson 1985) ve kaya kütesinde sözü edilen kesim noktalarının dönüşümü için şu amprik ifadeler kullanılmaktadır (Turanboy 1998).

4 SONUÇ

Araştırma çalışmasının bu aşamasında şu değerlendirmeler yapılabilir;

Kaya kütesi, şeritmetre hattı boyunca, bir kaya kütesinin görünür yüzeylerinden elde edilen süreksizliklere ait eğim/ eğim yönü ve süreksizlikler arası mesafe verilerinden yola çıkılarak, bloklaşmalar elde edilen ampirik ifadeler ve yaklaşımlarla ayrık veya bitişik olarak, karmaşık toplu gösterimlerden, daha anlamlı modellenenmektedir.

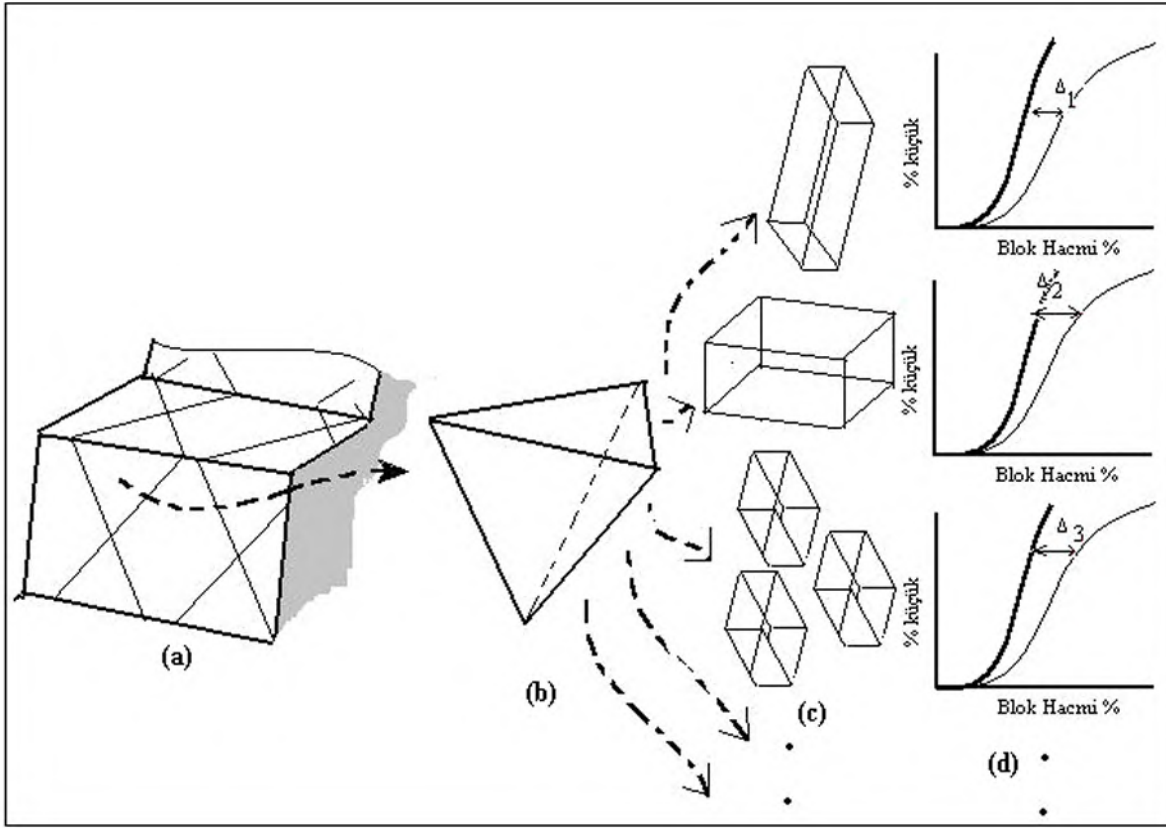
Gerçekleştirilen çalışma ile Şekil 3'de bu temele göre genelleştirilen yerinde blok dağılımı eğrisinin yanı sıra, bireysel blokların her birinin hacimlerinin bulunması ile oluşturulacak yeni dağılım daha gerçekçi dağılımlara ulaşılacaktır.

Özellikle, blok taş ve mermer işletmeciliğinde üretim öncesi ve sonrası blok dağılımlarından başka, bu metotla, üretilebilecek ideal blokların dağılımının saptanarak, işletmenin verimi üzerinde daha gerçekçi yaklaşımlarda bulunabilecektir. Bu yaklaşım bir dağılım grafiği üzerinde, yerinde blok boyut dağılımının, üretilebilecek ideal blokların dağılımının ve elde edilen blokların dağılımının bir arada gösterimi ve her birinin farklarının ortaya konulmasıyla yapılabilecektir.

Konu ile ilgili olarak özellikle bilgisayar uygulamalarına olanak veren genetik algoritma gibi bazı optimizasyon yöntemlerinin kullanılmasıyla Şekil 8-9'da verilen örnektekinden çok daha karmaşık ve çok sayıda verinin değerlendirilip üç boyutlu görüntüler ve kaya blok dağılımlarının ortaya konulması mümkün gözükmemektedir. Geliştirilen algoritmanın buna uyarlanması ve bir bilgisayar programı olarak hazırlanması, ilgili çalışmayı mühendislerin kullanımına açacaktır.

KAYNAKLAR

- Brown B.H.G. & Brawn E.T. 1985. *Rock Mechanics for Underground Mining*, London: George Allen and Unwin.
- Gasson G.P. 1985. *Geometry of Spatial Forms*, West Sussex: Ellis Horwood.
- Goodman R.E. & Shi G.H. 1985. *Block Theory and Its Application in Rock Eng.* New Jersey: Prentice-Hall.
- ISRM 1981. *Rock Characterisation, Testing and Monitoring*. ISRM Suggested Methods. Oxford: Pergamon.
- Palmström A. 2000. Block Size and Block Size Distribution, *GeoEng2000 Conference*, Norway.
- Turanboy A. 1998. *Açık Ocakların Matematiksel Modellemesi*, S.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, Doktora Tezi, Konya.
- Turanboy A. 2003. Süreksizliklerle Sınırlanmış Kaya Bloklarının Üç- Boyutlu Gösterimi ve Dağılımları, *Mermer Sempozyumu*, Afyon.



Şekil 10 a) kaya kütleğinde süreksizliklerin görünümü-yerinde bloklar b) Bu kütledeki bir dörtyüzlü kaya bloğu, c) Bu bloktan elde edilebilecek alternatif prizmatik bloklar d) Yerinde blok dağılımı ve elde edilebilecek alternatif bloklarla elde edilen blok dağılımları (koyu)

3R – Rock related risk management system for mines

K.S. Koldaş

Sandvik SRP AB Ankara Turkey

ABSTRACT: Increasingly, mining regulatory bodies are requiring mine operators to base their health and safety assurance on the issue of risk assessment. This is because it is now well recognised that risk assessment is an ideal process on which to build a pro-active safety management system that can lead to dramatic improvement in safety and health performance. A high incidence of rock related 'falls of ground' accidents prevail in many mines. Although it is known and not yet applied in Turkey the risk assessment issue has been legalised and an inevitable part of mine management in many countries. In this study, the author firstly describes the concept of risk management system, and secondly adopts into rock mechanics principles in order to improve productivity and safety in mines.

ÖZET: Risklerin tayini ve idaresi tüm sektörlerde olduğu gibi madenlerinde emniyetli ve karlı bir şekilde hayatta kalmalarını sağlayan en önemli faktördür. Gerek ülkemizde gerekse de yurtdışındaki madenlerde meydana gelen kazalar incelendiğinde büyük bir bölümünün göçük ve tahkimat ile ilgili daha doğrusu tamamının kaya ile bağlantılı kazalardan oluştuğu görülmektedir. Ülkemizde bilinmesine ve henüz uygulanmamasına karşın pek çok gelişmiş ülkelerde risk analizi ve idaresi artık yasallaşmış ve madencilik sektörünün vazgeçilmez bir parçası olma aşamasına gelmiştir. Yazar, bu çalışmada madenlerin verimli çalışabilmesi için risk idaresinin önemini belirtip *kaya mekaniksel* bir yaklaşım geliştirmektedir. Bu çalışmada kısaca madenlerde riskin tanımı, analizi ve idaresi tanımlanmış olup kaya mekaniği açısından madenlerde yapılması gerekenler örneklerle tanımlanmıştır.

1 INTRODUCTION

It is true that mining is a risky business both in terms safety and economic point of views. In order to mitigate the consequences and frequency of the risks in mining industry one should definitely consider in on risk assessment process. On the other hand mining regulatory bodies in many developed countries are requiring mine operators to base their health and safety assurance on the use of risk assessment. This is because it is now well recognised that risk assessment is an ideal process on which to build a pro-active safety management system that can lead to dramatic improvements in safety and health performance.

2 RISK ASSESSMENT CONCEPT

Risk assessment is a systematic examination of any activity, location or work process to identify risks to system success, understand the likelihood and potential and potential consequences the threat to success or hazards and review the current or planned approach to controlling the risk, adding new

potential controls where required. System success is defined by safety, health, production, environmental protection, community acceptance, security, or, in quality terms, optimal output with minimal waste.

There are two distinct approaches to the assessment of risk-quantitative and subjective. Quantitative risk assessment has its origins in the high technology process industries, where it is used principally to assess risks associated with major accident hazards. In quantitative risk assessment, numerical probabilities of risk are calculated using various sources of engineering data, and compared against a pre-set value of acceptance. Rigorous and relatively complex formal hazard identification techniques, such as fault trees and event trees are used. In subjective risk assessment, which is more commonly used within lower technology industries estimates of risk are based on subjective judgements of likelihood and severity. The judgements of likelihood and severity are based on some form of subjective scales and often, less formal hazard identification techniques are employed.

Whichever risk assessment technique is used, it is important to remember that the true purpose of

introducing such a process is to improve health and safety. In most cases, times consuming quantitative techniques are neither practical nor necessary to achieve this end result.

3 ROCK RELATED RISK MANAGEMENT-3R

One stated that *'the first principal duty of business is to survive and the guiding principles of business economics is not the maximize of profit - it is the avoidance of loss'*

During the last few decades a great deal of effort has been devoted to the development of rock mechanics as applied to engineering. The basic principles of the subject have been established and a variety of methods and tools specifically relevant to this field of application have been developed.

When we start to examine the safety statistics of many mines we obviously reckon that most of the accidents occur as a result of *falls of ground, lack of or inappropriate support units, lack of excavation & blasting design* as well as rock engineering knowledge etc. The source mechanism of all these types of accidents are of course *rock related*. Because we all mining engineers deal with rock and have moral obligations to safety of workforce we must adopt and develop some sort of rock engineering risk assessment techniques in order to combat rock-related hazards in mines.

In mining, rock mechanics has become an important tool in planning the layout of open pit and underground mines, in the evaluation of support requirements, in the alleviation of mining hazards and in making various technical decisions. The rock-engineering professionals can make a major contribution to both safety and profitability of mines

The rock-related risk management provides the basis for decision –making and enables management to create a safer environment. The principal purpose of rock-related risk management system is as follows:

- ✓ to identify and assess the hazards to safety to which employees may be exposed while they are at work;
- ✓ to record the significant hazards to create safer and long term establishment.

We can develop three types of rock-related risk assessment techniques in mines, which are namely:

1. Base line risk assessment

This will be done to identify major risk for future risk control such as analysis of historical data, accident reports, internet, information,

sharing info between mines etc. These studies need to be comprehensive, and may well lead to further, separate, more in-depth risk assessment studies.

2. Issue Based Risk Assessment

As circumstances and needs arise, separate risk assessment studies will be conducted when, for example: a new support is introduced into the mine, after an accident or near miss incident, new knowledge comes into to light and information is received which may influence the level of risk to employees at the mine etc. The suppliers in mines must ensure, as far as reasonably practicable, that the article is safe and without risk to health ad safety when used properly.

3. Continues Risk Assessment

This is the most important for all of risk assessment, which will take place continuously, as an integral part of day-to-day management of the mine. This will mainly be used by the front line supervisors in the mine, for example checklists, audits, planned task observations, daily workplace inspection etc.

The baseline risk profile for rock engineering is presented in Table 1, followed by the risk-ranking scheme used for this overview. This profile will help define the objectives of the mine's rock-engineering department, against which achievement targets will be set and reviewed. It also highlights the rock-related safety issues that need to be addressed by other departments in the future.

After a baseline risk profile has been established highest priority risk areas are addressed in more detailed risk assessment. The method, which has been used widely in mines, is the *WRAC (Workplace Risk Assessment and Control)* technique, Table 2. Using this technique, assessment can be done by a group or vertical slice of people from the workplace ranging from the person undertaking a given task to a higher level supervisor and is facilitated by personnel from Rock Engineering Department.

Hazards are identified by considering each step in the completion of a task and ranking the risk according to the *probability* of an incident happening and the likely *consequence*, as indicated by the risk ranking matrix illustrated in Table 1.

A risk ranking of 1 is the most serious and 25 the least serious. Thus all rankings from 1 to 7 are critical and require urgent consideration, rankings 8 and 15 are serious and 16 to 25 are of lesser severity

and should be addressed only when the more serious risks have been eliminated or controlled.

Table 1 Risk matrix-f (C × P)

CONS.	PROBABILITY				
	A	B	C	D	E
Fatality-1	1	2	4	7	11
Serious Injury-2	3	5	8	12	16
Disabling Case-3	6	9	13	17	20
First Aid Case-4	10	14	18	21	23
No Injury-5	15	19	22	24	25

PROBABILITIES:

Common-(Daily)-A, Likely-(Weekly)-B, Happens-(Monthly)-C, Unlikely-(Yearly)-D, Rarely-(1–3 years)-E

Table 2 Example of risk assessment using the WRAC techniques in mines

Step	Hazard	P	C	R	System	RP
Application of support standards	Unsafe working areas	-	-	-	GCMP	PE

When the current system fails or is insufficient then *recommended action* needs to be developed in order to eliminate risk.

3.1 Other methods of hazard identification

A number of hazard identification methods exist, most of which are implicit in the methods in section 3.

A number of methods are based on prior experience. These include:

1. Accident analysis, major incident reviews and near miss analysis from which commonalties can be identified.
2. Members of the team may have been involved with investigations or have read accounts of incidents and, from personal experience and memory, are able to list factors.
3. Codes of practice, standards and working procedures are generally designed to prevent losses and their analysis can uncover expected hazards and incidents.
4. Safety and loss control audits may explicitly identify hazards and incidents arising therefrom.
5. From imagination techniques such as brainstorming, scenarios are developed in which previously un-encountered incidents

are created within a specific hazardous environment.

6. ‘Cause-consequences’ methods rely on a systematic analysis of a given scenario such as a ‘fault tree’, ‘event tree’, ‘failure mode-effect and critically analysis (FMECA), the hazard and operability study (HAZOP).

3.2 Rock engineering, hazard identification in strategic planning

The objectives of any strategic planing process are twofold; the first is to identify a suitable strategy to meet the requirements of the particular problem. The second is to provide broad guidelines for detailed design work based on the chosen strategy.

Rock engineering input to strategic planning occurs in four main phases:

1. Assisting in defining the requirements of the particular project.
2. Gathering relevant geotechnical information on conditions that will prevail
3. Assisting in generating alternative scenarios to meet the requirements defined in section 3.2
4. Assisting in selection of suitable scenario

An example of rock engineering input and hazard identification applied to strategic planning is such as shaft pillar or remnant extraction.

3.3 Rock engineering and hazard identification process in operational planning and design

There are three main objectives of operational planning and design. Based on the information generated when defining the preferred strategy, the first objectives are to identify, in detail, hazards present and the incidents that could arise from them. The second objective is to identify methods of preventing or ameliorating the effects of those hazards and to incorporate those methods into the detailed design. The third objective is to provide guidelines for practice, procedures and specifications to control work during the operational phase.

Rock engineering input to operational planing and design occurs in four main areas:

1. Gathering detailed relevant geotechnical information relating to conditions that are likely to prevail, Table 3.

2. Assisting in preparation of detailed micro layouts.
3. Assisting in generating macro sequences and schedules.
4. Assisting in preparing codes of practice, operating procedures and specifications.

Table 3 Example- Rock-related hazards associated with development in different rock types

ROCK TYPE	STRATEGIES
Hematitic quartz breccia	Hazard levels are increased for all rock types where tunnels and decline are developed or mined through faults and dykes due to presence of ground disturbed by jointing or smaller scale fracturing on the margin of these discontinuities
Hydrothermal breccia composed predominantly of andesite in a siliceous to silica clay matrix	Steelsarch units in conjunction with 2,4m grouted swellex + 50mm fibrecrete with wire mesh to be applied where poor ground and self-mining conditions are intersected

3.4 The rock engineering and hazard identification processes during operations

During this phase there will be three main objectives of the hazard identification exercise:

1. To generate awareness of hazard and their associated incidents amongst the workforce.
2. To monitor the effects of hazards in working places in order to allow timely intervention.
3. To provide information that will facilitate review and revision of practices, procedures and specifications.

Rock engineering input during operations consists largely of monitoring and observing conditions. It occurs in three main areas:

1. To ensure that designs and methods for strata control are implemented correctly and are working effectively;
2. To identify any short, medium or longer term changes in geotechnical conditions which may demand modifications to procedures, practices or specifications and recommend appropriate action to deal with those changes;
3. To ensure that micro layouts are maintained and, if not, that the potential effects of deviations therefrom are identified and appropriate action is implemented.

4 CONCLUSIONS

Rock related risk management technique plays an ever-increasing role in ensuring the safety and health standard of mining operations. The introduction of rock related risk assessment in mining industry presents a real opportunity to change and improve safety and health performance. To do this successfully, it is vital that there is real commitment to change, to ensure that the process does not turn into yet another 'back protecting' paper exercise. Rock related risk assessment requires a well-planned management system and rock-engineering professionals to ensure that improvements are implemented and to encourage widespread stakeholder participation.

The mining industry, particularly in Turkey, needs to improve its safety and health performance and it is therefore risk management process is an ideal opportunity to change the old culture.

REFERENCES

- Department of Minerals and Energy of South Africa. 1999. *Safety in Mines*.
- Department of Minerals and Energy of South Africa 1996. *Guideline for Compilation of a mandatory Code of Practice to Combat rockfall and Rockburst Accidents*.
- Koldas K.S. 1998. Proposed Risk management Regulations for MRAC, *Department of Minerals and Energy Affairs of South Africa*.
- Koldas K.S. 2000. Notes of Rock Related Accident Investigations and Inquiries, *Department of Minerals and Energy Affairs, Gauteng Region of South Africa*.
- Mine Health and Safety Act. 1996 (Act No 29 of 1996). *Department of Minerals and Energy Affairs of South Africa*.
- SIMRAC 1997. Practical guide to the risk assessment process, *Tripartite Working Group on risk Assessment*.

Babadağ (Denizli) ilçesini etkileyen uzun süreli kaya şevî duraysızlığının statik ve dinamik koşullar açısından araştırılması

Investigation of the long-term rock slope instability affecting Babadağ (Denizli) town considering static and dynamic conditions

S.Y. Çevik

New Mexico State University Civil and Geological Engineering Department 88001 NM USA

R. Ulusay

Hacettepe Üniversitesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü 06532 Beytepe Ankara

ÖZET: Tekstil endüstrisiyle tanınan Babadağ (Denizli) ilçesi, atmış yılı aşkın bir süredir çok düşük bir hızla gelişen bir şev hareketinin etkisi altındadır. Bu hareket; ilçedeki yapılarda önemli düzeyde deformasyona ve hasara neden olmakta ve sosyoekonomik gelişmeyi olumsuz yönde etkilemektedir. Bu çalışmada; duraysızlığın mekanizmasının yanı sıra, su basınçları, depremlerden ve dokuma tezgahlarından kaynaklanan dinamik yükler gibi tetikleyici faktörler ile şevî oluşturan zayıf kaya birimlerinin hareket üzerindeki rolü araştırılmıştır. Veriler ve analizler; duraysızlığın yılda 3.6 cm ile 14.6 cm arasında değişen bir hızla, tabakalanma düzlemi boyunca ilçenin doğusundaki bir vadiye doğru geliştiğini, ayrıca yeraltı suyu seviyesindeki değişimlerin hareketin hızını denetleyen başlıca faktör olduğunu göstermiştir. Nümerik çözümlemeler dokuma tezgahlarından kaynaklanan titreşimlerin harekete katkı sağlayabilecek boyutta olmadığını, psödo statik analizler ise yakın civarda meydana gelmiş depremlerin hareketin gelişimine muhtemelen katkı sağlamış olabileceğine işaret etmektedir.

ABSTRACT: Babadağ (Denizli) town, known with textile industry, has been under the threat of a very slow slope movement for more than sixty years. This movement results in significant deformation and damage to structures in the town, and negatively affects socioeconomic development. In this study; in addition to mechanism of the instability, effects of the role of triggering factors, such as pore pressures, dynamic loads induced by the earthquakes and weaving machines, and weak rock units forming the slope on this movement are investigated. The data and analyses suggest that movement occurs at an annual rate of between 3.6 cm and 14.6 cm along weak bedding planes towards the valley at the east of the town, in addition, variations in the groundwater level is the main factor controlling rate of the slope movement. Numerical modelling suggests that vibrations induced by the weaving machines are not enough to trigger the movement, while pseudostatic analyses indicate that the movement might have been affected by the past earthquakes occurred in the vicinity.

1 GİRİŞ

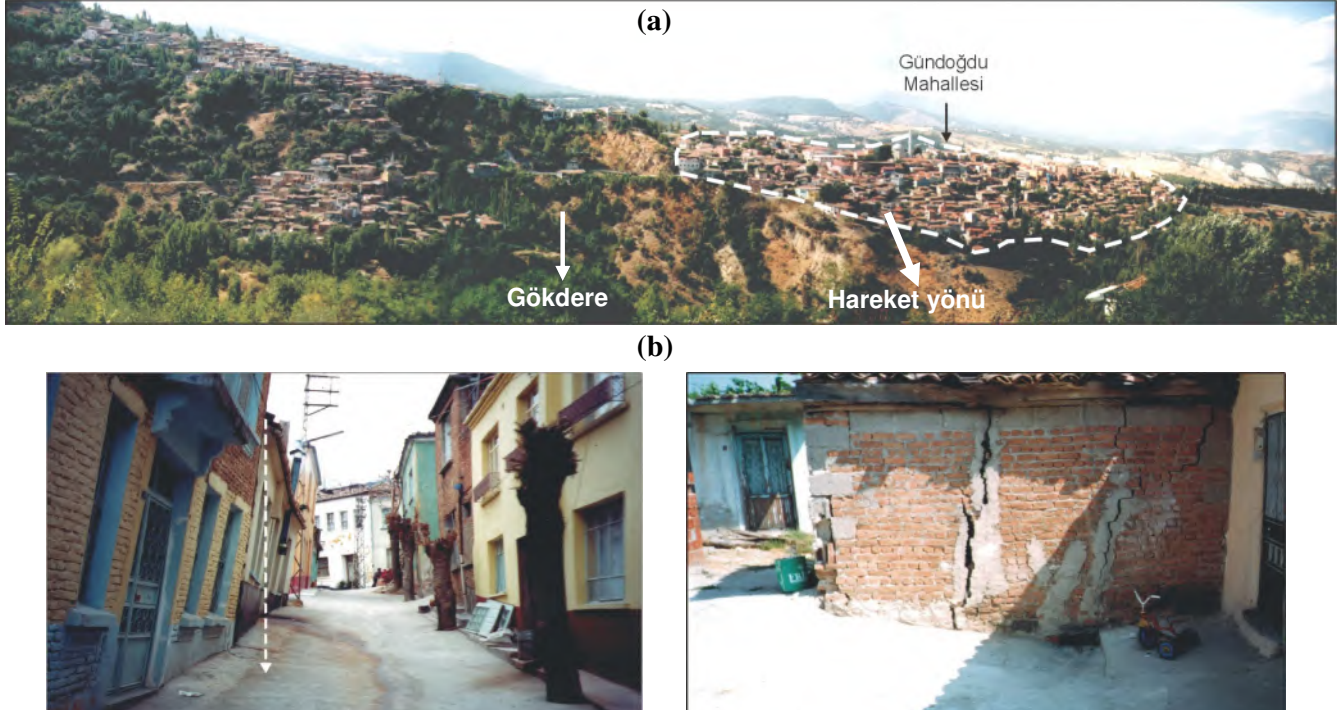
Denizli iline bağlı 5000 nüfuslu Babadağ ilçesi, iki dere arasındaki bir sırtta kurulmuş ve 700 yıldan bu yana devam eden tekstil üretimiyle tanınan bir yerleşim birimidir. 60 yılı geçen bir süredir (Önay 1941) ilçe nüfusunun üçte birinin yaşadığı Gündoğdu Mahallesinde çok yavaş hızla gelişen bir yamaç hareketi (Şek. 1a), binalarda ve alt yapı elemanlarında önemli düzeyde deformasyona ve hasara (Şek. 1b) neden olarak, sosyoekonomik gelişmeyi olumsuz yönde etkilemiştir. Harekete maruz kalan kütlenin hacmi 1.420.000 m³ civarında olup, hareketin yönü doğudaki Gökdere'nin vadisine (Şek. 1a) doğrudur. İlçedeki yamaç hareketiyle ilgili olarak 2001 yılında Türkiye'den ve Japonya'dan dört üniversitenin katılımıyla uzun dönemli bir

araştırma başlatılmıştır. Bu bildiride sunulan çalışma, halen devam eden söz konusu araştırmaya paralel olarak Eylül 2001 ve Mart 2003 tarihleri arasında yürütülmüş olup, duraysızlığın mekanizmasının ve harekete neden olan faktörlerin araştırılmasını amaçlamaktadır. Bildiride; inceleme alanının jeolojik ve sismotektonik özelliklerine kısaca değinilmiş, değişik hareket değerlendirme teknikleri, laboratuvar deneyleri, hidrojeolojik ve meteorolojik kayıtlar, geriye dönük analiz sonuçları ve dokuma tezgahlarında kaydedilen ivme ölçümleri esas alınarak, ayrıca deterministik analizler ve nümerik modelleme yardımıyla duraysızlığın mekanizması ve muhtemel tetikleyici faktörler incelenmiştir.

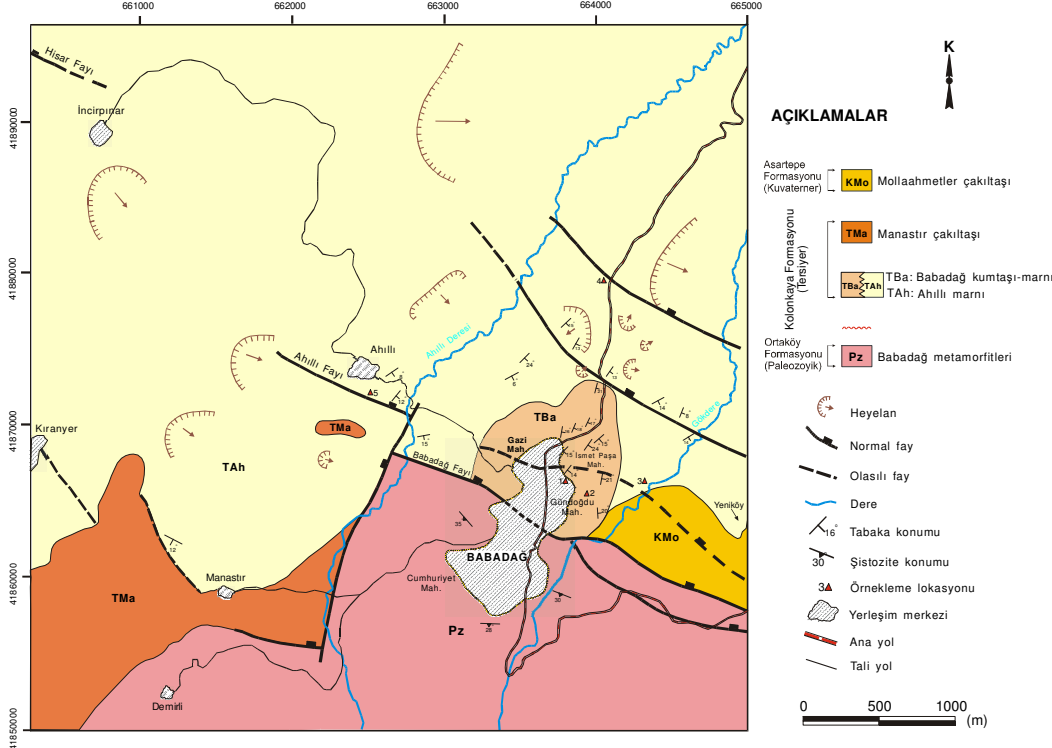
2 JEOLJİ ve SİSMOTEKTONİK

İlçenin şev hareketinden etkilenmemiş kesimi Ortaköy formasyonu adı verilen (Öngür, 1971) ve şistlerin egemen olduğu metamorfik birimlerin üzerinde kurulmuştur (Şek. 2).

Diğer bölümü ise, Kolonkaya formasyonuna ait marn ve iyi pekişmemiş kumtaşı ardalanmasından oluşan Babadağ üyesinin üzerinde yer almaktadır. Yüzeyleri pürüzsüz ince tabakalı zayıf kumtaşları, mikaca zengin olup, elle ufalanabilmektedir. Kolonkaya formasyonu ayrıca, Ahıllı marnı ve Manastır konglomerasını da içermektedir (Şek. 3).



Şekil 1 (a) Babadağ ilçesinde hareketten etkilenen bölge ile duraylı kesimden bir görüntü ve (b) hasarlı bazı yapılar



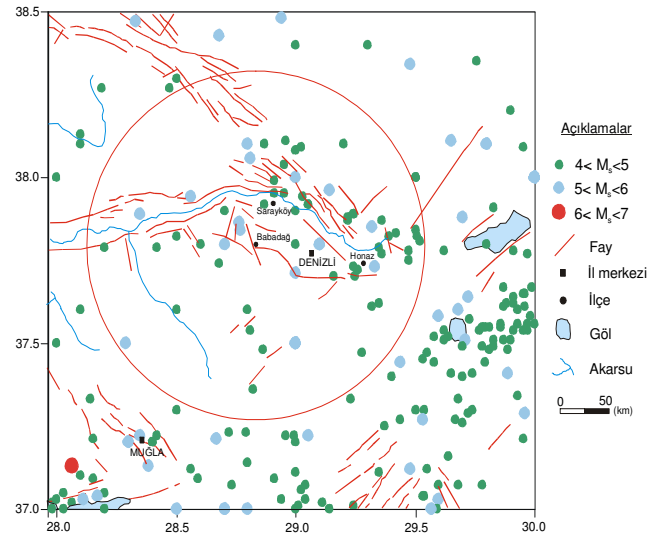
Şekil 2 Babadağ ve civarının jeoloji haritası (Çevik 2003)

UST SİSTEM	SİSTEM	SERİ	FORMASYON ADI	UYE ADI	KALINLIK (m)	SİMGE	LİTOLOJİ
SENOZOYİK	Tersiyer	Erken Pliyosen	Kuvaterner	Phlyo-Kuvaterner	25		Kırmızı renkli, heterojen tane boyuna sahip çakıltaşı
			Asantepe	Kaleci Çakıltaşı	250		Kırmızı ve sarımsı renkli kumtaşı, çakıltaşı
			Kolonkaya	Maraşlı Çakıltaşı	200		Sarı renkli çakıltaşı ve konsolide olmamış mikalı kumtaşı
			Babadağ	Kumtaşı-Marn	100		Marn ve konsolide olmamış mikalı kumtaşı
			Ahıllı Marn		500		Krem ve beyaz renkli marn, marnlı kil, kıltaşı ve kireçtaşı
PALEOZOYİK	Tersiyer	Orta Miyosen-Alt Pliyosen	Sazak	Hisar Kireçtaşı	400		Beyaz ve pembe renkli, ince-orta tabakalı marnlıkireçtaşı ve çörtlü kireçtaşı
			Ortaköy	Babadağ Metamorfikleri	500		İki mikalı şist, mikalı kuvarşşist, grafit şist, mikalı granat şist, amfibol şist, mermer

Şekil 3 Çalışma alanı ve civarının genelleştirilmiş stratigrafik dikme kesiti (Özpinar vd. 1999'dan düzenlenmiştir)

Şistozite yüzeyleri ile yamaçların yönelimleri arasında duraysızlığa neden olabilecek bir ilişki bulunmamakta ve metamorfikler duraylı birimler olarak gözükmektedir (Şek. 1a). Marn-kumtaşı ardalanmasındaki tabakalanma, hareketli bölgedeki yamacın üst kesimlerinde 14° ile 16° topuğa doğru ise 14° ile 24° arasında doğudaki vadiye eğimlidir (Şek. 2).

Batı Anadolu Fay Sistemi içindeki Büyük Menderes Grabeni'nin Babadağ Horst'u üzerinde yer alan ilçe ve yakın civarında listrik normal faylar bulunmaktadır. Bunlardan biri olan ve aktif fay olarak bilinen (Şaroğlu vd. 1992) Babadağ fayı, yaklaşık olarak ilçenin ortasından geçmekte ve metamorfikler ile Tersiyer yaşlı birimlerin dokanağını oluşturmaktadır (Şek. 2). Bölgede 1900 ve 2003 yılları arasında meydana gelen depremlerin merkez üstleri genellikle ilçenin kuzeyindeki Sarayköy civarında dağılım göstermekte ve deprem büyüklükleri (M_s) de 4 ile 6 arasında değişmektedir (Şek. 4). Bununla birlikte, merkez üstleri ilçeye yakın konumdaki bazı depremlerin Babadağ fayıyla ilişkilendirilebilmesi için bu aşamada yeterli veri bulunmamaktadır.



Şekil 4 Denizli ve yakın civarında 1900-2002 yılları arasında meydana gelen depremlerin merkez üstlerinin dağılımı (veriler DAD, 2003'den alınmıştır)

3 HAREKET ve YAĞIŞ VERİLERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

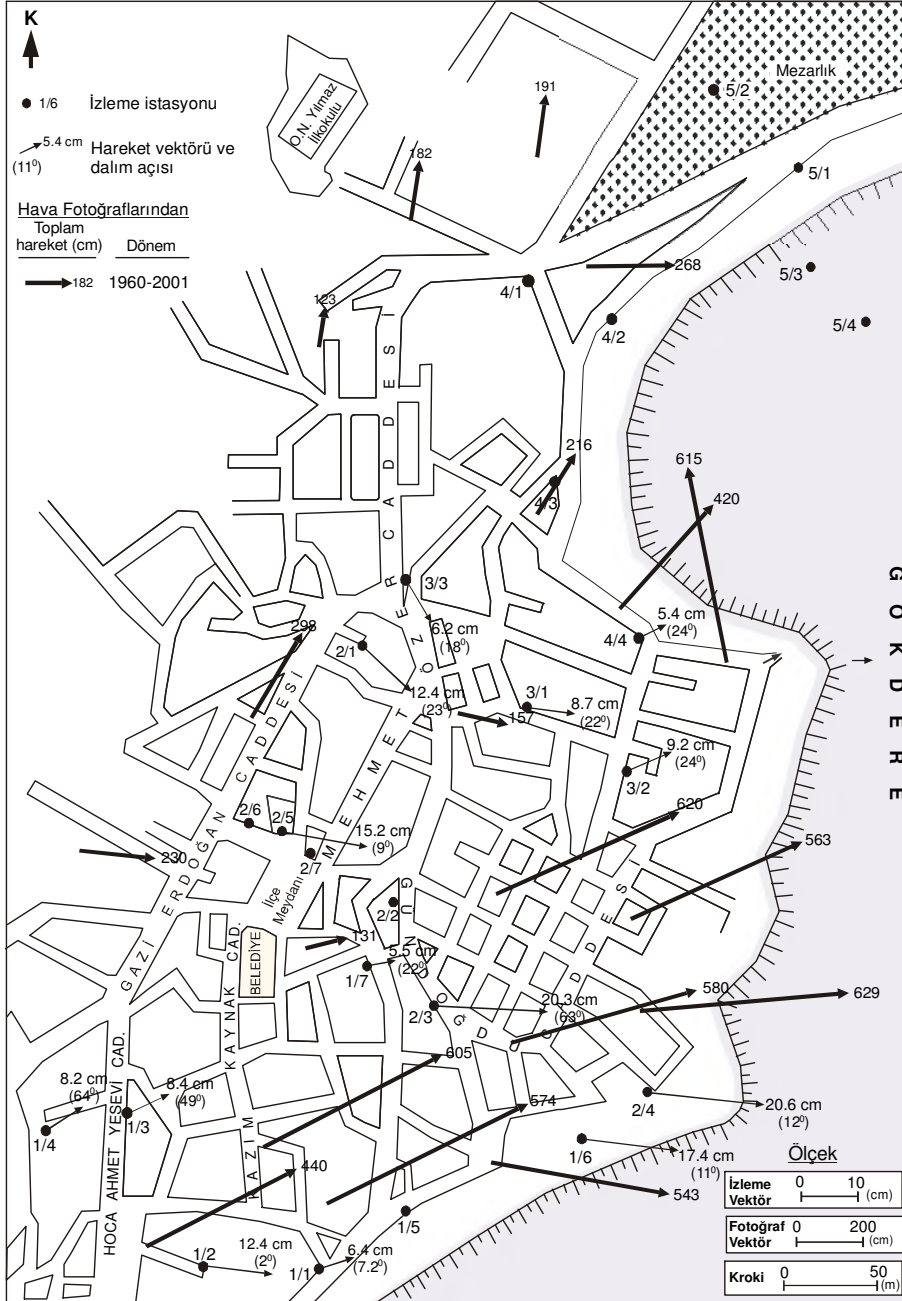
Mayıs 2001'de ilçenin Gündoğdu Mahallesinde çok sayıda istasyondan oluşan bir hareket izleme ağı kurulmuş ve 18 aylık bir dönem boyunca belirli periyotlarda elektronik mesafe ölçerler ile şev hareketi izlenmiştir. İzleme çalışmasından elde edilen bileşke hareket vektörleri (Şek. 5) hareketin 3.6 ile 15 cm/yıl arasında değişen bir hızla Gökdere vadisine doğru (D-GD) geliştiğini göstermiştir. Ayrıca vektörlerin dalım açıları ve yönleri ile tabakalanma düzlemlerinin eğim ve eğim yönleri arasındaki uyum da, hareketin tabakalanma boyunca ötelenmeli kayma şeklinde meydana geldiğine işaret etmektedir. Bununla birlikte, dalımı oldukça yüksek birkaç hareket vektöründen yerel ölçekte bazı oturumların geliştiği de anlaşılmaktadır. Ayrıca KD-GB ve K-G doğrultulu tansiyon çatlakları da hareketin GD ve D'ya doğru geliştiğinin kanıtıdır.

Yukarıda belirtilen yöntemin yanı sıra, sivilaşmaya bağlı olarak gelişen yanal yayılma hareketinin belirlenmesinde yaygın olarak kullanılan bir yöntemden (Hamada 1992) de yararlanılmıştır. Bu amaçla, Babadağ ve yakın civarının 1960, 1972, 1988, 1993 ve 2001 yıllarında çekilmiş hava fotoğraflarından yararlanılarak 41 yıllık döneme ait deformasyonlar değerlendirilmiştir (Atak vd. 2003). Bu yöntemle elde edilen hareket vektörlerinden (Şek. 5) ve 41 yıllık bu dönemde hareket hızının homojen olduğu varsayılarak, yıllık ortalama hareketin 3.8 ile 15 cm arasında değiştiği ve

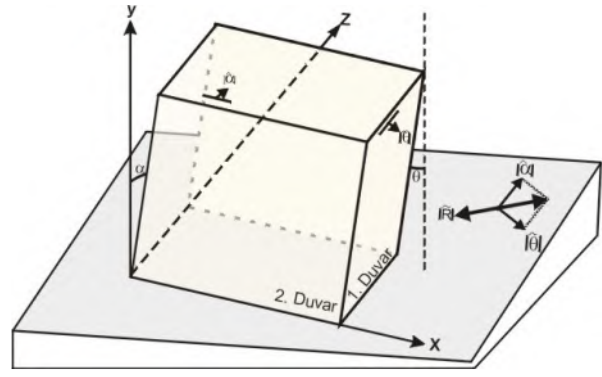
bulguların hareket izleme verileriyle benzerlik gösterdiği sonucuna varılmıştır.

Araştırma kapsamında ilçede duraylı ve duraysız kesimlerin ayırtlanmasının amaçlandığı bir çalışma daha yapılmış ve bu çalışmada ilçede toplam 455 yapının duvarlarının düşeyden sapma miktarları ölçülmüştür. Ayrıntısı Çevik (2003) tarafından verilen ve ölçüm ilkesi Şekil 6'da gösterilen yöntemle yapılarıdaki hareket yönü de saptanmaya çalışılmıştır. Elde edilen veriler, binaların düşeyden sapma miktarlarının 2° ile 15° arasında değiştiğini

ve hareketin 45° ile 160° yönleri arasında yoğunlaştığını göstermekte olup, bu değerler yukarıda değinilen diğer yöntemlerden elde edilen sonuçlarla uyumludur (Şek. 7). Ayrıca bu ölçümler sonucunda, hareketten etkilenen bölgenin Gündoğdu Mahallesi ile sınırlı olduğu, tabakalanmanın ve şistozite yüzeylerinin yamacın ters yönünde eğimli oldukları ilçenin batıda Babadağ üyesi ile güneyde metamorfikler üzerinde kurulmuş diğer kesimlerinin hareketten etkilenmedikleri anlaşılmıştır.



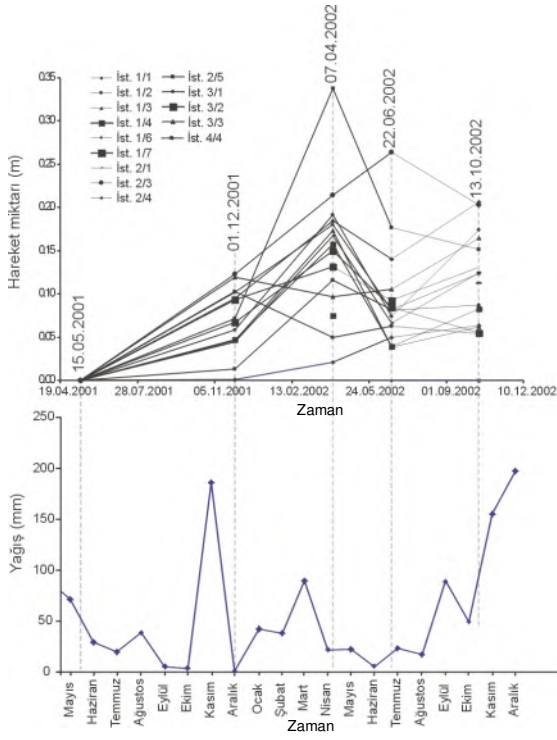
Şekil 5 Farklı yöntemlerle belirlenmiş hareket vektörleri ve büyüklükleri



Şekil 6 Bina duvarlarından alınan ölçümlerle düşeyden sapmanın ve hareket yönünün belirlenmesi



Şekil 7 Binalardaki deformasyon ölçümlerine göre belirlenen hareket yönleri ve duraysız alanın sınırları



Şekil 8 Hareket miktarı ile yağışın karşılaştırılması

4 ŞEV DURAYLILIĞIYLA İLGİLİ KAYA ÖZELLİKLERİ

4.1 Yeraltı suyu koşulları

Hareketten etkilenen bölgede açılan üç sondaj kuyusunda belirli aralıklarla yeraltı suyu tablasının derinliği ölçülmüştür. SK1 no'lu kuyu kısa sürede göçmüş olmakla birlikte, diğer iki kuyuda su seviyesi derinlikleri Eylül 2002'de 37.1 m ve 19.5 m arasında olarak ölçülmüştür. Mart 2003'e kadar bu derinlikler 27.1 m ve 15.6 m'ye yükselerek, yeraltı suyu seviyesinde önemli düzeyde bir salınımın olduğunu göstermiştir. Duraysız bölgedeki marn-kumtaşı ardalanmasında yapılan infiltrasyon deneylerinden (Aydan vd. 2003) 1.67 mm/s ve 1.85 mm/s arasında değişen infiltrasyon katsayıları elde edilmiştir. Gerek bu değerler, gerekse ince ve sık aralıklı tabakalanma süzülmenin sağlanarak yağışlardan hemen sonra su basıncındaki değişimlerin kısa sürede gerçekleştiğine, dolayısıyla yeraltı suyu tablasının yağışa karşı tepkisinin oldukça hızlı olduğunu işaret etmektedir. Ayrıca Gökdere boyunca farklı noktalardan alınan su örneklerinin kimyasal analizine (Çevik, 2003) göre, hareketten etkilenerek sık sık hasara uğrayan atık su sisteminde kaçak olduğu ve bu kaçakların, bir ölçüde de olsa, harekete katkı sağlayabileceği belirlenmiştir.

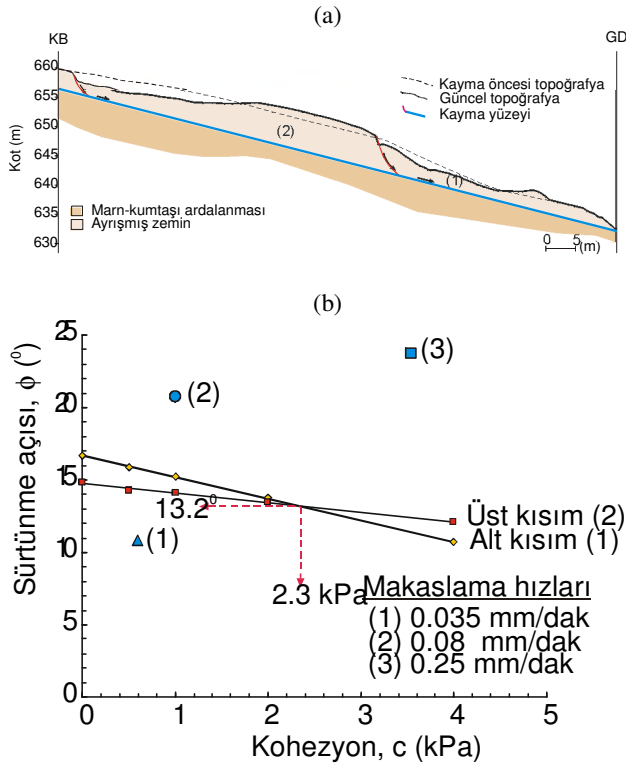
4.2 Jeomekanik özellikler

ISRM (1981) tarafından önerilen yöntemlere göre marnlardan hazırlanan örnekler üzerinde yapılan laboratuvar deneylerinde; ortalama birim hacim ağırlık 18.5 kN/m³, tek eksenli sıkışma dayanımı 6.1 MPa, elastisite modülü ve Poisson oranı sırasıyla 1.75 GPa ve 0.26 olarak belirlenmiştir. Marn ve kumtaşı seviyeleri arasındaki tabaka yüzeylerinin makaslama dayanımı deformasyon kontrollü ve artık makaslama kapasiteli makaslama cihazında tayin edilmiştir. Hareket hızının dayanım üzerindeki etkisinin de değerlendirilmesi amacıyla makaslama deneyleri sırasında 0.25 mm/dak, 0.08 mm/dak ve 0.035 mm/dak gibi üç farklı makaslama hızı uygulanmış, ayrıca örnekler nemli koşullarda deneye tabi tutulmuşlardır. Deney sonuçları (Çizelge 1); makaslama dayanımının artık (rezidüel) değerlere doğru azalması durumunda tabakalanma düzlemlerinin kohezyonunun ihmal edilebilecek boyutta olduğunu ve makaslama hızı azaldıkça dayanımın da azaldığını göstermiştir.

Çizelge 1 Farklı makaslama hızlarına göre tabakalanma yüzeylerinin makaslama dayanımı

Makaslama hızı (mm/dak)	Doruk dayanım		Artık dayanım	
	c_p (kPa)	ϕ_p (°)	c_r (kPa)	ϕ_r (°)
0.25	6.8	24.2	3.5	23.8
0.08	2.6	21.2	1.0	20.9
0.035	2.9	11.2	0.6	10.8

Ayrıca hareketten etkilenen bölgenin kuzey kesiminde meydana gelmiş ve açılan gözlem çukurlarında ayrıntılı olarak incelenmiş iki adet sığ düzlemsel kaymanın (Şekil 5'teki haritanın sınırında kalan mezarlığın güneyindeki kesim) geriye dönük analizi yapılmıştır. Analiz sonuçları, her iki duraysızlığın üst kısmı ayrılmış kısımda önemli bir bölümü de marn-kumtaşı ardalanmasındaki tabakalanma düzlemleri boyunca meydana geldiğini (Şek. 9a) ve hareket sırasında kayma yüzeyinin dayanımının tabakalanma düzlemleri için laboratuvar da tayin edilen artık makaslama dayanımı parametrelerine, özellikle düşük makaslama hızlarında belirlenen değerlere yakın olduğunu göstermiştir (Şek. 9b).



Şekil 9 (a) Geriye dönük analizi yapılan sığ kaymaların kesiti ve (b) analiz sonuçları

5 STATİK ve DİNAMİK KOŞULLAR İÇİN DURAYLILIĞIN DEĞERLENDİRİLMESİ

5.1 Limit denge analizleri

İlçedeki şev duraysızlığı; düzlemsel kayma modeline göre, hem statik hem de psödo statik koşullar açısından limit denge yöntemiyle analiz edilmiştir. Analizlerde; saha gözlemleri esas alınarak, kayma yüzeyinin topuk civarından geçtiği kabul edilmiştir. Ayrıca, bölgede meydana gelebilecek bir deprem sırasında ilçede etkimesi beklenen en büyük yatay yer ivmesi Türkiye deprem verisine göre geliştirilmiş bir azalım ilişkisinden (Aydan vd., 1996) belirlenerek 100 gal olarak alınmış; ayrıca biri saha çalışmaları sırasında ölçülen, diğeri ise kayma yüzeyinin altından geçen farklı iki yeraltı suyu seviyesi değerlendirilmiştir (Şek. 10). Güvenlik katsayıları, yukarıda belirtilen su tablası konumlarının yanı sıra, tabakalanma düzlemleri için laboratuvar da tayin edilen artık makaslama dayanımı parametrelerinin en küçük, ortalama ve en büyük değerleri için ayrı ayrı hesaplanmıştır. Çizelge 2’de verilen analiz sonuçlarından; su seviyesinin kayma yüzeyinin altında olması koşulunda artık makaslama

dayanım parametrelerinin ortalama ve en büyük değerleri için 1’den büyük güvenlik katsayıları (F) elde edilirken, sahada ölçülen daha sık konumdaki yeraltı suyu seviyesi ve ortalama dayanım parametreleri için ise, limit denge koşulunun ($F=1$) sağlandığı anlaşılmaktadır. Bu durum, dayanımda ve yeraltı suyu seviyesindeki değişime bağlı olarak, güvenlik katsayısının limit denge koşulunun altında ($F<1$) ve üzerinde ($F>1$) değerler aldığını, diğer bir ifadeyle yamaç hareketinin zaman zaman hızlanıp yavaşladığını ve hareketin katastrofik bir yenilmeyle sonuçlanmadığını göstermektedir.

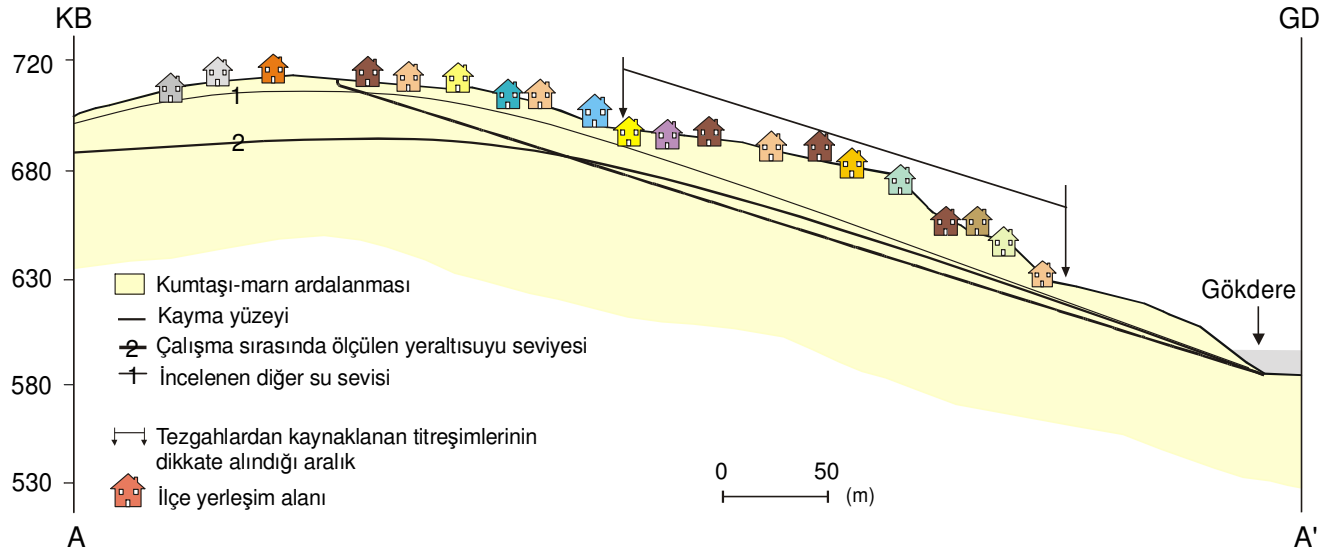
Deprem etkisini de dikkate alan psödo statik analizlerin sonuçlarına göre, her iki su tablası koşulu ve hem en düşük, hem ortalama artık makaslama dayanımı parametreleri için $F<1$ elde edilmiştir. Bu durum, statik koşullara ait sonuçlarla karşılaştırıldığında, geçmişte bölgede meydana gelmiş depremlerin incelenen şev hareketi üzerinde muhtemelen etkili olmuş olabileceğini düşündürmektedir. Bununla birlikte, depremlerin ilçedeki şev hareketine katkısının daha net bir şekilde açıklığa kavuşturulması için daha ayrıntılı veriye ve çalışmalara gerek vardır.

5.2 Nümerik modelleme

İlçede etkisini sürdüren uzun süreli şev hareketini etkileyen faktörler ayrıca ayrık eleman modelini esas alan nümerik çözümleme tekniğiyle de araştırılmış ve bu amaçla UDEC (Itasca 2000) adlı programdan yararlanılmıştır. Bu analizlerde ilçede kullanılan çok sayıdaki dokuma tezgahından kaynaklanan titreşimlerin hareket üzerinde etkisinin olup olmayacağı da araştırılmıştır. Bu amaçla, ilçenin hareketten etkilenmiş olan Gündoğdu Mahallesinde seçilen bazı ahşap ve metal tezgahlarda, ayrıntısı Çevik (2003) ve Aydan vd. (2003) tarafından verilen ivme ölçümleri alınmıştır. Bu veriler, Şekil 9’daki kesitte gösterilen kesimi etkileyeceği kabul edilen tezgahlarla ilgili dinamik yüklerin nümerik modellemesinde dikkate alınmıştır. Modelleme, dört farklı su koşulu için yapılmıştır: (a) su seviyesi içermeyen model, (b) hareketli bölgede ölçülen yeraltı suyunu esas alan model, (c) ölçülenden daha sık konumlu bir su tablasını esas alan model ve (d) dokuma tezgahlarından kaynaklanan titreşimlerle birlikte (b) ve (c) şıklarındaki su koşullarını dikkate alan modeller. Analiz sonuçlarına göre, su tablasının bulunmadığı koşulda yer değiştirmeler ihmal edilebilecek boyutta iken (Şek. 11a), su tablasının kayma yüzeyinin üzerinde yer aldığı iki farklı koşulda (Şek. 11b ve 11c), özellikle ölçülen su

seviyesinden daha sığ konumdaki bir su tablasının varlığı halinde, yer değiştirme miktarında artış olduğu ve yerdeğiştirmelerin şevin üst kısmındaki tansiyon çatlakları civarında yoğunlaştığı anlaşılmaktadır. Bu husus, diğer analizlerden de belirlendiği gibi, su tablasının konumundaki değişimlerin hareketin hızı üzerinde önemli bir etkiye sahip olabileceğine işaret etmekte, dolayısıyla hareketin zaman zaman hızlanıp yavaşlamasına açıklık getirmektedir.

Şekil 12'den de görüleceği gibi, yeraltı suyu tablasının iki farklı konumu açısından tezgahlardan kaynaklanan titreşimlerin şev hareketi üzerinde etkin bir rol oynamadığı anlaşılmaktadır. Bununla birlikte, Şekil 12'de verilen her iki kesitte farklı kesimlerde yoğunlaşan, ancak çok anlamlı olmayan bazı yerdeğiştirmelerin muhtemelen tezgahlarla ilgili titreşimlerden kaynaklanan elastik deformasyonlarla ilişkili olabileceği düşünülmüştür.



Şekil 10 Duraylılık analizlerinde dikkate alınan koşulları gösteren şev profili

Çizelge 2 Farklı yeraltı suyu koşulları için statik ve psödostatik duraylılık analizlerinden elde edilen güvenlik katsayıları (F)

	Artık dayanım		Statik koşul		Psödostatik analiz	
	c_p (kPa)	ϕ_p (°)	F (YAS1)	F (YAS2)	F (YAS1)	F (YAS2)
En küçük	0.6	10.8	0.65	0.57	0.43	0.41
Ortalama	1.7	18.5	1.15	1.00	0.83	0.72
En büyük	3.5	23.8	1.53	1.33	1.11	0.96

YAS1: Su tablasının kayma yüzeyinin altında olması koşulu

YAS2: Saha çalışmaları sırasında gözlenen yeraltı suyu tablası

6 SONUÇLAR ve ÖNERİLER

Bu çalışmada, 60 yılı geçen bir süreden bu yana Babadağ ilçesinin önemli bir bölümünü tehdit eden oldukça yavaş gelişen bir yamaç hareketi, saha ve laboratuvar verileri ile birlikte deterministik ve nümerik analizlerin sonuçları da esas alınarak değerlendirilmiştir. Yamaç hareketi; marn-kumtaşı ardalıdaki düşük makaslama dayanımına sahip tabaka düzlemleri boyunca yılda 3.8 cm ile 15 cm arasında değişen bir hızla ilçenin doğusundaki vadiye doğru gelişmektedir.

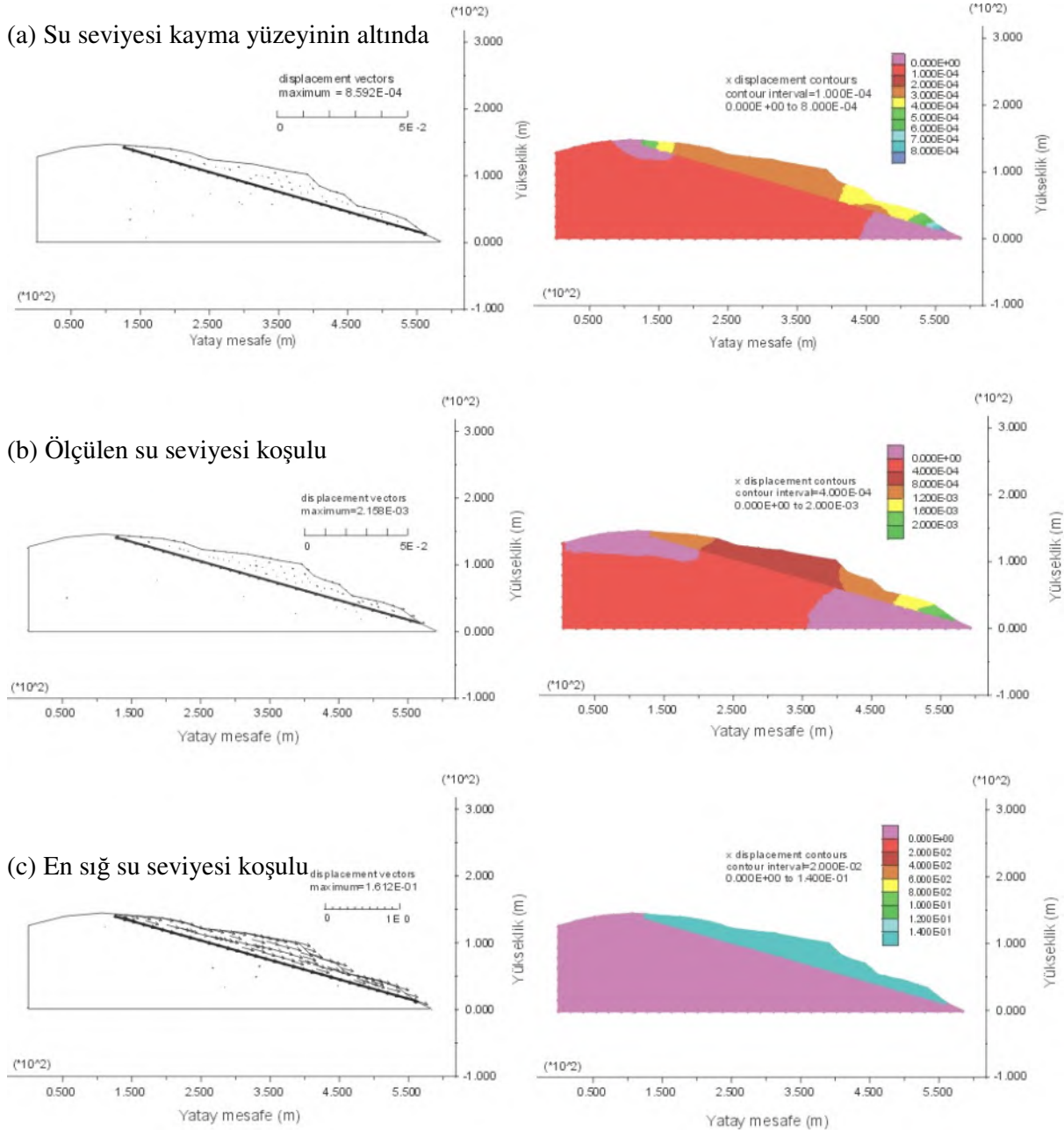
Tabakalanmanın konumu ve düşük dayanımlı olması, yeraltı suyu tablasının konumundaki değişimler ile atık su şebekesindeki kaçaklar ve derenin yamacın topuğunda neden olduğu aşınma gibi faktörler hareketin hızının artıp azalmasında önemli rol oynamaktadır. Ayrıca yeraltı suyu seviyesindeki, dolayısıyla gözenek suyu basınçlarındaki değişimler, tabakalanma düzlemlerinin makaslama dayanımındaki tedrici azalmada ve kalıcı deformasyonlarda etkilidir. Değerlendirmeler ayrıca, hareketin özellikle Gündoğdu Mahallesini etkilediğini, şistler üzerinde

kurulu kesiminin ise duraylı olduğunu göstermiştir. Psödo statik analiz sonuçları, üzerinde her ne kadar daha ayrıntılı çalışılması gerekiyorsa da, bölgede meydana gelmiş depremlerin söz konusu harekete katkısı olabileceğine işaret etmektedir. Nümerik analizlerin sonuçları, özellikle su tablasının etkisini açıkça ortaya koymuş, ayrıca dokuma tezgahlarından kaynaklanan titreşimlerin yamaç hareketine katkı sağlayabilecek boyutlarda olamayacağını göstermiştir. Yukarıda belirtilen değerlendirmeler çerçevesinde, ilçedeki yerleşimin, en azından, duraylı yamaçları oluşturan şistlere doğru

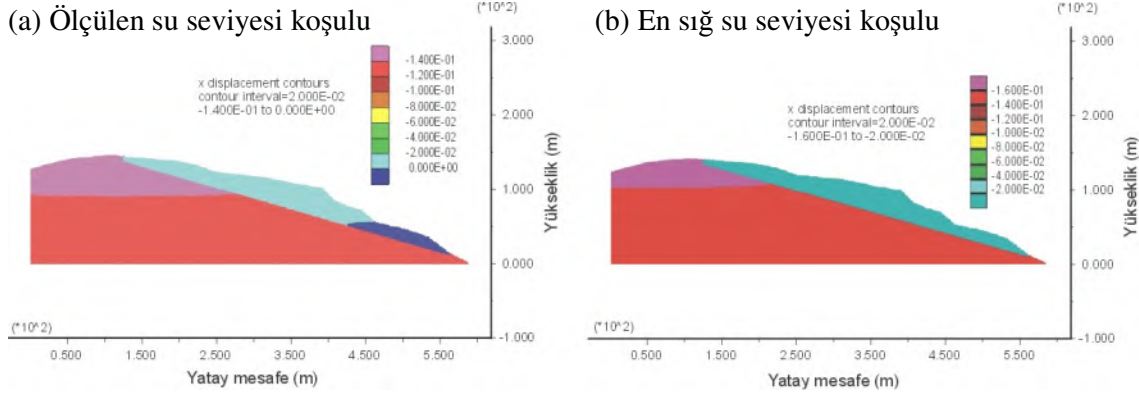
gelişmesinin, bir ölçüde de olsa, yarar sağlayabileceği söylenebilir.

KATKI BELİRTME

Yazarlar, sağladıkları olanaklar ve katkılarından dolayı Prof. Dr. Hisataka Tano (Nihon Üniv., Japonya), Prof. Dr. Ömer Aydan (Tokai Üniv., Japonya) ile Doç. Dr. Halil Kumsar (Pamukkale Üniv.)'a, ayrıca yardımlarından dolayı Müh. Yzb. V. Okan Atak (HGK), N.Sinan Işık (Gazi Üniv.) ile Hacettepe Üniversitesi'nden Doç. Dr. Harun Sönmez ve araştırma görevlileri Ergün Tuncay ile Özgü Kaşmer'e içten teşekkürlerini sunarlar.



Şekil 11 Yer değiştirme vektörlerini ve konturlarını gösteren nümerik analiz sonuçları



Şekil 12 Dokuma tezgahlarından kaynaklanan titreşimleri dikkate alan nümerik analizlerin sonuçları

KAYNAKLAR

- Atak V.O., Aksu O., Aydan Ö. & Çevik S.Y. 2003. Evaluation of long-term ground deformations of the landslide area of Babadağ through aerial photogrammetry technique. *Proceedings of the International Colloquium on the Instrumentation of Landslides and Earthquakes in Japan and Turkey*, H. Tano, H. Watanabe and Ö. Aydan (eds.), November 8, 2003, Nihon Univ., Koriyama, Japan, 133-142.
- Aydan Ö., Sezaki M. & Yazar Y. 1996. The seismic characteristics of Turkish Earthquakes. *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, CD2, Paper No.1025.
- Aydan Ö., Ulusay R., Kumsar H. & Çevik S.Y. 2003. Laboratory and in-situ tests on rock and bedding planes and machinery induced vibrations of Babadağ landslide area. *Proceedings of the International Colloquium on the Instrumentation of Landslides and Earthquakes in Japan and Turkey*, H. Tano, H. Watanabe and Ö. Aydan (eds.), November 8, 2003, Nihon Univ., Koriyama, Japan, 91-100.
- Çevik S.Y. 2003. *Babadağ (Denizli) ilçesindeki kütle hareketinin nedenleri, mekanizması ve modellenmesi üzerine bir araştırma*. Yüksek Lisans Tezi, Hacettepe Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Ankara, 162s.
- DAD 2003. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Afet İşleri Genel Müdürlüğü, Deprem Araştırma Dairesi, <http://www.deprem.gov.tr>
- Hamada M. 1992. Large ground deformations and their effects on lifelines: 1964 Niigata earthquake. Case study of Liquefaction and Lifeline Performance During Past Earthquakes. Japanese Case Studies. Tech. Rep. NCEER-92-001, Vol.1, M. Hamada and T. D. O'Rourke (eds.), National Center of Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y.
- ISRM 1981. *Rock Characterization, Testing and Monitoring: ISRM Suggested Methods*. E. T. Brown (ed.), Oxford: Pergamon Press.
- Itasca 2000. *UDEC (Universal Distinct Element Code) User's Guide*. Educational Version 1.8, Itasca Consulting Group Inc., 155p.
- Önay T.S. 1941. Babadağ civarı çöküntüleri. *MTA Dergisi*, 2, 300-303.
- Öngür T. 1971. Denizli-Babadağ çevresine ilişkin jeolojik etüt ve jeotermal olanakları. *MTA Rapor No. 4689*.
- Özpınar Y., Koralay K., Çobanoğlu İ., Köseoğlu M. & Sabaz Ü. 1999. Babadağ ve yakın çevresinin petrografik-jeolojik ve uygulamalı jeoloji açısından incelenmesi. 1. *Babadağ Sempozyumu Bildiriler Kitabı*, Denizli, 1-23.
- Şaroğlu F., Emre Ö. & Kuşçu İ. 1992. Active fault map of Turkey. *Publication of MTA*, Ankara, Turkey.

Uzun süreli Babadağ (Denizli) heyelanının kaya mekaniği açısından incelenmesi

An investigation of a long-term landslide of Babadağ (Denizli) from a rock mechanics point of view

H. Kumsar

Pamukkale Üniversitesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü Kınıklı Kampusu Denizli

Ö. Aydan

Tokai University Department of Marine Civil Engineering Shizuoka-ken Japan

H. Tano

Nihon University Department of Civil Engineering Koriyama Japan

O. Atak

Harita Genel Komutanlığı Ankara

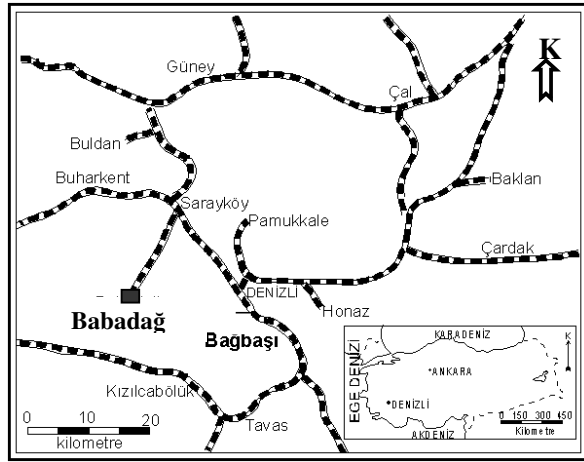
ÖZET: Babadağ ilçesi Denizli'ye 30 km uzaklıkta ve Büyük Menderes Havzası'nın güney yamacında kurulmuş 5000 nüfuslu bir ilçedir. Yatırım ve kalkınma girişimciliğinin beşiği olan ve dokumacılığın yaygın bir geçim kaynağı olduğu ilçedeki yerel halkın en büyük sorunu 1940'tan bu yana devam eden ilçenin üzerinde kurulu olduğu yamaçla ilgili duraysızlıktır. Babadağ'ın nüfusunun yarıya yakın kesiminin barındığı Gündoğdu mahallesi uzun süreli heyelan hareketinin meydana geldiği kumtaşı, marn, kilaşı, silttaşı birimlerinin ardalanmasından oluşan jeolojik birimlerin üzerinde yer almaktadır. Yıllık ortalama 10 cm'lik bir yer değiştirmenin meydana geldiği bu mahallede; yapılar çatlamaya, oturmaya eğilmeye ve ayrılmaya, yollar ise açılmaya maruz kalmışlardır. Bu çalışmada; hareketin hızının yanı sıra, yağışların ve yeraltı suyu seviyesindeki değişimlerin hareket üzerindeki etkisinin belirlenmesi amacıyla değişik ölçümler yapılmış ve elde edilen veriler değerlendirilmiştir. Bunun yanı sıra ilçe içindeki dokuma tezgahlarının oluşturduğu sarsıntılar, bölgesel depremsellik, su geçirgenliği gibi durumlar incelenmiş ve gözlenen uzun süreli kayma olgusuna olan etkileri incelenmiş ve tartışılmıştır.

ABSTRACT: Babadağ town is located at Southern hills of Büyük Menderes graben 30 km far from Denizli city. The population is 5000. Babadağ district is quite famous with its high skilled private sector establishes especially in textile industry. The main problem of the district is a long-term landslide which has been continuing since about 1940's. About the half of Babadağ population live in the houses on the unstable geological succession of sandstone, marl, claystone and siltstone. In Gündoğdu area of Babadağ, the annual displacement is about 10 cm. The houses on the unstable part of the district have cracks on their walls, columns and beams. The houses are tilted and there are cracks and displacements also on the roads. In this study in-situ measurements were carried out and the results were evaluated to investigate the relation between rain, groundwater fluctuations and the velocity of long-term landslide. In addition to that weaving machine and earthquake induced vibration effects, permeability and infiltration effects on the landslide were investigated and the results were discussed.

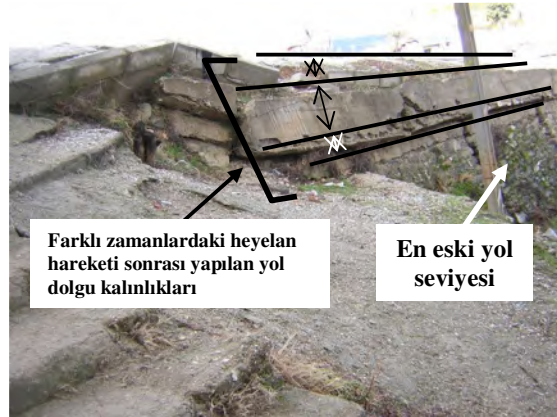
1 GİRİŞ

Babadağ ilçesi Denizli'ye 30 km uzaklıkta ve Büyük Menderes Havzası'nın güney yamacında kurulmuş 5000 nüfuslu bir ilçedir. Dokumacılığın yaygın bir geçim kaynağı olduğu ilçedeki yerel halkın en büyük sorunu ilçenin üzerinde kurulu olduğu yamaçla ilgili en az 65 yıldır devam eden duraysızlıktır (Önay 1941) (Şekil 1). Babadağ'ın nüfusunun yarıya yakın kesiminin barındığı Gündoğdu mahallesi uzun süreli heyelan hareketinin meydana geldiği jeolojik birimlerin üzerinde yer almaktadır. Yıllık ortalama

10 cm'lik bir yer değiştirmenin meydana geldiği bu mahallede; yapılar çatlamaya, oturmaya eğilmeye ve ayrılmaya, yollar ise açılmaya maruz kalmışlardır (Şekil 2). Bu çalışmada; hareketin hızının yanı sıra, yağışların ve yeraltı suyu seviyesindeki değişimlerin ve ilçedeki dokuma tezgahlarının hareket üzerindeki etkisinin belirlenmesi amacıyla değişik ölçümler yapılmış ve elde edilen veriler değerlendirilmiştir. Bu ölçüm ve değerlendirmelerim ışığı altında uzun süreli kayma olgusuna olan etkileri incelenmiştir. Bunun yanı sıra bölgesel depremlerin etkisi de göz önüne alınarak bazı değerlendirmeler yapılmıştır.



Şekil 1 İnceleme alanının yer bulduru haritası ve Babadağ ilçesinin genel görünümü



Şekil 2 Denizli-Babadağ İlçesi Gündoğdu Mahallesi'nde uzun süreli heyelandan dolayı yapılarındaki kaykılmalar ve değişik zamanlarda yapılan yol dolgu kalınlıklarındaki değişimler

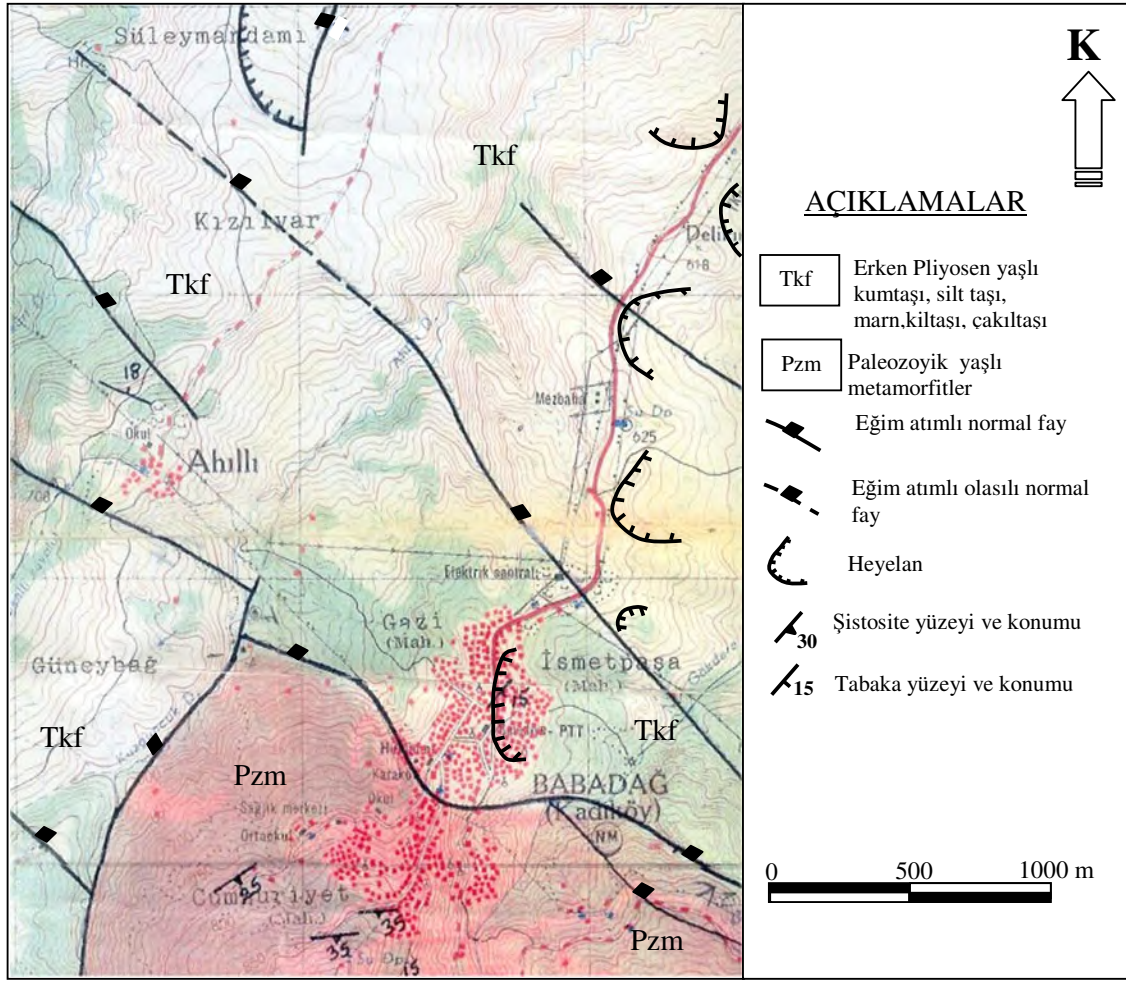
2 JEOLojİ

Babadağ ilçesinin önemli bir bölümü, genellikle marn, kumtaşı-marn ve çakıltası aralanmasından oluşan Erken Pliyosen yaşlı (Taner 1973) Kolonkaya formasyonu (Şimşek 1982) üzerinde kurulmuştur (Şekil 3). Bu formasyon ile temeli oluşturan metamorfik kayalar arasındaki dokanak ise KB-GD doğrultulu Babadağ fayı (Özpınar vd. 1999) ile sınırlıdır. Babadağ ilçesi güneyden kuzeye akan Gökdere ve Ahıllı dereleri arasındaki bir sırtta yer alır ve tabakalanma Gökderenin akışına dik olup, 14° - 25° arasında ve GD'ya eğimlidir. Marn tabakalarına dikey iki düşey eklem takımları görülürken zayıf az pekişmiş su geçirgenliği yüksek kumtaşında eklem takımlarına pek rastlanmamaktadır. Denizli grabenini güneyden sınırlayan KB-GD doğrultulu normal faylar metamorfik birimler ile Erken Pliyosen yaşlı tortul birimler arasındaki dokanağı oluşturmakta (Şekil 4) ve bu karakterdeki faylar tortul birimleri de kesmiştir. Bölgedeki listrik (iç bükey) fayların etkisi

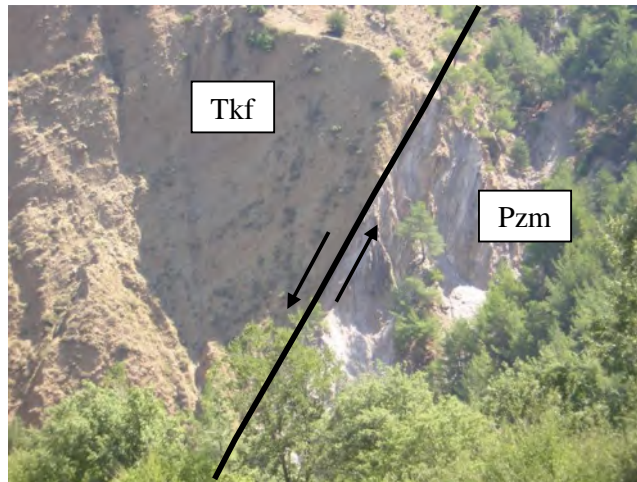
ile tortul birimler güneye doğru devrilmiş ve fay yüzeyine yaslanmıştır.

3 KAYA BİRİMLERİ ve SÜREKSİZLİKLERİN MEKANİK ÖZELLİKLERİ

Kaya birimlerinin mekanik özelliklerini incelemek üzere bir dizi deney yapılmıştır (Aydan vd. 2003). Laboratuvar deneylerinde elde edilen sonuçlar Çizelge 1'de özetlenmiştir. Bu deney sonuçları kumtaşının oldukça zayıf olduğu göstermektedir. Bunun yanı sıra, marn örneklerinin su içeriğinin değişimi ve buna bağlı hacimsel birim deformasyon değişimleri incelenmiştir. Bazı marn örnekleri kuru durumda tek eksenli basınç dayanımı 8-10 MPa iken suya konduğunda dağılarak kil haline dönüşmektedir. Bu durum özellikle bazı marn birimlerinin suya karşı çok zayıf olduğunu ve içsel erozyon olasılığının yüksek olduğunu göstermektedir.



Şekil 3 Babadağ ve yakın Çevresinin jeolojisi (Konak 2001 tarafından hazırlanan, ancak yayımlanmamış haritadan değiştirilerek)



Şekil 4 Kolonkaya formasyonu (Tkf) ile metamorfik temel kayalar arasındaki uyumsuz (faylı) dokanak

Ardalanmış kumtaşı ve marn tabakalanma yüzeylerinin yamaç hareketlerine olan etkisinin büyük olduğu düşünülerek bir dizi makaslama ve eğilendirme deneyleri yapılarak tabakalanma

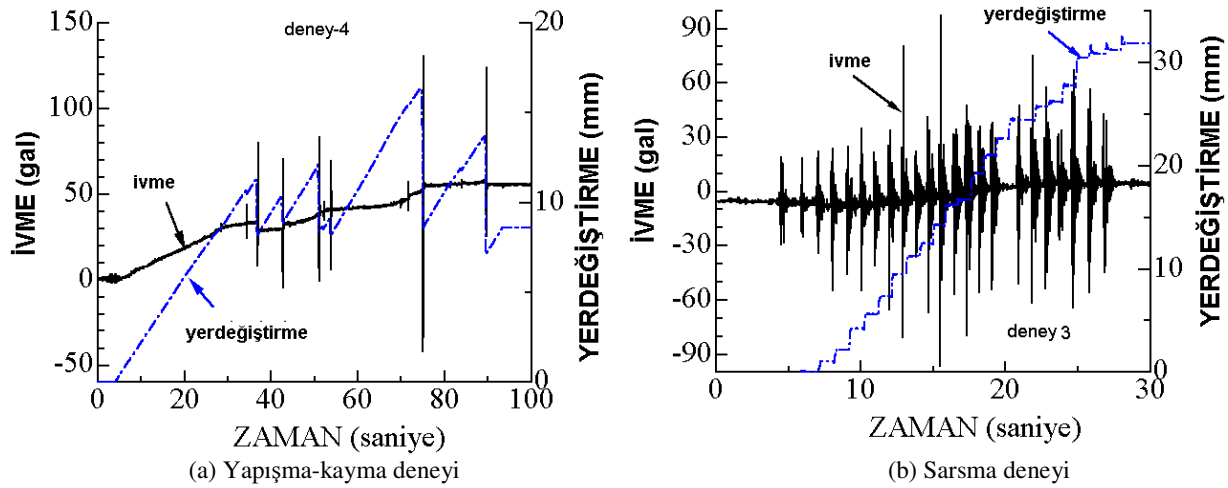
yüzeylerinin makaslama dayanımı incelenmiştir (Aydan vd. 2003). Yapılan deneyler sırasında kuru ve yaş durumlar için yüzeylerin makaslama özellikleri değerlendirilmiştir. Görünür kohezyonun çok küçük olduğu ve Mohr-Coulomb türü yenilme ölçütü kullanılarak yapılan değerlendirmede marn-kumtaşı arayüzeyinin yaş ve kuru durumda sürtünme açısının değişmediği ve değerlerinin ise 32° ile 36° arasında değiştiği ölçülmüştür. Çok düşük normal gerilmeler altında yapılan eğilendirme deneylerinden elde edilen statik sürtünme açısı 35.6° ile 40.5° arasında değişmekte olup, makaslama deneyleri ile uyumludur. Diğer yandan dinamik sürtünme açısı 34.73° ile 39.60° arasında değişmektedir. Dolayısıyla dinamik sürtünme açısı artık sürtünme açısına benzer olacağı düşünülürse artık durumda sürtünme açısının statik sürtünme açısının yaklaşık 0.95-0.97 arasında olacağı deneysel sonuçlardan anlaşılmaktadır. Tabakalanma yüzeyleri uzun süreli yer hareketleri altında yapışma-kayma (stick-slip) olgusu ile dokuma tezgahları ve/veya deprem yükleri altında sarsıntılara maruz kaldığı düşünülerek bir dizi yapışma-kayma ve sarsıntı

deneyleri yapılmıştır. Deney sonuçları Şekil 5’de gösterilmiştir. Özellikle yapışma-kayma deneyleri tabakalanma yüzeyinin sürtünme açısının sabit olmadığını ve bir değişim gösterdiğine işaret etmektedir. Diğer yandan sarsıntı deneyleri ise ani

sarsıntılara maruz kalan tabakalanma yüzeylerinin sarsıntı sırasında kaymanın ve sarsıntının sonra durması sonucu basamak türü yer hareketlerinin meydana geleceğini göstermektedir.

Çizelge 1 Kuru kumtaşı ve marnların fiziksel ve mekanik özellikleri

Kaya birimi	Yoğunluk (kN/m ³)	Boşluk Oranı (%)	Dalga Hızı V_p (km/s)	Basınç Dayanımı σ_c (MPa)	İgne batma katsayısı NPI (N/mm)
Kumtaşı	17.7-18.2	18.9-25.8	0.8-1.2	0.25-0.6	7.06
Beyaz Marn	12.0-15.2	44.3-51.0	0.9-1.8	-	-
Sarı Marl	14.1-14.9	-	1.3-1.8	3.4-6.5	2.86
Kırmızı Marl	16.8-17.9	-	1.1-1.7	8.3-8.5	-
Yeşil Marl	15.7-16.9	-	1.3-2.1	-	2.86



Şekil 5 Yapışma-kayma deneyi ile sarsma deneylerinde izlenen davranışların ivme-yer değiştirme-zaman ilişkisi

4 YERİNDE GEÇİRGENLİK ve SIZMA DENEYLERİ

Kayma olgusunun yağışa olan bağımlılığının yüksek olması nedeniyle yerinde geçirgenlik ve sızma (süzülme) deneyleri yapılmıştır (Aydan vd. 2003). Bu amaç için Pamukkale Üniversitesi sondaj makinesi ile delme işlemi ve Tokai Üniversitesinin düzeneği kullanılarak ölçümler yapılmıştır. Bu deneylerde elde edilen geçirgenlik katsayısı 5.482×10^{-3} ile 1.25×10^{-2} mm/s arasında değişmektedir. Diğer yandan sızma (süzülme-infiltration) deneylerinde ise sızma katsayısı kumtaşında 1.67 mm/s olarak elde edilmiştir. Laboratuvarında yapılan geçirgenlik ve sızma (süzülme) deneylerinde de benzer sonuçlar elde edilmiştir.

5 DOKUMA TEZGAHLARININ OLUŞTURDUĞU SARSINTILAR

Dokuma tezgahlarının yamaç hareketine olan etkisinin incelenmesi için Gündoğdu mahallesinde Şekil 6’da gösterildiği gibi Tokai Üniversitesinin ölçüm sistemi kullanılarak ivme ölçümleri yapılmıştır. Bu ölçümlerde ahşap ve metal gövdeli dokuma tezgahlarının etkisini ayrı ayrı incelemek için dokuma tezgahları aşağıdaki düzende çalıştırılmıştır (Aydan vd. 2003);

DURUM 1:-Sadece a2 atölyesindeki iki metal dokuma tezgahları çalıştırılmış

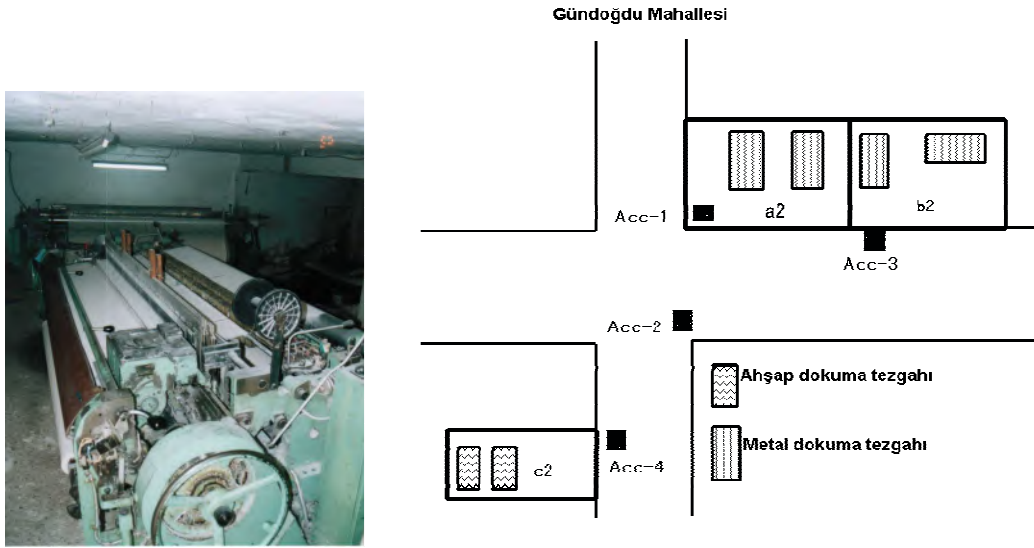
DURUM 2:-Sadece a2 ve b2 atölyelerindeki dört metal dokuma tezgahları çalıştırılmış

DURUM 3:-Sadece a2 ve b2 atölyelerindeki dört metal ve c2 atölyesindeki iki ahşap dokuma tezgahları çalıştırılmış.

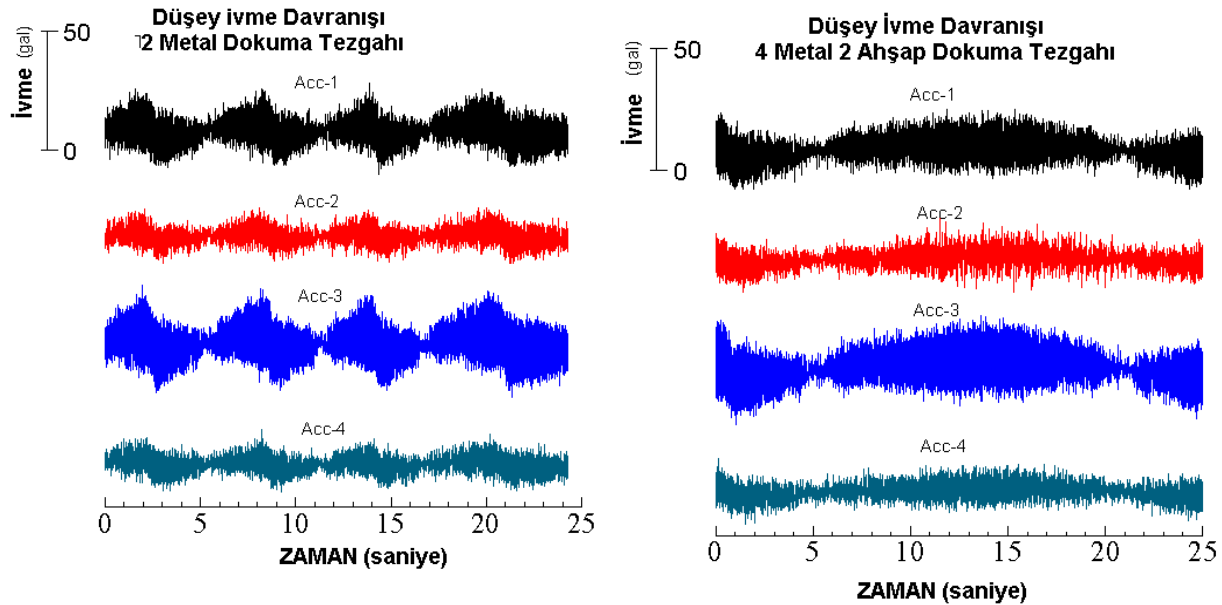
Dokuma tezgahlarının ivme etkisinin farkını görebilmek için aynı anda ve farklı zamanlarda 4 metal ve 2 ağaç dokuma tezgahları çalıştırılmış ve titreşimin etkisiyle zeminde ivme ölçümleri yapılmıştır. Bu ölçümlerde kuzey-güney, doğu-batı, yukarı-aşağı bileşenler ölçülmüştür. İvme ölçüm sonuçları Şekil 7’de verilmiştir. Ölçüm sonuçları genelde birbirine yakın sonuçlar vermektedir (Aydan vd. 2003). Dokuma tezgahlarına yakın olan ivme ölçerlerin sonuçlarında genlikler 20-25 gal civarında olup, tezgahlara daha uzak noktalardaki ivme

değerlerinden daha yüksektir. Bu dalgalar 5 s gibi periyoda sahip düşük sıklıktadır.

Üçüncü ölçümde 4 metal ve 2 ahşap gövdeli tezgahlar aynı anda çalıştırılmış ve alınan ölçüm sonuçlarında ivme ölçümlerinin genlikleri 25 gal’den düşük olup, 15-16 saniye gibi periyoda sahip düşük sıklıktadırlar. İvme ölçümleri tezgahların hemen yakınında tek ahşap tezgah için 50 gal ve metal tezgahlar için 25 gal dolaylarında olduğunu göstermiştir.



Şekil 6 Babadağ Gündoğdu mahallesinde bir dokuma tezgahının görünümü ve dinamik etki ölçüm sisteminin krokisi



Şekil 7 Dokuma tezgahlarının titreşiminden kaynaklanan ivme değişimleri

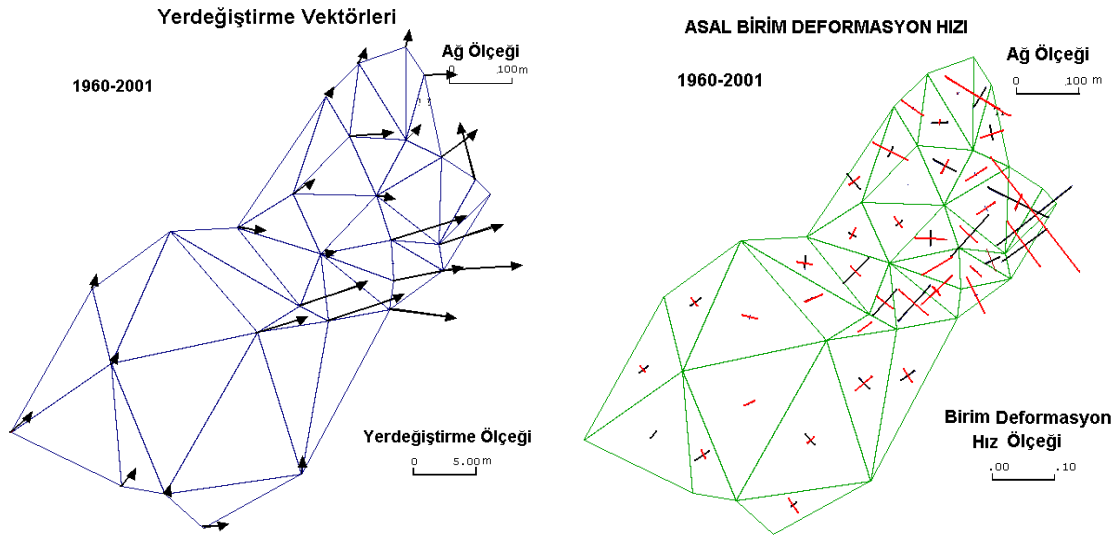
6 ÖLÇÜM ve İZLEME SİSTEMLERİ

6.1 Hareket izleme sistemleri

(a) Hava fotoğraflarından hareket izleme sistemi

Dünyada ilk defa hava fotoğrafları kullanılarak uzun süreli yamaç hareketlerini ölçmek üzere Babadağ Gündoğdu mahallesine uygulanmıştır. Ölçme yöntemin temel ilkeleri herbir dönem hava fotoğrafları değerlendirmeleri Atak vd. (2003)'te verilmiştir. Bu değerlendirme, Harita Genel Komutanlığı tarafından 1960 ve 2001 yılları arasında

alınmış hava fotoğrafları kullanılmıştır. Yer hareketlerinin 1940'larda başladığı düşünülürse ve bu fotoğrafların 1960 yıllarında alındığı gözönüne alınırsa, bu tür yerhareketlerinin izlenmesi açısından hava fotoğrafları tekniğinin ne kadar yararlı olacağını göstermektedir. Şekil 8, 1960-2001 yılları arasında meydana gelen yer değiştirme miktarı ile oluşan asal birim deformasyon hızı değişimlerini göstermektedir. Yıllık yer değiştirme değerleri 40 ile 160 mm arasında değişmektedir. Asal birim deformasyon hız dağılımından kayan kütlenin hareketinin sadece kayma değil, aynı zamanda saat yelkovanı yönüne benzer şekilde dönme olgusununda meydan geldiğine işaret etmektedir.



Şekil 8 Hava fotoğraflarından elde edilen 1960-2001 yılları arasında meydana gelen yer değiştirme miktarı ile oluşan asal birim deformasyon hızı değişimleri

(b) Yer değiştirme gözlem sistemleri

Gündoğdu mahallesinde 30 ayrı yerde oluşturulan istasyonlarda yer değiştirme miktarı ve hareket vektörlerinin yönleri ve büyüklükleri de elektronik mesafe ölçerle belirli aralıklarda alınan ölçümlerle belirlenmektedir. Ayrıca hareketli alanın sınırı boyunca belirlenen uzaklık ölçüm hatları (izleme) üzerinde seçilmiş ev, duvar ve direk gibi ölçüm yerlerinde taban noktasından hedef noktaları arasındaki uzaklıklar 6 aylık zaman aralıklarında ölçülüp, yer değiştirmeler ile zaman ve yağış arasındaki ilişkiler incelenmektedir.

6.2 Meteorolojik ve su seviyesi veri toplama sistemi

Babadağ yamaç hareketlerinin yağışla olan ilişkisinin araştırılması amacıyla Babadağ'da duraylı

şistler üzerinde yeralan Tarım İl Müdürlüğü bahçesinde bir meteoroloji istasyonu Nihon Üniversitesinden Prof. Tano tarafından kurulmuştur (Şekil 9). Bu istasyonda yağış, nem, yüzeyden 1 m derinliği kadar 4 ayrı seviyede ve atmosferin sıcaklık ölçümleri her saat başı kayıtlı edilmektedir.

Çalışma alanında yeraltı suyu seviyesindeki değişimlerin izlenmesi amacıyla 55 m derinlikte 3 adet sondaj kuyusu Pamukkale Üniversitesi tarafından açılmıştır. Bu sondaj kuyularının içinde SK2 no'lu kuyuya sayısal yeraltı suyu seviye ölçer cihazı yerleştirilmiş olup, seviye değişimleri kayıtlı edilmektedir (Şekil 10). Bunun yanı sıra, sürekli olmasa da, diğer iki kuyuda su seviye ölçümü devam etmektedir.



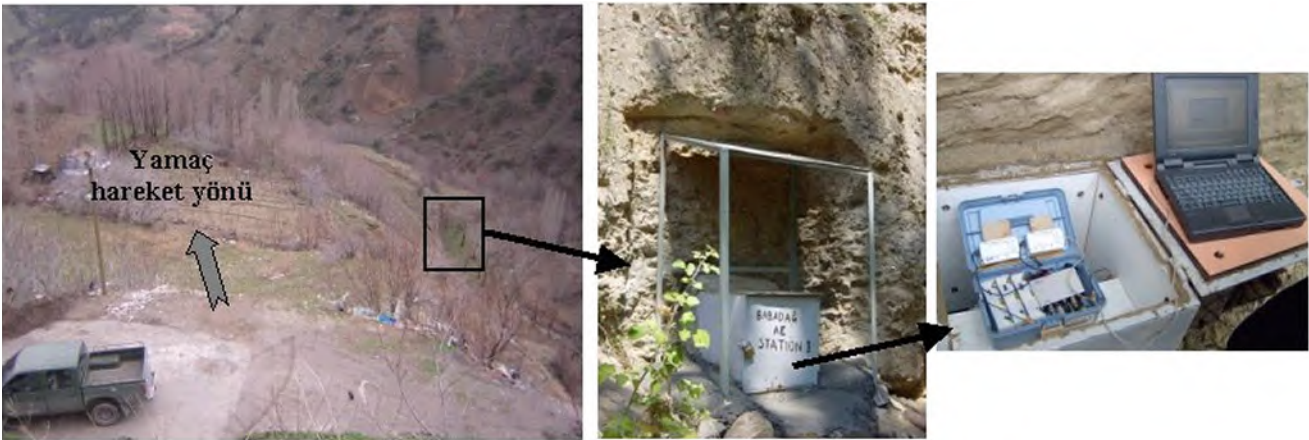
Şekil 9 Babadağ meteoroloji istasyonu



Şekil 10 SK2 su seviyesi gözlem istasyonu

6.3 Akustik emisyon sistemi

Farklı gerilmeler altında malzemelerde şekil değiştirme sonucu oluşan çatlak ve kayma sonucu açığa çıkan enerji sonucu yüksek frekanslı elastik dalgalar oluşur ve bu dalgalar akustik emisyon (acoustic emission) – AE olarak adlandırılmaktadır (Tano vd., 2003). Bu tür dalga sinyallerin yamaç hareketleri sırasında da oluşması doğal olarak beklenen bir olgudur. Uluslararası bir proje çerçevesinde Babadağ Gündoğdu Mahallesi yamaç hareketlerinin oluş nedenlerinin ve mekanizmasının araştırılması amacıyla yapılan uzun süreli yamaç hareketinin izlenmesi amacıyla H. Tano tarafından geliştirilen Nihon Üniversitesi Akustik Emisyon Sistemi Babadağ Gündoğdu Mahallesi hareketli alanda ve hareketsiz alanda olmak üzere 2 ayrı noktada yerleştirilmiştir (Şekil 11). AE sistemleri saniyede 30 AE sayımı yapabilecek kapasitede olup, her 10 dakikada bu sayımları toplayarak 10 dakikalık toplam sayımı kayıt etmektedir. Toplam 400 gün veri depolama kapasiteli kayıt cihazları ve AE sisteminin enerjisi alkalın pillerle sağlanmaktadır. AE sisteminde gerçek kaynak dışı gelen gürültüler ile yamaç hareketinden gelen AE sayımlarını ayırt etmek için kukla (dummy) ve etkin (aktif) olmak üzere iki tür AE veri kaydı alınmaktadır.



Şekil 11 Babadağ-Gündoğdu heyelanı topuğundaki AE1 istasyonu yeri ve ölçüm sistemi

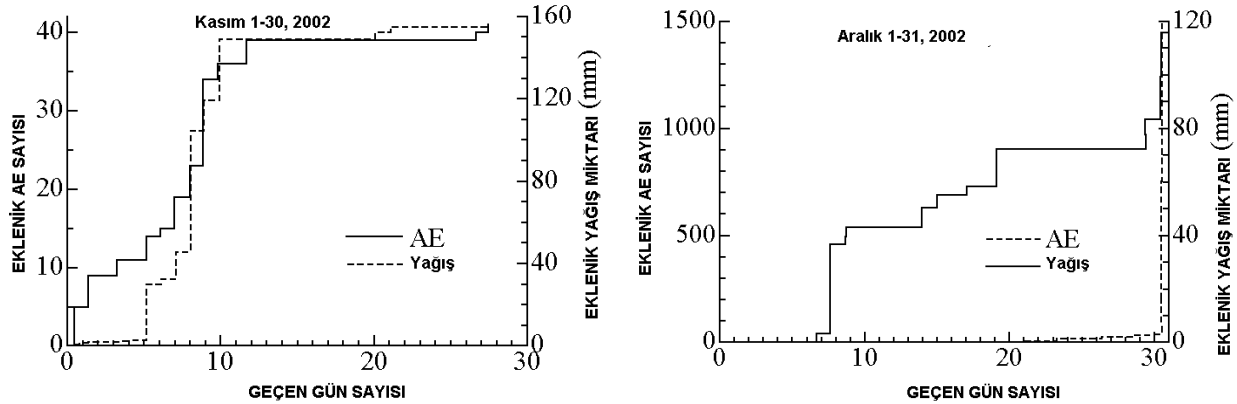
Şekil 12’de 2002 yılının Kasım ve Aralık aylarında AE1 istasyonundaki AE toplam sayılarını ve yağışla olan ilişkisini göstermektedir. Kasım ayında yağış artışına paralel olarak AE toplam sayılarında da artış meydana gelmiştir. Aralık ayında ise yağışların artmasına rağmen AE sayılarında önemli bir artış olmamıştır. Ancak 31 aralık tarihinde AE toplam sayısında ani bir artış meydana gelmiştir. Yağışlardaki artış olmasına karşın AE sayılarında artışın gecikmeli olması yağışın kar şeklinde olması ve yeraltı suyuna karışımının ve kayma yüzeyine olan etkisinin zaman alması şeklinde yorumlanabilir. Alınan uzaklık ölçüm verileri Eylül 2000-Eylül 2002 tarihleri için değerlendirildiğinde 25-38 mm arasında değişen yer değiştirmenin olduğu belirlenmiştir.

Bu verilerin yağışla olan ilişkisi incelendiğinde yağışlı mevsimler sonunda yer değiştirmelerin de arttığı tespit edilmiştir. Buna örnek olarak Şekil

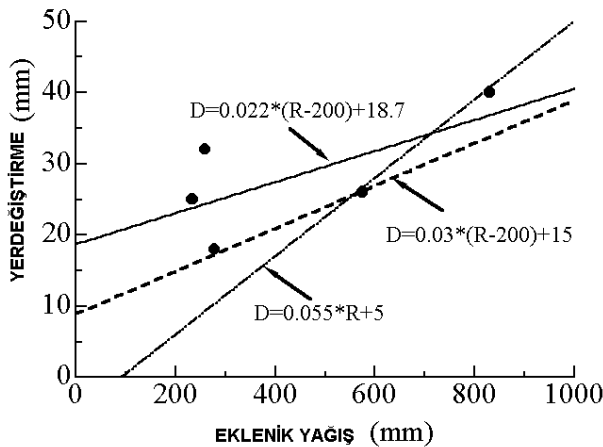
13’deki 1 numaralı mesafe ölçüm istasyonu değişimleri verilebilir. Bu ölçüm noktasında en fazla yer değiştirme meydana gelmiştir. 1 numaralı ölçüm istasyonundaki yer değiştirme ve yağış değerleri arasında Şekil 13’de gösterildiği gibi 3 ilişki öne sürülebilir. Şekilde gösterilen Tano vd. (2003)’in ilişkisi aşağıdaki gibidir;

$$D = 0.03(R - 200) + 15 \quad R \geq 200$$

Burada D , 1 Nolu ölçüm istasyonundaki yer değiştirme miktarı (mm), R aylık toplam yağış miktarıdır (mm). Bu eşitliğe göre hiç yağış olmadığı durumda bile 6 aylık yer değiştirme miktarının en az 15 mm olması gerekmektedir. Bu durumda yağış etkisinin dışında uzun süreli heyelanın hareketini etkileyen başka etkenlerin varlığının gerekli olduğu şeklinde yorumlanabilir.



Şekil 12 Kasım ve Aralık 2002 ‘de AE1 istasyonundaki toplam AE sayıları ile yağış ilişkisi



Şekil 13 Eylül 2000- Eylül 2002 tarihleri arasında 1 numaralı mesafe ölçüm istasyonu yer değiştirme-yağış miktarı ilişkisi

Diğer yandan $D = 0.055(R - 200) - 5$ ilişkisi ise, hareketin oluşabilmesi için yağış miktarının en az 100mm olmasını gerektirmektedir. Tüm veriler için en küçük kareler yöntemi kullanıldığında ise, $D = 0.022(R - 200) + 18.7$ gibi bir ilişki elde edilmiştir.

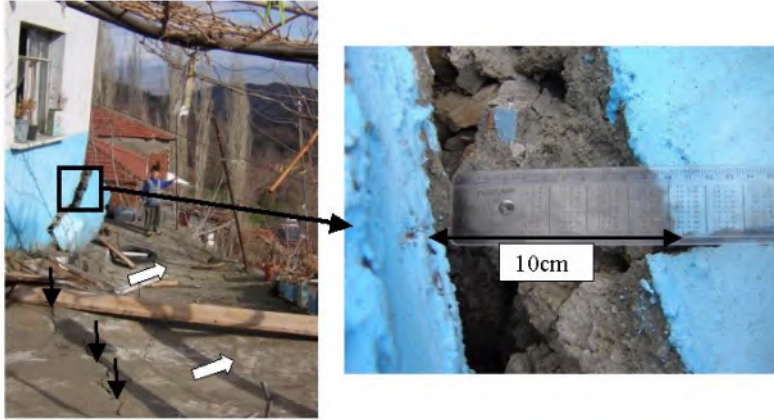
30 Ocak 2004 tarihinde Gündoğdu mahallesinde yoğun yağışların etkisiyle meydana gelen yamaç hareketinde biriket duvarlı bir yığma türü ev ağır hasar görmüştür. Bu yamaç hareketinde bina temeli duvardan 10 cm’lik bir yer değiştirme ile hareket yönünde ötelenmiştir (Şekil 14).

7 MATEMATİKSEL MODELLEME

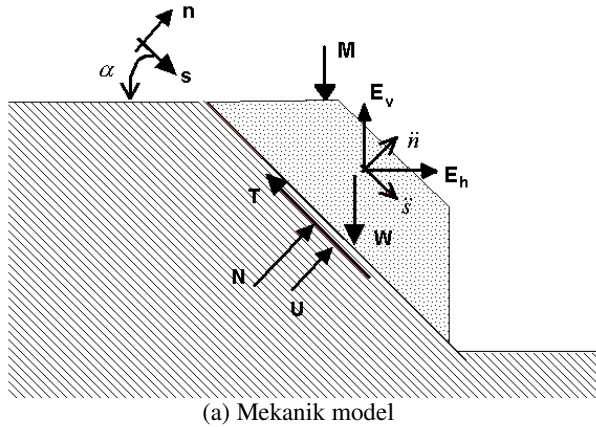
Babadağ-Gündoğdu uzun süreli heyelanı için Aydan (2003) tarafından geliştirilmiş bir matematiksel model önerilmiştir. Bu modelleme Aydan vd. (1996)

tarafından önerilen modellemenin üzerine geliştirilmiş olup, yağış, yer değiştirme, titreşimli makine etkisi ve depremden dolayı etkiyen dinamik yükleri de içermektedir. Yamaç ile aynı yönde eğimli tabakalanma gösteren bir kütleye etkiyen kuvvelerin dağılımı Şekil 15'te gösterilmiştir. Burada W : kayan yamaç kütlelerinin ağırlığı, M :

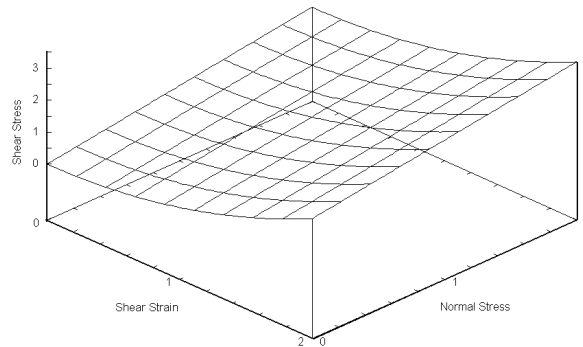
dokuma tezgahlarından dolayı etkiyen statik ve dinamik yük, U : suyun kaldırma kuvveti, E_v ve E_h : yatay ve düşey deprem yükleri, T : kayma yüzeyi boyunca etkiyen tutucu kuvvet, N : kayma yüzeyine etkiyen normal kuvvet, s : s eksen, n : n eksen, α : kayma yüzeyi eğim açısıdır.



Şekil 14 30 Ocak 2004 tarihinde Gündoğdu mahallesinde meydana gelen yamaç hareketi ve yarattığı hasarlar



(a) Mekanik model



(b) Bingham yenilme ölçütü

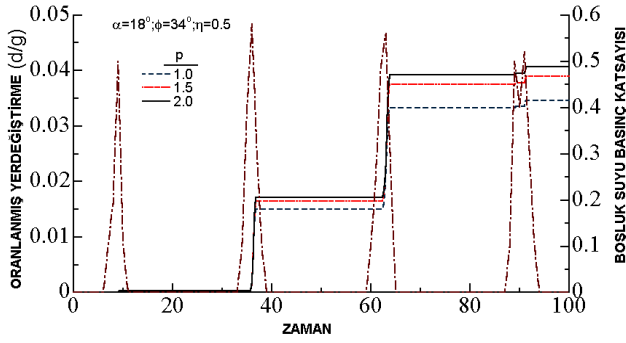
Şekil 15 Kayan kütlelerin mekanik modeli ve yenilme ölçütü

Sonlu farklar çözümleme yöntemi kullanılarak sınır denge yöntemine dayanarak elde edilen doğrusal ve homojen olmayan diferansiyel denklemin çözümü sayısal olarak elde edilmiş ve Aydan (2003) tarafından Babadağ-Gündoğdu heyelanına uygulanmıştır. Bu çözümde kayma kütlesi ile ana kaya arasındaki eğimli kayma yüzeyindeki makaslama direncinin Bingham türü doğrusal olmayan visko-plastik yenilme ölçütüne uygun olduğu varsayılmıştır (Aydan 2003). İlk uygulamada Bingham yenilme ölçütünün üssel değeri 1 ile 2 arasında değiştirilmiş ve kayma yüzeyine etkiyen su basıncının değeri Şekil 16'da gösterildiği gibi

değişim gösterdiği varsayılarak yamacın yer değiştirme davranışı hesaplanmıştır. Elde edilen yer değiştirme davranışı Babadağ Gündoğdu mahallesindeki yamaç hareketi ile uyum göstermektedir.

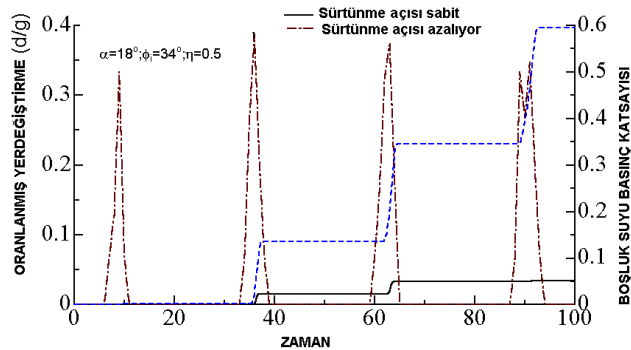
İkinci örnek uygulamada kayma yüzeyinin sürtünme açısının zamanla azalımı aşağıdaki fonksiyona göre meydana geldiği düşünülmüştür.

$$\phi = \phi_r + (\phi_p - \phi_{rr})e^{-t/\tau}$$



Şekil 16 Kayma kütesinin yer değiştirme davranışı (Bingham ölçütü üssel sayısı değişken)

Hesaplamalarda sürtünme açısı 34° 'den 28° 'ye yukarıda verilen fonksiyona göre azaltılarak çözüm yapılmıştır. Bu uygulamada sürtünme açısı ilk aşamada sabit tutulmuş ve ikinci aşamada azaltılmıştır. Şekil 17 sürtünme açısının sabit olması ve yukarıdaki fonksiyona göre azalması durumunda elde edilen yer değiştirme-zaman ilişkisini göstermektedir. Şekilden de açık olarak görüldüğü üzere sürtünme açısının azalmasının yamaç hareketinin zamanla artacağına işaret etmektedir.

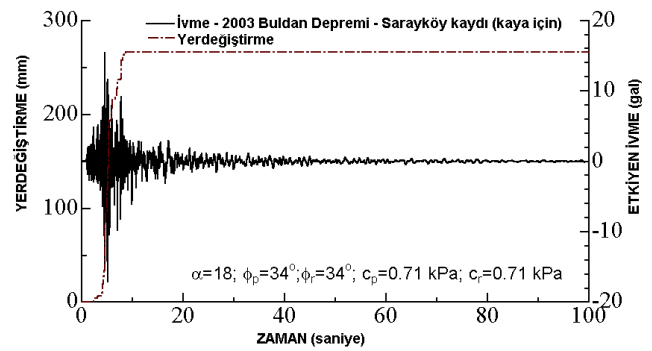


Şekil 17 Kayma kütesinin yer değiştirme davranışı (sürtünme açısı azaltılarak)

Dokuma tezgahlarının oluşturduğu ivmeye bağlı olarak kuru ortamda yamaç hareketinin meydana gelmeyeceği yapılan hesaplamalar sonucu anlaşılmıştır (Aydan 2003). Fakat tezgahların diğer etkenlerle birlikte etkimesi halinde yamaç hareketine katkıda bulunabilir. Denizli bölgesinin depremselliği oldukça yüksek olup, aletsel büyüklüğü 6.3-6.5 olan deprem üretme olasılığı söz konusudur.

Diğer yandan bölgedeki aktif faylar gözönüne alındığında, Pamukkale fayı 6.3 ve Buharkent-Sarayköy fayı 6.2 ve Babadağ-Honaz fayı ise 6.4'lük deprem üretebilir (Aydan 2003). Bunun yanı sıra, tarihsel olarak Pamukkale ve Laodekia'nın

depremlerden hasar gördükleri ve yer yer fay atımlarının 200-250 cm'ye ulaştığı düşünülürse Aydan (1997)'in geliştirdiği görgül ilişkiden bölgede büyüklüğü 7.2-7.5'e varan depremler meydana gelebilir. Temmuz 26, 2003'de Buldan depreminin Sarayköy'deki kaydı Aydan (2001)'in önerdiği ilişkiye göre kaya için azaltılarak Gündoğdu yer kayması bölgesine uygulanmış ve hesaplama sonuçları Şekil 18'de gösterilmiştir. Bu deprem sırasında hareket miktarının 270 mm'ye ulaşabileceği hesaplanmıştır. Deprem sonrası bölgede halen yer değiştirme ölçümü yapılmadığı için bu değerin sınanması şu ana kadar mümkün olmamıştır.



Şekil 18 Buldan depreminin ivme kaydı için heyelan kütesinin yer değiştirme davranışı

8 SONUÇLAR

Bu çalışmada yaklaşık 60 sene önce başlıyan Gündoğdu Mahallesi yamaç hareketi olgusunun oluşum mekanizmasının aydınlatılması ve gelecekteki duraylılığının tahmin edilmesi için kaya mekaniği açısından bir dizi laboratuvar ve yerinde deneyler ve ölçümler gerçekleştirilmiştir ve bir matematiksel model geliştirilmiştir. Şu ana kadar yapılan inceleme ve ön değerlendirmeler yağışın yamaç hareketinin en önemli etmeni olduğu bunun yanı sıra, dokuma tezgahlarının ve bölgesel depremlerin yer hareketlerini etkileyebileceği anlaşılmıştır. Olayın bazı anlaşılmayan yönlerini aydınlatmak ve ilçenin uzun süreli duraylılığının kesin belirlenebilmesi için şu anda yapılan ölçümlere devam edilmesi ve önerilen matematiksel yöntemin geometrik olarak daha karmaşık durumlara uygulanacak şekilde geliştirilmesine gerek duyulmaktadır.

9 TEŞEKKÜR

Yazarlar arazi çalışmalarında ve sonuçların değerlendirilmesinde katkılarından dolayı Hacettepe Üniversitesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü Profesörü R. Ulusay'a teşekkürü bir borç bilirler. Ayrıca yazarlar Babadağ'daki arazi çalışmalarına destek veren Pamukkale Üniversitesi Rektörlüğü'ne, Babadağ Belediyesi ve Denizli Valiliği-Tarım İl Müdürlüğü'ne ve özel kuruluşlara ve yardımsever Babadağ halkına teşekkür ederler.

KAYNAKLAR

- Atak O., Aksu O., Aydan Ö. & Çevik Y. 2003. The evaluation of long-term ground deformation of the landslide area of Babadağ through arial photogrammetry technique. *An International Colloquium on The Instrumentation and Monitoring of Landslides and Earthquakes in Japan and Turkey*, November, 8, 2003. Japan, 133-142.
- Aydan Ö. 1997. The seismic charecteristics of and the occurence pattern of Turkish earthquakes. *Turkish Earthquake Foundation*, Report No: TDV/TR 97-007, 41p.
- Aydan Ö. 2001. Comparison of suitability of submerged tunnel and shield tunnel for subsea passage of Bosphorus (in Turkey). *Geological Engineering Journal*, 25(1), 1-17.
- Aydan Ö. 2003. The mechanism of the long-term land slide at Babadağ. *An International Colloquium on The Instrumentation and Monitoring of Landslides and Earthquakes in Japan and Turkey*, November, 8, 2003. Japan, 39-50.
- Aydan Ö., Üçpırtı H. & Kumsar H. 1996. Stability of slopes having an inclined sliding surface with a visco-plastic behaviour. *Prooceedings of the Korea-Japan Joint Symposium on Rock Engineering*, edt by C. I. Lee and H. K. Moon, Seoul, Korea, 437-443.
- 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*, November, 8, 2003. Japan, 91-100.
- Konak N. 2001. *Denizli Babadağ ve çevresinin Jeoloji Haritası*, MTA, Ankara (yayımlanmamış).
- Önay T.S. 1941. Babadağ civarı göçüntüleri, *MTA Dergisi*, Ankara, 300-3003.
- Özpınar Y., Koralay T., Çobanoğlu İ., Köseoğlu M. & Sabaz Ü. 1999. Babadağ ve yakın çevresinin jeolojik-petrografik ve uygulamalı jeoloji açısından incelenmesi, *I. Babadağ Sempozyumu*, Pamukkale Üniversitesi, 1-23, Denizli.
- Şimşek Ş. 1982. Denizli Sarayköy-Buldan alanının jeolojisi ve jeotermal olanakları, *İ.Ü. Yer Bilimleri Fakültesi Yayın Organı*, 3/1-2, 145-162, İstanbul.
- Taner G. 1974. Denizli Bölgesi Neojen'inin paleontolojik ve stratigrafik etüdü, *MTA Dergisi*, 83, 145-177, Ankara.
- Tano H., Kumsar H., Aydan Ö. & Ulusay R. 2003. The assessment of the Babadağ lanslide behavior by a simple field measurement system. *An International Colloquium on The Instrumentation and Monitoring of Landslides and Earthquakes in Japan and Turkey*, November, 8, 2003. Japan, 1-9.

Pulpınar Krom İşletmesinde püskürtme beton uygulamaları ve sonuçlarının geleneksel ahşap tahkimatla karşılaştırması

Shotcrete implementations in Pulpınar Chromite Mine and comparison with the traditional timber support systems

S. Yüksek & A. Demirci

Cumhuriyet Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Maden Mühendisliği Bölümü 58140 Sivas

Ö. Dayı

Dedeman Madencilik AŞ Kayseri

ÖZET: Bu bildiri, Pulpınar yeraltı krom işletmesinde uygulana gelen ahşap tahkimat sistemi ile deneme uygulaması yapılan püskürtme beton sistemlerine yönelik çalışmaların değerlendirmelerini içermektedir. Bu kapsamda, çeşitli araştırma çalışmalarıyla daha önce belirlenmiş olan maden yatağı ve yan kayaçlarının jeolojik ve jeomekanik özellikleri derlenmiş ve değerlendirilmiştir. Daha sonra, işletmedeki mevcut ahşap tahkimat sistemi ile değişik püskürtme beton sistemlerinin maliyetleri araştırılmış ve analiz edilmiştir. Parasal değerlendirmeler sonucuna göre püskürtme beton ve çelik telli püskürtme beton uygulamasının maliyeti, ahşap tahkimata göre daha düşüktür. Buna karşılık çelik hasırlı püskürtme beton uygulaması daha pahalı bir sonuç vermiştir. İşletmede, ahşap tahkimatın dezavantajları püskürtme beton kullanarak giderilmiştir.

ABSTRACT: This paper deal with the test implementation of shotcrete in Pulpınar underground chromite mine and its comparison with traditional timber support system. Within the scope of this work the geologic and geomechanical parameters of ore deposit and surrounding rocks from various research works have been collected and evaluated. In this regard the present support system, various shotcrete systems and their cost have been investigated and analyzed. According to the results of monetary valuation the single shotcrete system the dramix reinforced shotcrete system is less expensive than the traditional timber support system. On the other hand the steel mesh reinforced shotcrete system is much expensive than the other support systems. In this regard, the disadvantages of the timber support system have been eliminated using shotcrete systems.

1 GİRİŞ

Pulpınar Krom İşletmesi, Kayseri ili'nin 80 km doğusunda, Pınarbaşı ilçesine 25 km uzaklıkta, Pulpınar ve Büyük Karamanlı Köyleri arasında bulunmaktadır. İşletme ve çevresi 1500-1800 m kotları arasında yer almakta olup bölgede genellikle engebeli bir topografya hakimdir.

Maden işletmelerinde veya ilgili yeraltı yapılarında mühendislik girişimleri sonucu açılan tünel, galeri ve kuyu gibi kalıcı veya geçici yeraltı boşlukları ile ilgili stabilitenin sağlanması birinci derecede önemli ve önceliklidir. Bu amaçla yaygın ve yoğun olarak ahşap, beton, betonarme, çelik bağ, çelik hasır, kaya bulonu ve bunlarla birlikte veya tek başına, kesit geometrisiyle uyum sağlayan dramiks çelik telli veya donatısız püskürtme beton kullanılmaktadır. Bu kapsamda özellikle 1960'lı yıllardan sonra Rabcewicz vd. (1964, 1965) tarafından geliştirilen Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi paralelinde kaya ortamının davranış ve jeomekanik özelliklerine göre Steiner & Einstein (1980) tarafından önerilen püskürtme beton, önemli

bir aşama kaydetmiştir. Belirli şartlarda ve özellikle ayrışma ve dökülmeleri önlemek için püskürtme beton tek başına çok önemli işlevler görmektedir (Yüksel & Arıoğlu 2002).

Pulpınar yeraltı krom işletmesinde 1986 yılından beri kuyu dahil, ana nakliye, başyukarı ve üretim galerilerinde ağaç tahkimat kullanılmaktadır. Ancak kullanılan ahşap tahkimat yeraltı ortam koşullarından dolayı çürüdüğü ve dayanımını kaybettiği için her yıl en az bir kez yenilenmektedir. Ayrıca ahşapla tahkim edilen ve kesit geometrisiyle uyum sağlamayan bazı kısımlarda ayrışma ve dökülmeler olmaktadır. Diğer yandan ahşap tahkimat, kesitleri önemli ölçüde daraltmaktadır.

Bahsedilen olumsuzlukları gidermek için, 2002 yılında başlayan ve öncelikle yeni kuyu ve ana nakliye yolları gibi uzun süreli kalıcı boşlukların tahkiminde ahşap malzemeler yerine donatılı veya donatısız püskürtme beton deneme uygulamalarına başlanmıştır. Bu kapsamda yeni tahkimat çalışmaları incelenerek çeşitli değerlendirmeler yapılmıştır.

2 MADEN YATAĞININ JEOLJİK ve JEOTEKNİK ÖZELLİKLERİ

Bölgede bulunan Toruntepe, Pulpınarı, Karahacılı gibi kromit cevherleri, Alpin tipi yataklanma grubuna girmektedir. Bu yataklar tektonik levhaları birbirine bağlayan kenet kuşaklarında rastlanmaktadır. Pulpınar sahasında kalın bir harzburjit serisi ile iki kalın dünit zonu bulunmakta ve NE-SW doğrultulu diyabaz daykları yer almaktadır. Bu dayklara bağlı faylarla cevher 2 m ile 50 m arasında değişen mesafelerde ötelenmiştir (Çoğulu 1986). İnceleme kuyusundaki (Banu kuyusu/4 nolu kuyu) cevherleşme; serpantinleşmiş harzburjitle uyumlu olarak dünit-harzburjit yan kayaçları içinde masif ve dissemine yapıda, damar ve merceksi şekle sahip olup, Cr_2O_3 tenörü %30-%52 arasında değişmektedir (Alku 2004). Kalınlığı 40 cm ile 19 m arasında değişen cevher damarı N75E doğrultusunda 250 m uzanmakta ortalama 60° SE yönünde 380 m dalmaktadır. Tahminlere göre mineralleşme yaklaşık olarak 400 m derinlere inmektedir. Bahsedilen kuyu sahasındaki cevherleşmenin üç boyutlu maketi Şekil 1’de görülmektedir.



Şekil 1 Banu kuyusu ve cevher kütlelerinin 3 boyutlu modeli

Bölgedeki cevher ve yankayaç oluşumları başlangıç evresinde plastik deformasyonlara uğrayarak yapısal foliasyon (N33E/60SE) ve dokusal lineasyon (N14E/51SE) özellik kazanmışlar ve daha sonra taşınarak Pınarbaşı ofiyolit naplarını oluşturmuşlardır. Yerleşme evresinde blok hareketlerine bağlı cevher doğrultusuna paralel normal ve ters faylar ile cevher doğrultusuna dik veya küçük açılarla kesen faylar oluşmuştur (Çoğulu 1986). İnceleme kuyusunun bulunduğu sahada N20E

ve N30W doğrultularda 30°-70° NW ve NE eğimli fayların varlığı tespit edilmiştir (Alku 2004).

İnceleme sahasındaki cevher ve kayaçların jeoteknik parametreleri çeşitli laboratuvar deneyleri (ISRM 1981) ile belirlenmiş ve bu deneyler bazında saha ile ilgili Schmidt çekici sertliği, nokta yükleme dayanımları, darbe dayanımı, dolaylı çekme, tek eksenli basınç dayanımı, kohezyon, içsel sürtünme açısı ile elastisite modülü ve Poisson oranı değerleri Çizelge 1 ve Çizelge 2’de verildiği şekliyle tespit edilmiştir (Demirci vd. 1994). Çizelge 3’te ise bu değerler bazında tayin edilen sağlamlılık dereceleri verilmiştir. Yapılan değerlendirmelere göre tavantaşı için; “iyi kaya”, “sağlam kaya”, cevher için; “orta dayanımda” ve “orta sağlamlıkta kaya”, tabantaşı için ise; “iyi kaya”, “sağlam kaya” gibi tanımlamalar yapılmıştır. Ayrıca Çizelge 3’den görüleceği üzere RMR sınıflamasında tahkimatsız kazı açıklığının; tavantaşında 3,4 m, cevherde 2,3 m, tabantaşında ise 3,4 m olabileceği tahmin edilmiştir. Yine RMR’ye göre orta sağlamlılıktaki cevher için 4,5 m kazı açıklığının tahkimatsız kalma süresinin 1 hafta ve sağlam kaya olarak belirlenen tavan ve tabantaşı için ise 8 m açıklığın 6,5 ay tahkimatsız olarak duraylı kalabileceği belirtilmiştir.

3 PÜSKÜRTME BETON ve UYGULAMASI

Türk Standartları Enstitüsü (TS 11747)’ne göre, “püskürtme beton; onarım ve yapım amacı ile önceden hazırlanmış olan betonun hava basıncı yardımı ile yüksek hızla uygulama yüzeyi veya uygulama alanına püskürtülerek elde edilen betondur” şeklinde tarif edilmektedir. Ayrıca çelik telli püskürtme beton tanımlaması için, tel karışım, uygulama ve kontrol kuralları ile ilgili ulusal ve uluslararası bir çok standartlar (TS 10513, TS 10514, NCA, ACI) mevcuttur. Standartlarda da tanımlandığı gibi, püskürtme beton yapımında kullanılan malzemeler, geleneksel betonda kullanılan agrega, çimento ve su malzemelerinden ibarettir. İlâveten priz hızlandırıcı da katılmaktadır. Basıncılı hava ile borularla taşınıp püskürtülerek kullanılan ve kalıp olmaksızın kısa sürede dayanım sağlayarak taşıyıcılık özelliği kazanan beton, pek çok yeraltı mühendislik uygulamalarının vazgeçilmez malzemesi olmuştur.

Çizelge 1 Arazi gözlem ve ölçüm sonuçları (Demirci vd. 1994)

LOKASYON	KAYA BİRİMİ	JEOTEKNİK TANIM	Schmidt Çekici Sertliği	Nokta Yüklü Dayanımı $I_{s(50)}$ (Mpa)
40 Katı	Tavantaşı	Grimsi yeşil, az derecede ayrılmış. Düzensiz eklem takımı, ortalama süreksizlik aralığı 70 cm. Devamlılık ortalama 40 cm. Düz-dalgali. Belirgin dolgu malzemesi yok	19,80±4,26	5,06±1,87
	Cevher	Koyu gri. Düzensiz eklem takımı, ortalama süreksizlik aralığı 80 cm. Ortalama devamlılık 25-30 cm. Orta derecede nemli. Pürüzlü basamaklı. Yer yer, sert yeşil görünümde serpantin dolgu var.	32,80±5,75	8,29±3,96
	Tabantaşı	Yeşilimsi gri, orta derecede ayrılmış. Düzensiz eklem takımı, ortalama süreksizlik aralığı 50 cm. Ortalama devamlılık 30 cm. Düz-basamaklı. Belirgin dolgu malzemesi yok.	36,60±5,42	7,58±1,56
70 Katı	Tavantaşı	Koyu gri görünümde. Az su geliri var. Oldukça nemli. Düzensiz eklem takımı. Ortalama süreksizlik aralığı 50 cm. Dalgali basamaklı, az pürüzlü.	29,90± 7,22	6,09± 1,95
	Cevher	Koyu gri görünümde. Düzensiz eklem takımı. Ortalama süreksizlik aralığı 53 cm. Dalgali basamaklı, pürüzsüz, iç kısımlarda dalgali düz. Aynanın ortasında max. 3 cm eninde ve 3 m devamlılığında yeşilimsi zayıf serpantin dolgu var.	31,10± 5,84	5,27±2,28
	Tabantaşı	Düzensiz eklem takımı. Ortalama süreksizlik aralığı 48 cm. Ortalama devamlılık 45 cm. Basamaklı düz pürüzlü, iç kısımlar dalgali düz.	33,00 ± 5,93	7,91± 2,00
100 Katı	Tavantaşı	Yeşilimsi gri görünümde, yer yer fay nedeniyle kahverengimsi görünümde. Az derecede ayrılmış. Düzensiz eklem takımı. Ortalama süreksizlik aralığı 43 cm. Düz dalgali, cevherden uzaklaştıkça yüzey pürüzlülüğü artıyor.	22,70± 3,16	4,51± 1,80
	Cevher	Kahverengimsi görünümlü. Orta derecede ayrılmış. Düzensiz eklem takımı. Ortalama süreksizlik aralığı 54 cm. Ortalama devamlılık 67,5 cm. Pürüzlü dalgali, iç kısımlarda basamaklı pürüzlü. Yeşilimsi renkte, zayıf, giderek daralan 3 cm genişliğinde ve 2 m devamlılıkta eğimi yataya yakın dolgu malzemesi var.	25,30±7,18	0,51± 0,03
	Tabantaşı	Yeşilimsi gri görünümde, yer yer az derecede ayrılmış kısımlar var, genelde taze. Düzensiz eklem takımı. Ortalama süreksizlik aralığı 63 cm. Dalgali düz, iç kısımlarda basamaklı pürüzlü	33,20±5,43	4,41±2,05

Çizelge 2 Kaya mekaniği laboratuvar deney sonuçları (Demirci vd. 1994)

Kaya Birimi	Yoğunluk (gr/cm ³)	Nem Oranı (%)	Suya Dayanım İndeksi (I_{d-2}) (%)	Darbe Dayanımı (MPa)	Dolaylı Çekme Dayanımı (MPa)	Tek Eksenli Basınç Dayanımı (MPa)	Kohezyon (MPa)	İçsel sürtünme Açısı (°)	Elastisite Modülü (GPa)	Poisson Oranı
Tavantaşı	2,615±0,031 (2,554-2,636)	0,8	99,24±0,040 (99,18-99,27)	6,34±4,98 (1,68-17,96)	6,74±1,23 (5,56-10,4)	69,95±24,83 (27,10-111,2)	25,02	40,01	33,42	0,3818
Cevher	2,694±0,012 (2,685-2,721)	1,1	99,42±0,035 (99,38-99,46)	9,55±5,61 (2,74-21,88)	7,79±2,73 (3,34-12,2)	79,14±36,90 (30,28-145,2)	16,72	42,82	27,50	0,2607
Tabantaşı	4,039±0,121 (3,765-4,097)	0,2	97,75±0,539 (97,26-98,30)	4,69±3,21 (1,07-11,42)	7,40±2,13 (3,01-10,9)	52,83±19,43 (24,79-89,40)	32,53	30,46	75,80	0,2464

*Min. ve max. değerler parantez içinde verilmiştir

Çizelge 3 Tavantaşı, tabantaşı ve cevherin sağlamlılık dereceleri (Demirci vd. 1994)

Sınıflama	Tek Eksenli Basınç Dayanımı (Mpa)	Schmidt Çekici	Modül Oranı	Suda Dağılma Dayanımı İndeksi (%)	RQD (%)	Deere ve Miller	Çatlaklı Kaya Kütlelerinde Dayanım Diyagramı	RMR (Bieniawski)			Yatay Arazi Gerilmesi σ_h (Mpa)		*Sağlamlılık Derecesi
								Puan ve Tanım	Kazı Açıklığı (m)		40 Katı	130 Katı	
									Tahki-matsız	Ani Göç.			
Kaya Birimi													
Tavantaşı	70 Orta Dirençli	20 Az Yumuşak	478 Orta	99 Çok Yüksek	81 İyi	Orta Dayanım	Sağlam Kaya	66 İyi Kaya	3,4	18	0,633	2,057	Sağlam (D)
Cevher	53 Orta Dirençli	33 Az Sert	1435 Yüksek	97 Yüksek	66 İyi	Orta Dayanım (alt sınır)	Orta sağlamlıkta Kaya	47 Orta Kaya	2,3	9	0,335	1,089	Orta (C)
Tabantaşı	79 Orta Dirençli	37 Az Sert	347 Orta	99 Çok Yüksek	75 İyi	Orta Dayanım	Sağlam Kaya	66 İyi Kaya	3,4	18	0,362	1,174	Sağlam (D)

 σ_v (düşey arazi gerilmesi) = 1,025 MPa (+40 katında) σ_v (düşey arazi gerilmesi) = 3,330 MPa (+130 katında)

* Yazarlar tarafından belirlenmiştir.

Püskürtme beton; kırık ve çatlaklara girerek kayanın yerinde kayma mukavemetini arttırması, köşe ve boşlukların doldurulmasıyla köşe noktalarındaki gerilme yığılmalarını azaltması, kayanın kendi kendini taşıması, çok zayıf bölgelerde kabuk şeklinde taşıyıcı veya destekleyici olarak çalışması, yüzeyin hava ve su ile temasını keserek alterasyonu önlemesi ve olası kavlak veya kaya parçalarının düşmesini engellemesi, kemerleme sağlayarak zamanla oluşacak deformasyonları minimize etmesi gibi kaya ortamının bir çok fiziko-mekanik özelliklerini arttırıcı işlevlere sahiptir. Bu işlevlerden bazıları örnekleriyle Mahar vd. (1975), Cecil (1970) ve Vandewalle (2001) tarafından açıklanmıştır.

Püskürtme betonun taşınması, yerleştirilmesi ve sıkıştırılmasının bir arada yapılması, az sayıda insan gücü ile kalıp gerektirmeden yapılabilmesi, kazıdan hemen sonra uygulanabilmesi, kısa sürede ve istenilen kalınlıkta yapılması gibi bir çok uygulama kolaylıkları ve esneklikleri bulunmaktadır.

İlk püskürtme beton makinası 1907 yılında Carl Ethan Akeley tarafından, dinazor modeli yapmak amacıyla üretilmiştir. Daha sonraki yıllarda geliştirilerek günümüzde, kuru (Avusturya yöntemi) ve ıslak/yaş (Norveç yöntemi) sistemde çalışmak üzere Meynadier, Aliva ve Schwing gibi bir çok tip ve modelde püskürtme beton makinası üretilmiştir. Son yıllarda her iki yönetime geçiş yapabilen püskürtme beton makinaları yapılmıştır (Web 1). Kuru sistemde; çimento, kum ve çakıl ile prizlendirici karışımı püskürtme beton makinasına beslenir. Makinedeki hücreler vasıtasıyla boru hattına beslenen karışım basınçlı hava ile püskürtme ucuna iletilir ve burada karışım ağırlığının %3 ila %8'i kadar nemli olacak şekilde basınçlı su ile karışarak uygulama yüzeyine püskürtülür. Bazı püskürtme makinaları betonu yatayda en az 150 m ve düşeyde 60 m'ye kadar nakledebilmektedir (Web 1). Islak veya yaş püskürtme beton sisteminde ise önceden su karışımı ile elde edilen beton, pompa vasıtasıyla iletim borusundan püskürtme ucuna iletilir. Uygulama yüzeyine püskürtme yapabilmek için gerekli basınçlı hava ve priz hızlandırıcı, pompa çıkışında veya püskürtme ucunda verilmektedir.

Kuru ve yaş püskürtme beton sistemlerinin mukayesesi, maliyet, ekipman, uygulama, geri sıçrama, kalite, toz ve kapasite gibi faktörler göz önüne alınarak karşılaştırmaları değişik araştırmacılar (Arioğlu vd. 1999; Web 2) tarafından açıklanmıştır. Kuru sistem diğerine göre ucuz, hafif ve uzak mesafelere püskürtebilme özelliğinden dolayı daha yaygın kullanılmaktadır. Buna karşın, kalite, geri sıçramanın az olması (% 5-10) ve kapasite (20m³/h) bakımından yaş sistemin kuru yönetime göre üstünlükleri bulunmaktadır.

Püskürtme beton tek başına, ortamın jeomekanik koşullarının çok iyi olduğu durumlarda daha iyi işlev görmektedir. Ancak sağlam olmayan ortamlarda kaya bulunu, çelik hasır, ve çelik telle birlikte kullanımı daha yaygındır. Püskürtme betonun farklı donatılarla kullanımı kaya ortamının kaya mekaniği parametreleriyle belirlenen sağlamlılık derecesine göre seçilmektedir. Beton karışımına katılan çelik tellerin geometrik şekli, boy/çap oranı, çekme dayanımı ve beton içerisindeki dağılımı betonun dayanımı açısından önemlidir. Gevrek ve kırılğan bir malzeme olan ve et kalınlığı fazla olan donatısız betonun çekme gerilmelerine karşı direnci düşüktür. Püskürtme betona çelik tel karıştırılarak betonun mukavemet özelliklerinin önemli derecede arttığı belirlenmiştir (Hoek vd. 1995; Arioğlu & Girgin 1998; Arioğlu & Yüksel 1999).

Pulpınar yeraltı krom işletmesinde açılan boşlukların tahkiminde 2002 yılına kadar ağaç tahkimat kullanılmıştır. Özellikle uzun dönemde kalıcı boşlukların desteklenmesinde kullanılan ağaç tahkimat, 6 ay ila 1 yıl içerisinde çürüyerek (Şekil 2) yenisiyle değiştirilme durumundadır. Bundan dolayı işletme zaman kullanımı ve ekonomik yönden etkilenmektedir. Ayrıca, belirli aralıklarla yapılan ağaç tahkimat, pek çok bölgede ve özellikle fayla etkilenmiş zayıf bölgelerde kesit geometrisine uyum sağlayamamaktadır. Bu nedenle tam işlev görememekte ve yer yer dökülme ve blok düşmesi gibi duraylılık sorunları yaşanmaktadır.



Şekil 2 Çürümeye başlamış ağaç tahkimat elemanları

Yukarıda belirtilen olumsuzlukları gidermek amacıyla öncelikle 3,40 m × 2,20 m boyutlarında sürülen dikdörtgen kesitli kuyuda (yeni kuyu/banu/4 nolu kuyu) yüzeyden -40 katına kadar ve daha sonra 30 m aralıklarla -300 katına kadar B5 kesitli ana nakliye galerilerinde ve ana galerilerin bağlandığı cevher dalımına paralel taban taşında açılan başyukarıların tahkimi veya sağlamlaştırılmasında

kuru sistem püskürtme beton uygulaması yapılmaktadır. İşletmede püskürtme beton uygulaması, daha önce belirlenen kayaç parametreleri dikkate alınarak tek başına, dramiks-çelik tel ile karıştırılarak ve kavşaklarda çelik hasırla birlikte tatbik edilmektedir. Yeryüzünde kuru şekilde harç karıştırma makinası ile belirli oranlarda karıştırılan çimento, agrega ve çelik tel karışımı (Şekil 3), vagonlar vasıtasıyla kuyudan yeraltına nakledilmektedir. TS 10514'e göre hazırlanan karışım malzemesinin oranları ve özellikleri Çizelge 4'te verilmiştir. Uygulama bölgesinde vagonla gelen malzemeye priz hızlandırıcı katılarak tekrar karıştırılmakta ve 6 m³/h kapasiteli Aliva marka kuru sistem püskürtme beton makinasına beslenmektedir (Şekil 4). Püskürtme hortumuna basınçla gelen malzeme hortum çıkışında su ile birleşerek uygulama yüzeyine 0,60 m - 1 m uzaklıktan dairesel hareket yapılarak püskürtülmektedir. -260 katında püskürtme yapılmış olan ana nakliye galerisinden bir uygulama, Şekil 5'te görülmektedir. Yapılan püskürtme beton sayesinde emniyetli, estetik ve kuru bir ortam meydana getirilmiştir. Ortaya çıkan faydalı kesit alanı, ahşap tahkimatlı galerilere göre daha büyük ve daha pürüzsüz bir görünüm almıştır.

Çizelge 4 Püskürtme beton karışım malzemesi ve oranları

Karışım Malzemesi	Karışım Miktarı (kg)	Boyut Aralığı
Kum	1100	0-7mm
Kırılmış taş	230	5-12mm
İrmak çakılı	230	5-10mm
Çimento	400	0-8mm
Çelik tel-Dramiks	30	L:25mm d:0.5mm
Priz hızlandırıcı-Gunit	20	Çok ince taneli



Şekil 3 Yeryüzünde karışımın hazırlanması



Şekil 4 Yeraltında gunit katılması ve makineye besleme



Şekil 5 -260 katı ana nakliye galerisi püskürtme beton uygulama örneği

4 AHŞAP TAHKİMAT-PÜSKÜRTME BETON MALİYETLERİ TESPİTİ

Pulpınar yeraltı krom işletmesinde fiili olarak çalışan iki adet üretim ve nakliye kuyusu (Rifat ve Banu) mevcuttur. Rifat kuyusunda ve açılan tüm boşlukların tahkiminde ağaç tahkimat kullanılmaktadır. Banu kuyusu olarak adlandırılan 4 no'lu üretim kuyusunda yılda 900 m ila 1200 m uzunluğunda tabantası içinde boşluk açılmaktadır.

2002 Nisan ayından başlayarak tüm nakliye ve başyukarılarda ağaç tahkimat yerine donatılı ve tek başına püskürtme beton uygulamalarına başlanmıştır. Ahşap tahkimat, çelik tel-dramiks karışımı püskürtme beton ve çelik hasırlı püskürtme beton tahkimatlarında kullanılan tahkimat malzemeleri veya elemanları ile makine ve enerji bedelleri 2004 yılı bazına göre fiyatları esas alınarak her bir yöntem için birim tahkimatın maliyetleri hesaplanmıştır. 1 m³ betonla, tek başına ve dramiksli uygulamada 3,5 m galeri yüzeyi kaplanırken, çelik hasırla 0,7 m kaplanabilmektedir. Ahşap tahkimat ile, (1 kasa) 1m'lik galeri yüzeyi desteklenmektedir. Uygulanan tüm tahkimat sistemlerinin hesaplamaları

Çizelge 6'da toplu olarak verilmiştir. Bu hesaplamalar, Çizelge 5'de belirtilen verilere dayanmaktadır.

5 UYGULANAN FARKLI TAHKİMAT SİSTEMLERİNİN KARŞILAŞTIRMASI

Pulpanar yeraltı krom işletmesinde 1986 yılından beri kuyu dahil, ana nakliye, başyukarı ve üretim galerilerinin desteklenmesinde ağaç tahkimat kullanılmaktadır. 2002 yılında başlayan ve öncelikle yeni kuyu ve ana nakliye yolları gibi uzun süreli kalıcı boşlukların tahkiminde ahşap malzemeler yerine, daha önce belirlenmiş kaya ortamının fiziksel ve mekanik özelliklerine göre, tek başına püskürtme

beton, dramiksli püskürtme ve çelik hasırlı püskürtme beton uygulaması denlenmektedir. Ahşap tahkimat sisteminden püskürtme beton sistemlerine geçişin bir çok teknik ve ekonomik nedeni bulunmaktadır. Bunlardan birincisi, kullanılan ahşap tahkimatın yeraltı ortam koşullarından dolayı bazen çürümesi ve dayanımının zayıflayarak taşıyıcılık özelliğini kaybetmesidir. Bundan dolayı her yıl en az bir kez ahşap tahkimat, yenisiyle değiştirilmekte ve işletmeye ek masraf çıkarmaktadır. İkinci olarak ahşapla tahkim edilen ve kesit geometrisiyle uyum sağlamaması bazı kısımlarda ayrışma ve dökülmeler meydana gelerek iş güvenliğini tehdit ettiği gözlenmektedir. Ayrıca, ahşap boyutlarına bağlı kalınarak kesitler daralmaktadır.

Çizelge 5 Püskürtme beton ve ahşap tahkimat maliyet hesaplama verileri

T a h k i m a t T i p i			
Maliyet Kalemleri	Püskürtme Beton ve Dramiksli Püskürtme Beton	Çelik Hasırlı Püskürtme Beton	Ahşap Tahkimat
İşçilik	7 işçi-20 m /vardiya 1,4 milyar TL/ay-işçi	7 işçi-5 m /vardiya 1,4 milyar TL/ay-işçi	7 işçi 1m /vardiya 1,4 milyar TL/ay-işçi
Kum	10.417.000 TL/Ton 1100 kg/m ³ -beton	10.417.000 TL/Ton 1.100 kg/m ³ -beton	-
Dere Çakılı	9.584.000 TL/Ton 230 kg/m ³ -beton	9.584.000 TL/Ton 230 kg/m ³ -beton	-
Mıdır	9.670.000 TL/Ton 230 kg/m ³ -beton	9.670.000 TL/Ton 230 kg/m ³ -beton	-
Çimento	87.000.000 TL/Ton 400 kg/m ³ -beton	87.000.000 TL/Ton 400 kg/m ³ -beton	-
Dramiks (çelik tel)	1400 €/ton (1€=1.750.000 TL) 30 kg/m ³ -beton	-	-
Gunit (priz hızlandırıcı)	400.000.000 TL/Ton (şantiye tesl.) 20 kg/m ³ -beton	400.000.000 TL/Ton (şantiye tesl.) 20 kg/m ³ -beton	-
Enerji (Elektrik, Basıncılı hava)	Makine kapasitesi: 6,5 m ³ /saat Ort. malz. kullanımı: 8 m ³ /gün Makine çalışma süresi: 1,23 saat/gün Elektrik tüketimi: 100kWh (60kWh makine,40 kWh kompresör) Elektrik fiyatı: 113.000 TL/kWh Maliyet: 1.737.375 TL/m ³ -beton	Makine kapasitesi: 6,5 m ³ /saat Ort. malz. kullanımı: 8 m ³ /gün Makine çalışma süresi: 1,23 saat/gün Elektrik tüketimi: 100kWh (60kWh makine,40 kWh kompresör) Elektrik fiyatı: 113.000 TL/kWh Maliyet: 1.737.375 TL/m ³ -beton	-
Çelik hasır	-	Birim fiyatı: 2.740.000TL/m ² Galeri kaplama yüzey alanı: 8 m ² /m	-
Direk	-	-	1 kasada L:3 m,3 adet hacim: 0.255 m ³ /m fiyat:133.500.000 TL/m ³
Yan kamalar	-	-	1 kasada L:1,5 m,8 adet hacim: 0.121 m ³ /m fiyat:133.500.000 TL/m ³
Sürenler	-	-	1 kasada L:2 m,4 adet hacim: 0.123 m ³ /m fiyat:133.500.000 TL/m ³
Fırça	-	-	1 kasada L:1m,3 adet hacim: 0,060 m ³ /m fiyat:133.500.000 TL/m ³

Not: Vergi, fon ve nakliye bedelleri hesaplamalara dahildir.

Çizelge 6 Pulpınar Yeraltı Krom İşletmesinde uygulanan tahkimat sistemleri maliyet tablosu

Tahkimat Şekli Maliyet Kalemleri		Ağaç Tahkimat TL/m	Püskürtme Beton TL/m	Dramiksli Püskürtme Beton TL/m	Çelik Hasırlı Püskürtme Beton TL/m	Açıklama
Sabit Maliyetler	Amortisman		171.428,5714	171428,5714	857142,8571	Aliva, 600.000 TL/m ³
	Faiz		520.000	520.000	520.000	400 m ³ /yıl ve 25 yıl
	Sigorta		100.000	100.000	100.000	% 2 sigorta
	Ara Toplam		791.428,5714	791.428,5714	1.477.142,857	
M a l i y e t l e r	Kum		3.273.809,524	3.273.809,524	16.369.047,62	1.100 kg/m ³
	Çakıl		635.238,0952	635.238,0952	3.148.810	230 kg/ m ³
	Mıcır		629.761,9048	629761,9048	3.176.190	230 kg/ m ³
	Çimento		9.942.857,143	9.942.857,143	49.714.286	400 kg/ m ³
	Gunit		2.285.714,286	2.285.714,286	11.428.571	20 kg/ m ³
	Dramiks			21.514.285,71		
	Çelik Hasır				21.920.000	1m ç.h. 8m ²
	Direk	34.049.000				3 adet/m 0,255 m ³
	Kama	16.097.000				8 adet/m 0,121 m ³
	Süren	16.432.000				4 adet/m 0,123 m ³
	Fırça	8.048.000				3 adet/m 0,060 m ³
	İşçilik	31.100.000	16.333.333,33	16.333.333,33	65.310.000	7 işçi/vardiya
	Enerji		496.392,8571	496.392,8571	2.481.964,286	40 kW/h
	Bakım-Onarım		102.857,1429	102.857,1429	514.285,7143	Amort. x % 60
	Ahşap Takviye		10.572.600	7.048.400	4.229.040	10/15/25 m'de bir kasa
	Diğer		4.427.256,429	6.226.265	17.829.219,46	Değişken mal.x %10
	Ara Toplam		48699820,71	68.488.915	196.121.414,1	
	GENEL TOPLAM		105.726.000	49.491.249,29	69.280.343,57	197.598.556,9

Yukarıda sayılan ahşap tahkimatın dezavantajları, püskürtme beton ve donatılı beton kaplama sayesinde büyük oranda giderilmiştir. Püskürtme beton uygulamasıyla galerilerde daha geniş ve daha kullanışlı pürüzsüz kesit alanları meydana getirilmiştir. Püskürtme beton uygulamasının esas avantajı işletmeye sağladığı ekonomik faydalardır. Çizelge 6'dan da görüleceği üzere 1 m galerinin tek başına veya dramiksli püskürtme betonla tahkim edilmesi, ahşap tahkimatın maliyetinin hemen hemen yarısına eşit olmaktadır. Bununla beraber, kat girişlerinde ve makaslarda uygulanan çelik hasırlı püskürtme betonun maliyeti daha yüksek çıkmıştır. Ancak söz konusu yerlerin çelik hasırla tahkim edilmesi teknik açıdan zorunlu olup diğer tahkimat sistemlerine göre daha emniyetli ortam oluşturulmuştur. Tek başına ve dramiksli püskürtme

betonun uygulaması ahşap ve çelik hasırlı püskürtme beton uygulamasından daha az zamanda ve kazıdan hemen sonra yapılabilir.

6 SONUÇLAR

İncelemeye konu olan Kayseri-Pulpınar, 4 no'lu kuyu sahasındaki krom madeni Alpin tipi yataklanma grubuna girmektedir. Cevherleşme; serpantinleşmiş harzburjitle uyumlu olarak dünit ve harzburjit yan kayaçları içinde masif ve disemine yapıda, damar ve mercekli şekillidir. Cevher tenörü, %30 ila %52 Cr₂O₃ arasında değişmektedir. Kalınlığı 40 cm ila 19 m arasında değişen cevher damarı N75E doğrultusunda 250 m uzanmakta ortalama 60° SE yönünde 380 m dalmaktadır.

Maden damarı/damarları, N20E ve N30W doğrultularda 30°-70° NW ve NE eğimli normal ve ters faylarla kesilmiştir.

İşletmede açılan, kuyu, ana nakliye galerisi, baş yukarı ve üretim galerilerindeki cevher ve kaya ortamlarının kaya mekaniği parametreleri önceki araştırmalarda çeşitli arazi incelemeleri ve laboratuvar deneyleri ile belirlenmiş ve sonuçlar Çizelge1, Çizelge 2 ve Çizelge 3'te verilmiştir. Yapılan değerlendirmelerde, değişik sınıflama sistemlerine göre cevher ve yan kayaçların sağlamlılık derecelendirmesi şu şekilde belirtilmektedir. Tavantaşı için; "iyi kaya", "sağlam kaya", cevher için; "orta dayanımda" ve "orta sağlamlıkta kaya", tabantaşı için ise; "iyi kaya", "sağlam kaya" gibi tanımlamalar yapılmıştır (Demirci vd. 1994).

Pulpınar yeraltı krom işletmesinde 1986 yılından beri kuyu dahil, ana nakliye, başyukarı ve üretim galerilerinin desteklenmesinde ağaç tahkimat kullanılmaktadır. Kullanılan ahşap tahkimatın, yeraltı ortam koşullarından dolayı çürüyerek dayanımını kaybetmesi, bazı bölgelerde açılan boşlukların tam kapatılamaması nedeniyle kaya düşme ve dökülmelerin olması ve kesit daralmasının söz konusu olması gibi pek çok olumsuzlukları belirlenmiştir. Bu nedenle, 2002 yılında başlayan ve öncelikle yeni kuyu ve ana nakliye yolları gibi uzun süreli kalıcı boşlukların tahkiminde ahşap malzemeler yerine, daha önce belirlenmiş kaya ortamın fiziksel ve mekanik özelliklerine göre, tek başına püskürtme beton, dramiksli püskürtme ve çelik hasırlı püskürtme beton uygulamasına geçilmiştir.

Bu çalışmada söz konusu tahkimat sistemleri için kullanılan makine ve malzemelerin sabit ve değişken maliyetleri belirlenmiş ve hesaplama sonuçları Çizelge 6'da toplu olarak verilmiştir. Yapılan değerlendirmelerde, 1m galerinin desteklenmesi veya tahkiminde püskürtme beton ve dramiksli püskürtme beton uygulamasının daha ekonomik olduğu görülmüştür. Ayrıca, ahşap tahkimatın birçok dezavantajı püskürtme beton uygulamasıyla giderilmiş ve galerilerde daha geniş ve daha kullanışlı pürüzsüz kesit alanları meydana getirilmiştir.

Geleceğe yönelik araştırmalarımızda dayanım özelliklerini belirlemek için söz konusu püskürtme beton uygulamaları ile ilgili numune alma ve test yapma gibi işlemlere öncelik verilecektir.

KAYNAKLAR

- ACI American Concrete Institute. 1985. *Guide the Shotcrete* ACI 506R-85.
- Alku A. 2004. *Kişisel görüşmeler*.
- Arioğlu E., Arıoğlu B. & Girgin C. 1999. Tünellerde Çelik Lifli Püskürtme Beton Kaplama Tasarımı Mekanik Büyüklükler ve Kalite Kontrol İlkeleri, *Çelik Tel Donatılı Beton Sempozyumu-24* Kasım, Sabancı Center, İstanbul. (Yayınlanmamış).
- Arioğlu E. & Girgin C. 1998. *Çelik Lifli Püskürtme Betonun Genel Değerlendirilmesine Yönelik Bazı soru ve Cevaplar*, Yapı Merkezi Arşivi, Yayın no: YM/AR-GE/98-7, Yapı Merkezi, Çamlıca, İstanbul.
- Arioğlu E. & Yüksel A. 1999. *Tünel ve Yeraltı Mühendislik Yapılarında Çözümlü Püskürtme Beton Problemleri*, TMMOB, Maden Müh. Odası İstanbul Şubesi, 178s.
- Cecil O.S. 1970. *Correlations of Rock Bolt-shotcrete support and Rock Quality Parameters in Scandinavian Tunnels*, PhD. Thesis, University of Illinois, Urbana, 415p.
- Çoğlu E. 1986. *Dedeman Madencilik A.Ş. Kayseri Pınarbaşı Bölgesi Krom Ruhsat Sahalarının Jeolojisi, Cevherleşme Modeli, Ekonomik Potansiyeli ve Rezerv Aramaları Hakkında Rapor*, 28s (Yayınlanmamış).
- Demirci A., Ceylanoğlu A., Kahriman A. & Yüksek S. 1994. *Kayseri Pınarbaşı-Pulpınar Krom Yeraltı Maden İşletmesinde (4 No'lu Kuyu) Optimum Üretim Yönteminin Belirlenmesi ve Projelendirilmesi Çalışmaları*, C.Ü. Maden Müh. Böl. Nihai Rapor, Sivas, 122s.
- Hoek E., Kaiser P.K. & Bawden W.F. 1995. *Support of Underground Excavation in Hard Rock*, Rotterdam, NE: Balkema, 215p.
- ISRM. 1981. *Rock Characterization Testing and Monitoring, ISRM Suggested Methods*, International Society for Rock Mechanics, 211s.
- Mahar J.M., Parker H.W. & Weullner W.W. 1975. *Shotcrete Practice in Underground Construction*, Dep. Of Civ. Eng., University of Illinois, Final Report, 503p.
- NCA, Norwegian Concrete Association-Committee Sprayed Concrete. 1993. *Sprayed Concrete For Rock Support-Technical Specification and Guidelines*, No.7, Oslo, Norway.
- Rabcewicz L.V. 1964. *The New Austrian Tunneling Method*, Water Power, Parts 1 to 3, London, 515p.
- Steiner W. & Einstein H.H. 1980. *Improved Design of Tunnel Supports*. Empirical Methods in Rock Tunneling-Reviewed Vandewalle M. 2001. *Tunneling the World, with 7 Reference Projects*, 247p.
- Web 1, http://www.tunnelbuilder.com/suppliers/aliva_profile.htm
- Web 2, <http://www.beksa.com.tr>
- Yüksel A. & Arıoğlu E. 2002. *Yeraltı Yapılarında Püskürtme Beton*, TMMOB Maden Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi, Çalışma Raporu, No:8, 48s.

Koç Deresi (Hafik-Sivas) kum-çakıl ocağı malzemelerinin alkali-silika reaksiyonu özellikleri

Alkali-silica reactivity features of gravel-sand aggregates in Koç Deresi (Hafik-Sivas)

D. Erik¹ & M. Mutlutürk²

¹TCK 16. Bölge Müdürlüğü Araştırma Başmühendisliği Sivas

²SDÜ Mühendislik-Mimarlık Fakültesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü Isparta

ÖZET: Beton endüstrisinde son yıllarda önemli bir araştırma konusu olan Alkali-Silika Reaksiyonu (ASR) beton agregasında bulunan reaktif silisin beton içerisindeki nemi bünyesine alarak uzun yıllar sonucu gelişen bir reaksiyondur. Betonun bileşenlerinin mineralojik yapısından kaynaklanan bu reaksiyon sonucu beton içerisinde jelleşen silis betonda çatlamalara, çekme ve eğilmede çekme dayanımının azalmasına neden olmaktadır. Ülkemizde yakın sayılabilecek bir zaman önce başlanılan araştırmalar özellikle farklı litolojik kökenlerden agregalar içeren dere malzemeleri üzerinde yoğunlaşmaktadır. Bu çalışmanın konusunu Sivas bölgesinde uzun yıllardır yapı endüstrisinde beton agregası olarak çok büyük oranda kullanılmış ve halen kullanılmakta olan Koç Deresi (Hafik-Sivas) kum-çakıl ocağının bölge açısından önemi gözetilerek bu ocağın alkali-silika reaksiyonu (ASR) özelliklerinin belirlenmesi oluşturmaktadır. Koç Deresi kum-çakıl ocağı agregaları, ultramafikler, magmatikler ve az oranda da kireçtaşı kökenlidir. Bu değişik kökenli malzemelerin ağırlıkça yüzdeleri incelendiğinde, silis miktarının fazla olduğu açıkça görülmektedir. ASR etkisinin azaltılması ve istenilen sınır değerler altına çekilmesi amacı ile, ocağı temsilen 12 farklı lokasyondan örnekler alınmış ve son yıllarda yaygın olarak kullanılan CSA A23.2-25A no'lu Kanada standartlarına göre hızlandırılmış ASR deneyleri yapılmıştır. Deneyisel çalışmalar katkısız halde %40, %55, %70 ve %85 oranında ASR yönünden nötr olan kireçtaşı kökenli kırmataşlar ile karıştırılarak yürütülmüştür.

Bu deneylerin sonucunda katkısız haldeki örneklerde deney standartlarında sınır değer olarak belirtilen 14 günlük uzama değeri, %0.150'nin üzerinde, ortalama uzama değeri %0.18511 olarak belirlenmiştir. Diğer karışımlarda değişik uzama oranları elde edilmiştir. Bu sonuçlardan %70 oranında ASR yönünden nötr kireçtaşları ile yapılan karışıma ait %0.1115 uzamanın optimum bir oran olduğu anlaşılmıştır.

Sonuç olarak, Sivas bölgesinde yaygın bir şekilde kullanılan Koç Deresi agregalarının ASR yönünden beton agregası olarak kullanılmasının sakıncalı olduğu ve ASR yönünden nötr bir malzeme ile karıştırılarak kullanılmasının daha uygun olabileceği anlaşılmıştır. Değişik oranlarda ASR yönünden nötr kireçtaşları ile yaptığımız çalışmada optimum karışım oranının %70 olduğu sonucuna varılmıştır.

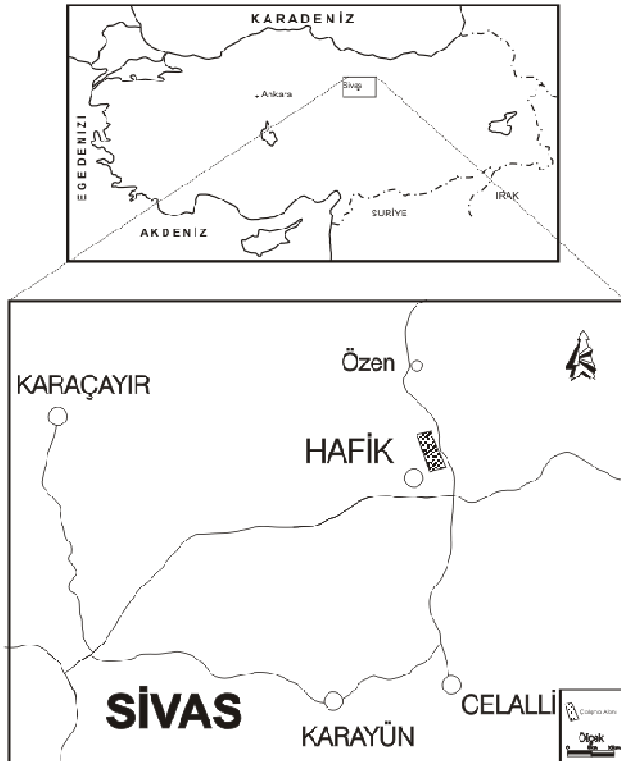
ABSTRACT: One of the important research subjects of concrete industry in recent years is Alkali-Silica Reactivity (ASR) which is the absorption of moisture of concrete by reactive silica of aggregates of concrete. This reactivity is caused by the mineralogical structures of the components of the concrete. The reactivity causes cracks, tensile and weaknesses in flexural strength on concretes. The ASR research is very recent in our country. In this type of research, it is worked on the stream aggregates which include the aggregates in different lithological origins. In this study, we worked on Koç Deresi valley, in Hafik, Sivas. The aggregates of Koç Deresi have been used for constructions in Sivas region. The purpose of the study is to identify the results of ASR of Koç Deresi valley in Hafik, Sivas. The aggregates of Koç Deresi valley are originated from ultramafics, magmatics and limestones. After the observation of weighted percentage of aggregates, it is obvious that the amount of silica is too much. Twelve samples were taken from different sites of Koç Deresi valley. There samples were tested by using, CSA A23.2-25 A. Limestone was used to reduce the silica in concrete compounds. It was used in terms of weighted – percentage of total compounds. There percentages were 0%, 40%, 55%, 70% and 85%.

At the experiment, in which limestone was not used, has the average expansion value of 0.18511% that was greater than the limits of desirable standard 14 days expansion value of 0.150%. In other compounds, different expansion ratios were found. When 70% neutral limestone was used, optimum expansion ratio value of 0.115% was found. To sum up, the use of Koç Deresi valley aggregates is undesirable for concrete compounds. Instead, the mix compound of neutral limestone and Koç Deresi aggregates should be used. After the experiments, the optimum compound ratio of neutral limestone was found as the value of 70%.

1 GİRİŞ

Alkali-Silika Reaksiyonu (ASR), beton bileşenlerinden portlant çimento içerisindeki alkali hidroksitler ile silikat mineralleri içeren agrega ile tepkimeye girmesi sonucu oluşan reaksiyon olarak tanımlanmaktadır (Helmuth ve diğ., 1993; Thomas, 1996). Bu reaksiyon sonucu betonda çatlaklar oluşmakta, betonun çekme ve eğilmede çekme dayanımı düşmektedir. Uzun zaman içinde oluşan bu reaksiyonun önceden belirlenebilmesi için çeşitli araştırmacılar ve kurumlar tarafından farklı deney metotları geliştirilmiştir. Bu çalışmada ASR'nin belirlenmesinde yaygın olarak kullanılan Kanada CSA A23.2-25A metodu tercih edilmiştir.

Çalışmanın konusu olan Koç Deresi Kum-çakıl ocağı Sivas ve yakın çevresinde uzun zamandır yapı endüstrisinin temel gereksinimlerinden olan beton agregası olarak kullanılmaktadır. Bölge için önemi ve kullanım yaygınlığı göz önüne alındığında bu ocağın ASR yönünden incelenmesi ileride yapılacak çalışmalara ekonomik anlamda katkı sağlayabilecektir. Koç Deresi Sivas ilinin yaklaşık 20 km doğusunda bulunan Hafik ilçesinin sınırları içerisinde, ilçenin yaklaşık 1 km doğusunda yer almaktadır (Şek. 1).



Şekil 1 İnceleme alanının yer buldurur haritası

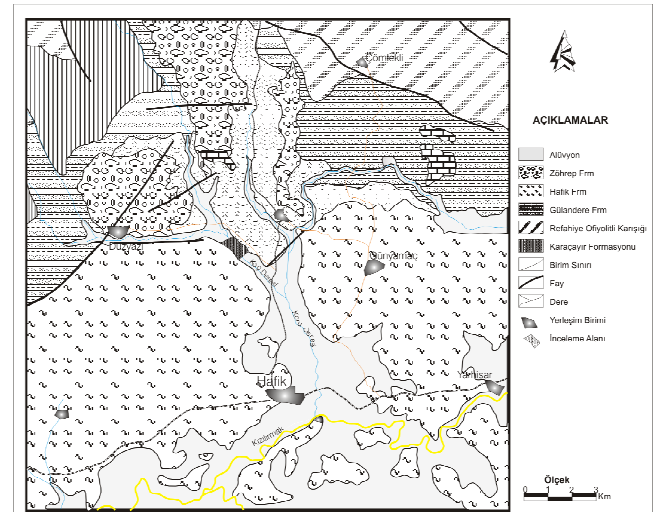
2 GENEL JEOLJİ

Ocağın beslenme alanını oluşturan havzanın genel jeolojik özellikleri incelendiğinde temel olarak aşağıda özetlenen birimlerin yayılım gösterdiği görülmektedir. Bu birimler yaşlıdan gence doğru; Üst Paleozoyik-Alt Mesozoyik yaşlı Karaçayır Formasyonu (Yılmaz, 1981), Kampaniyen-Alt Maestrihtiyen yerleşim yaşlı Refahiye ofiyolitli karışığı (Yılmaz, 1985), Eosen yaşlı Gülandere Formasyonu (Aktimur, 1986), Orta-Üst Miyosen yaşlı Hafik Formasyonu (Kurtman, 1973), Pliyosen yaşlı Zöhrep Formasyonu (Aktimur, 1986) ve Kuvaterner yaşlı alüvyonlar şeklinde sıralanabilir (Şek. 2).

Bu formasyonlardan, Karaçayır formasyonu, alacalı (gri, beyaz, kahve) renkli, orta-kalın tabakalı ve belirgin yapraklanmalı kalk şist, kuvars-epidot-albit şist, mermer ve kuvarsitlerden oluşmaktadır (MTA,1999).

Refahiye Ofiyolitli Karışığı, dunit, peridotit, serpantin, amfibolit, gabro karışımı ile çeşitli yaşta metamorfik kayaç, metavolkanit, radyolarit, split ve mermer blokları içeren bir litolojiye sahiptir. Genellikle türbiditik filiş özelliği gösteren Gülandere formasyonu ise kumtaşı, kiltası, konglomera ardalanmaları ve yer yer andezitik bazaltik kayaçlar içermektedir (MTA.,1999).

Egemen litolojinin jips olduğu Hafik formasyonunda yer yer alacalı renkli kiltası-kumtaşı ardalanması da gözlenmektedir. Zöhrep Formasyonunun egemen kaya litolojisi ise gevşek bağlayıcı konglomera ve kumtaşları şeklinde görülmektedir. Alüvyonlar ve birikinti konileri ise kendinden yaşlı birilerden türemiş olup o birimlerin litolojisine sahip malzemeler içermektedirler (MTA,1999).



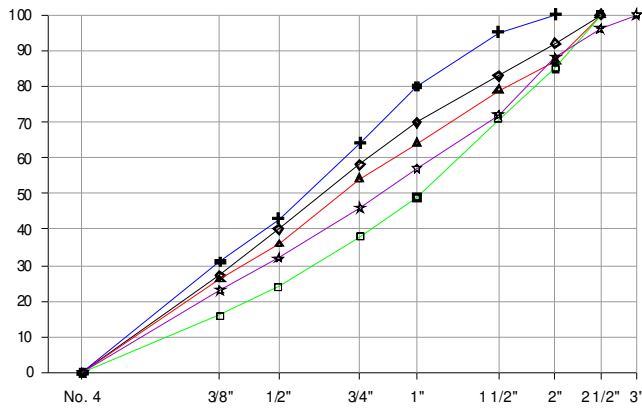
Şekil 2 Koç deresi ve yakın çevresinin jeolojisi (MTA, 1999)

3 YAPI MALZEMESİ OLARAK KOÇ DERESİ KUM ÇAKIL OCAĞI

Ocak malzemesi Sivas'ta bulunan kamu kuruluşları ve özel sektör tarafından yol yapı malzemesi, sanat yapıları için beton agregası ve zaman zaman da kırılarak asfalt için mıcır üretiminde kullanılmaktadır. Ocak 3000 m boy, 200 m genişlik ve 2 m işletme derinliğine sahip olup, görünür rezervi 1.200.000 m³'tür (TCK 16, 2004). Ancak derenin bahar dönemlerinde yeni malzeme getirimi ve işletme derinliğinin 6-7 m derinliğe kadar devam ettiği göz önüne alındığında muhtemel rezerv bu rakamın üzerindedir. Koç deresi kum-çakıl ocağının 4 farklı kesiminden alınan örneklerin bazı fiziksel ve mekanik test sonuçları Çizelge 1 ve Şekil 3'de ifade edilmiştir. Değerler incelendiğinde ve ocak rezervi göz önüne alındığında malzemenin yapı malzemesi olarak oldukça kaliteli özelliklere sahip olduğu ve uzun yıllar kullanılabileceği açıktır.

Çizelge 1 Koç Deresi ocak malzemelerinin bazı deney sonuçları (TCK 16, 2004)

Deney	a	b	c	d
Na ₂ SO ₄ Don Kaybı (%)	9.08	6.46	12.01	9.89
Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR) (%)	44.3	43.8	46.2	50.9
Los Angeles Aşınma Kaybı (%)	21	24	22	-
Su Emme (%)	Kaba malzemenin	1.42	-	1.38
	İnce malzemenin	2.04	-	2.12



Şekil 3 Ocak malzemesinin farklı dönemlerdeki tane boyu dağılımı (TCK16, 2004)

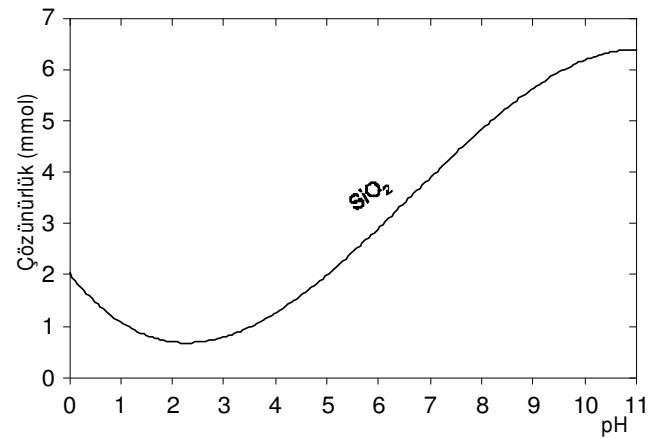
4 BETONDA ALKALİ-SİLİKA REAKSİYONU

ASR, beton bileşenlerinden portlant çimento içerisindeki alkali hidroksitler ile silikat mineralleri

içeren agregası ile tepkimeye girmesi sonucu oluşan reaksiyon olarak tanımlanmaktadır (Helmuth ve diğ., 1993; Thomas, 1996). Bu reaksiyon sonucu betonda çatlaklar oluşmakta, betonun çekme ve eğilmede çekme dayanımı düşmektedir. Özellikle köprü, tünel ve viyadük gibi büyük sanat yapılarında meydana gelen bu reaksiyon, önemli teknik ve ekonomik sorunlara neden olmaktadır.

Reaksiyonun oluşumuna neden olan jeokimyasal süreç incelendiğinde ise silisyumun çözünürlüğünün pH'ın 10 olduğu durumlarda en üst düzeye çıkması şeklinde açıklanabilir (Şekil 4). Çimento pastasının (harcının) pH değeri kullanılan çimento türüne göre değişmekle birlikte portland çimentolar ile üretilen betonlarda bu değer en az 12.5 seviyelerindedir (KGM, 2003). Bu değer ortamda agregası olarak bulunan silis minerallerinin çözünürlüğünün artması için yüksek bir değerdir.

Genel olarak betonun yaklaşık 5 cm'lik kısmına kadar önemli oranda nem içermesi (~100%'e kadar) reaksiyonun uzun bir süreçte meydana gelmesine neden olmaktadır.



Şekil 4 Silis çözünürlük sınırları (Smirnov, 1976'dan sadeleştirilerek)

Bu reaksiyonun oluşumuna etki eden faktörler arasında kullanılan agreganın mineralojik bileşiminin yanı sıra kullanılan çimentonun alkalitesi de sayılabilir. Beton bileşeni olarak kullanılan çimentonun türü ve kimyasal bileşimi ASR yönünden değiştirilebilir bir faktör olarak görülmektedir. Karışımda kullanılan Portland türü çimentonun içinde bulunan alkalilerin oranı (Na₂O ve K₂O) %0,6 değerinin üzerinde olması durumunda ASR bakımından çimento riskli grup içinde yer almaktadır (KGM, 2003). Bir diğer faktör olan agregası ise doğal halde kullanılan kum-çakıl malzemelerinde önemli bir sorundur. Günümüzde bu tür malzemeler, bol miktarda bulunmaları, ve

işletme maliyetlerinin düşük olması sebebi yaygın olarak tercih edilmektedirler.

Yukarıda oluşumu ve özellikleri kısaca özetlenen ASR belirlenmesine yönelik olarak çeşitli araştırmacılar tarafından farklı deney yöntemleri önerilmiştir. Bu yöntemlerden bazıları; ASTM C 1260, ASTM C 1293, ASTM C 227, ASTM 289, AASHTO T 303, CSA A23.2-25A ve CSA A23.2-14A şeklinde sıralanabilir. Bu çalışmanın konusu olan Koç Deresi kum-çakıl ocağı agregalarının ASR yönünden değerlendirilmesinde, Kanada CSA A23.2-25A. yöntemi kullanılmıştır.

Kanada metodu olarak ta bilinen deney metodu aşağıda kısaca özetlenen aşamalardan oluşmaktadır. Bu yöntemle göre deneyde kullanılacak agregadan belli elek aralıklarından geçen malzemeler belirli ağırlıkta kullanılmaktadır (Çizelge 2).

Çizelge 2 Kullanılacak malzeme miktarları (CSA A23.2-25A)

Elek No	1. Grup		2. Grup		3. Grup		4. Grup		5. Grup		6. Grup	
	O	K	O	K	O	K	O	K	O	K	O	K
	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)
No8 +	100	60	40	45	55	30	70	15	85	100		
No16 +	250	150	100	112,5	137,5	75	175	37,5	212,5	250		
No30 +	250	150	100	112,5	137,5	75	175	37,5	212,5	250		
No50+	250	150	100	112,5	137,5	75	175	37,5	212,5	250		
No 100+	150	90	60	67,5	82,5	45	105	22,5	127,5	150		

Çizelge 2’de karışım oranlarında her bir tane boyu grubu için kullanılacak ocak malzemesi (O) ve katkı (K) miktarları ifade edilmektedir.

Bu malzemeler kullanılarak sırası ile %100, 60, 45, 30 ve 15 oranlarında deney malzemesi ve ASR yönünden reaksiyon vermeyen (genellikle kireçtaşı) katkı malzemeleri ile karıştırılarak kullanılmaktadır. ASR bakımından nötr olan katkı malzemesi deney sırasında 100% olarak kullanılarak kontrol edilebilmektedir.

Bu şekilde hazırlanan beş ana grup örnek için üçer adet beton prizma örneği hazırlanmaktadır. Hazırlanan beton karışımları 25 × 25 mm kesitinde ve 250 – 300 mm boyunda prizma kalıplara dökülerek, 80 °C (±2) sıcaklıktaki 1 normallik NaOH çözeltisinde bekletilmektedir. Karışımda kullanılacak su miktarı 194 g ve çimento miktarı 441 g olmak üzere, su/çimento oranı 0,44 olmalıdır. Başlangıçta boyları 10⁻³ hassasiyetli komparatörler ile ölçülen prizmalar; sırası ile 3, 7 ve 14 günlük uzama miktarları ölçülür. Kanada deney yöntemine göre 14 günlük uzamanın % 0,150 üzerinde bulunan değerlerin ASR yönünden reaksiyon verebileceği belirtilmektedir (CSA A23.2-25 A).

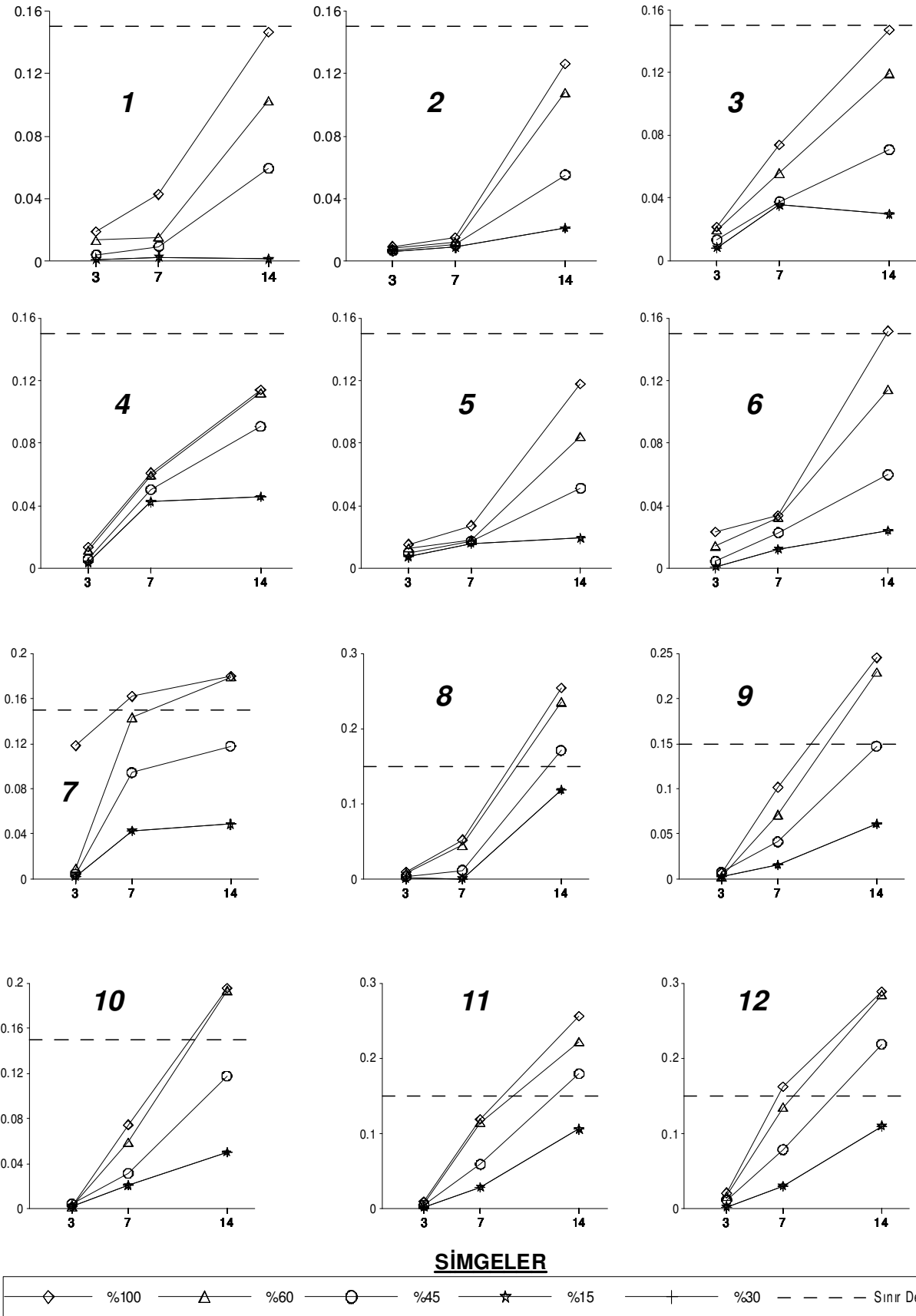
Koç Deresi agregalarının Kanada yöntemine göre ASR özelliklerini belirlemek amacı ile 12 farklı

bölgeden alınan örneklerle bu deney yöntemi uygulanmıştır.

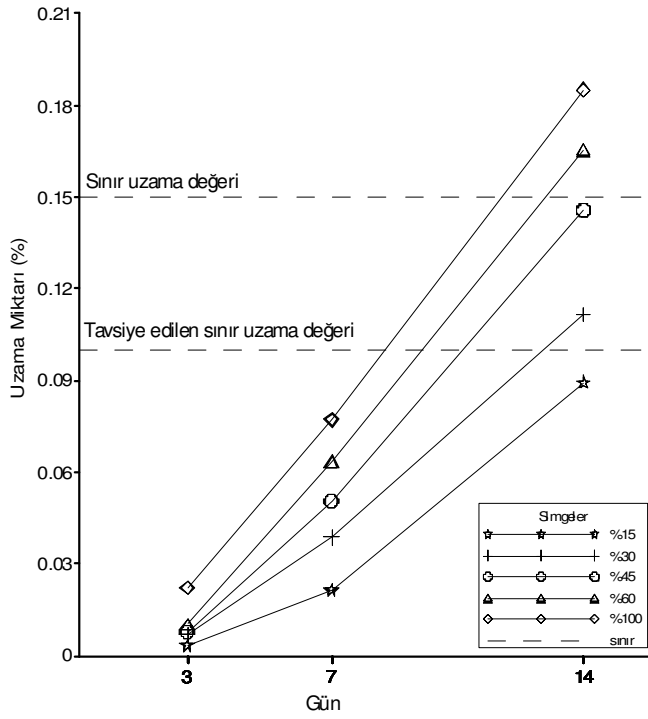
Deney sonuçları incelendiğinde, 14 günlük uzama sonuçlarının 2, 4 ve 5 no’lu örneklerde Kanada standartlarına göre kabul edilen %0.150 uzama değerinin altında, diğer örneklerin ise bu sınır değerine çok yakın veya üzerinde olduğu görülmektedir (Çizelge 3, Şekil 5). Ancak kullanılan deney yöntemine çok benzer olan ASTM C 1260 ve AASHTO T 303 de sınır değer olarak % 0.100 değeri kabul edilmektedir. Bunun yanında Kanada beton malzemeleri ve beton imalat metodları standardı olan CSA A.23.1’ e göre ASR deney sonucunda 14 günlük uzama değerinin %0.100 olması tavsiye edilmektedir. Tavsiye edilen bu uzama değeri göz önüne alındığında deney sonuçlarından bütün örneklerin bu sınır değerinin üzerinde olduğu görülmektedir. Örneklerin ortalama sonuçları göz önüne alındığında uzama değerinin % 0.185105 gibi, sınır ve tavsiye edilen değer çok üzerinde olduğu görülmektedir (Şekil 6)

Çizelge 3 Koç Deresi agregalarının ASR deney sonuçları

Örnek	Gün	100%	60%	45%	30%	15%
1	3	0,01907	0,01357	0,01064	0,0041	0,00137
	7	0,04277	0,0155	0,01911	0,00961	0,00273
	14	0,14622	0,10256	0,08869	0,05936	0,00153
2	3	0,00955	0,0083	0,00766	0,00684	0,00662
	7	0,01509	0,01256	0,01109	0,01051	0,00904
	14	0,12601	0,1079	0,08622	0,05528	0,02131
3	3	0,02128	0,0194	0,0161	0,01297	0,0081
	7	0,07369	0,05565	0,0534	0,03742	0,03532
	14	0,14719	0,11938	0,09761	0,07064	0,02943
4	3	0,01378	0,0116	0,0089	0,00574	0,00378
	7	0,06096	0,05952	0,05236	0,0503	0,04253
	14	0,11396	0,11218	0,10314	0,09064	0,04585
5	3	0,01544	0,01321	0,01221	0,00998	0,00746
	7	0,02733	0,01814	0,01798	0,01732	0,01626
	14	0,11777	0,08432	0,07814	0,05118	0,01945
6	3	0,0233	0,0144	0,00871	0,00451	0,00122
	7	0,03369	0,03247	0,0277	0,02289	0,01224
	14	0,15157	0,11436	0,08746	0,05981	0,0241
7	3	0,11804	0,0093	0,00713	0,00421	0,0021
	7	0,16185	0,14332	0,10156	0,09413	0,04276
	14	0,1796	0,17928	0,1469	0,11759	0,0484
8	3	0,00915	0,00743	0,00405	0,00288	0,0007
	7	0,05198	0,04441	0,01586	0,01122	0,00026
	14	0,25427	0,23537	0,2088	0,1708	0,11833
9	3	0,00689	0,00231	0,00107	0,00725	0,00261
	7	0,10167	0,07114	0,0573	0,04099	0,01548
	14	0,24507	0,22973	0,19832	0,14702	0,06099
10	3	0,00164	0,00168	0,00076	0,00401	0,00244
	7	0,0743	0,05892	0,04248	0,03119	0,02068
	14	0,19558	0,19361	0,15483	0,1176	0,05006
11	3	0,00859	0,0059	0,00654	0,00452	0,00162
	7	0,11883	0,11429	0,0908	0,0589	0,0284
	14	0,2555	0,2219	0,22188	0,17928	0,10575
12	3	0,02086	0,0167	0,011386	0,01169	0,00219
	7	0,16253	0,13498	0,11663	0,07851	0,02993
	14	0,28852	0,28473	0,27564	0,21869	0,10977



Şekil 5 Koç Deresi agregaları 12 adet örneğe ait ASR deney sonuçları



Gün	100%	60%	45%	30%	15%
3	0,022299	0,010317	0,007751	0,006558	0,003351
7	0,077058	0,063408	0,050523	0,038583	0,021303
14	0,185105	0,165443	0,145636	0,111491	0,089214

Şekil 6 İncelenen 12 örneğe ait ortalama uzama değerleri ve grafiği

4.1 Petrografik ve jeokimyasal analizler

ASR deneyleri sonrasında örneklerin tamamına yakın bir bölümünde tespit edilen sınırın üzerindeki uzama değerlerinin petrografik ve jeokimyasal olarak araştırılması amacı ile inceleme alanında 3 farklı lokasyonda 1.5 m'lik çukurlar açılarak bu çukurlardan alınan örnekler üzerinde incelemeler yapılmıştır.

Petrografik analiz: Her bir örnek grubu karıştırıldıktan sonra sırası ile 1" ve 1/2" lik elekten elenerek elek üzerinde kalan agregalar mineralojik ve petrografik bileşimlerine göre ayrılarak toplam malzeme miktarına oranlanmıştır.

Yapılan bu çalışma sonucu 3 çukura ait ortalama 1" ve 1/2" üzerinde kalan agregaların petrografik dağılımları Çizelge 4'de görüldüğü gibidir. Bu sonuçlara göre ocak malzemelerinin 1" üzerinde kalan bölümü ultramafik ve kireçtaşı kaya grubunda yoğunlaşırken, 1/2" üzerinde kalan malzeme ise ultramafikler ve kireçtaşlarında yoğunlaşmaktadır. Her iki tane boyunda da Radiolaritlerin önemli oranda bulunmaları dikkat çekmektedir. Radyolaritler Radiolaria fosillerinin silis kavkılarında oluşmaktadır. Bunun sonucu olarak

agregaların 1" üzerinde kalan kısmının önemli oranda silisyum içeren minerallerden oluşan kayalardan türediği anlaşılmaktadır.

Çizelge 4 Ocak malzemelerinin petrografik analizleri

Elek No	% Volkanik	% Ultramafik	% Kireçtaşı	% Radyolarit
1" +	11.19	36.93	38.09	13.07
1/2" +	19.57	65.06	28.05	18.44

Jeokimyasal analiz: Ocak malzemesinin mineralojik ve jeokimyasal bileşimin belirlemek amacı ile 3 farklı çukurdan alınan malzeme grupları sırası ile No 8, No, 16, No 30, No 50, No 100 ve No 200 eleklerinden elenerek ayrılmıştır. Her bir elek üzerinde kalan malzemeden ~250 g malzeme öğütülerek XRD analizi yapılmıştır. Bu sonuçlara göre belirli tane boylarına göre mineralojik bileşim ayırt edilmiştir (Çizelge 5).

Çizelge 5 3 adet örneğe ait XRD deney sonuçları

No	Elek No	Kalsit %	Feldspat %	Kuvars %	Kil %	Aragonit %	Analim %
1	No 8	9	42	23	7	19	
	No 16	6	44	26	24		
	No 30	10	38	19	33		
	No 50	10	33	27	30		
	No 100	6	23	38	33		
	No 200	2	31	35	32		
2	No 8	10	42	25	14		9
	No 16	7	51	23	19		
	No 30	8	43	29	20		
	No 50	8	37	30	25		
	No 100	11	26	34	29		
	No 200	6	31	42	12	9	
3	No 8	12	46	24	18		
	No 16	6	50	31	13		
	No 30	10	46	23	21		
	No 50	15	42	30	13		
	No 100	4	46	26	24		
	No 200	3	31	21	14	31	
Ortalama		7.94	39	28.11	21.2	3.3	0.5

XRD analizine göre silikat minerallerinin tamamı ayırt edilememekte, en çok bulunan silikat minerali olan Kuvars (SiO₂) minerali ayırt edilememektedir. Bunun yanında feldspat ve kil mineralleri de silisyum elementi içeren mineraller içerebilmektedir. Kuvars, tane boyuna göre incelendiğinde düzenli bir dağılım sunmamakla birlikte ince malzemede (özellikle No 100 ve No 200 elek üzerinde kalan) diğer tane boylarına göre artış göstermektedir.

5 TARTIŞMA ve SONUÇ

Koç Deresi kum-çakıl malzemeleri uzun yıllardır beton endüstrisinde agrega olarak kullanılmasına karşın daha önce bu malzemelerin ASR özellikleri incelenmemiştir. Bu çalışmada kullanılan deney

metodu olan CSA A23.2-25 A yöntemine göre kabul edilen 14 günlük uzama sınır değeri olan değeri % 0.150 nin ve önerilen % 0.100 değerinin üzerinde bulunmaktadır. Ancak ocak malzemesi ASR yönünden nötr bir malzeme (Örneğin kireçtaşı) ile beraber kullanıldığında, % 30 ocak malzemesi ve % 70 nötr malzeme karışım oranı kullanıldığında sınır değerin (%0.150) altında bir değer vermektedir. Bu karışım oranı işletme açısından ocağın ekonomik olarak kullanmasını engellemektedir. Bu nedenle çeşitli firmalar tarafından üretilen, özellikle mineral ve kimyasal katkıları kullanılarak ocak ekonomik bir şekilde kullanılabilir.

TEŞEKKÜR

Yazarlar bu çalışma sırasında göstermiş olduğu yardımlardan dolayı Yrd. Doç. Dr. Hüseyin Yılmaz (CÜ), Ertuğrul Karakaş (TCK 16. Bölge) ve XRD deneylerini yapan CÜ Mühendislik Fakültesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü MİPJAL laboratuvarına teşekkür eder.

KAYNAKLAR

- AASHTO T 303. 2000. Accelerated Detection of Potentially Deleterious Expansion of Mortar Bars Due to Alkali-Silica Reaction. *Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing: Part II – Tests*, American Association of State Highway and Transportation Officials.
- ASTM C 1260. 1994. *Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Aggregates (Mortar-Bar Method)*. American Society for Testing and Materials.
- ASTM C 1293. 1995. *Standard Test Method for Concrete Aggregates by Determination of Length Change of Concrete Due to Alkali-Silica Reaction*. American Society for Testing and Materials.
- ASTM C 289. 1997. *Standard Test Method for Potential Alkali Silica Reactivity of Aggregates (Chemical Method)*. American Society for Testing and Materials.
- ASTM C 227. 1997. *Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Cement-Aggregates Combinations (Mortar-Bar Method)*. American Society for Testing and Materials.
- Aktimur, H. T. 1986. *Erzincan, Refahiye ve Kemah dolayının jeolojisi*; MTA Derleme Rap.No. 7932 (Yayınlanmış).
- CSA A23.2-14A. 2000. *Potential Expansivity of Aggregates (Procedure for Length Change due to Alkali Aggregate Reaction in Concrete Prisms)*. Canadian Standards Association, CSA International, Toronto, Ontario, CA.
- CSA A23.2-25A. 2000. *Test Method for Detection of Alkali Silica Reactive Aggregate by Accelerated Expansion of Mortar Bars*. Canadian Standards Association, Toronto, Ontario, CA.
- CSA A23.1. 2000. *Concrete Materials and Methods of Concrete Construction*. Canadian Standards Association, CSA International, Toronto, Ontario, CA.
- Helmuth R., Stark D., Diamond S. & Moranville-Regourd M. 1993. *Alkali-Silica Reactivity: An Overview of Research*,

- SHRP-C-342, Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, D.C.
- KGM 2003. *Kaliteli beton imalatı için gerekli esaslar ve betonun durabilitesi*. TADB Malzeme Lab. Şubesi Md., Ankara, 36s.
- Kurtman F. 1973. Sivas-Hafik-Zara ve İmranlı bölgesinin jeolojik ve tektonik yapısı: *MTA Dergisi*, 80,1-32.
- MTA 1999. *Sivas F24 paftası 1/100000'lik jeoloji haritası*.
- Smirnov V.I. 1976. *Geology of Mineral Deposits*. Moscow: Mir Publishers.
- TCK 16 2004. *Hafik, Koç deresi kum-çakıl ocağı laboratuvar dosyası*. Araştırma Başmühendisliği laboratuvarları, Sivas.
- Thomas M.D.A. 1996. *Review of the effect of fly ash and slag on alkali-aggregate reaction in concrete*,” BRE Report 314, British Research Establishment, London, UK.
- Yılmaz A. 1981. Tokat ile Sivas arasındaki bölgede ofiyolit karışığının iç yapısı ve yerleşme yaşı. *Türkiye Jeoloji Kurultayı Bülteni*, 24/1, 31-36.
- Yılmaz A. 1985. Yukarı Kelkit Çayı ile Munzur Dağları arasının temel jeoloji özellikleri ve yapısal evrimi: *Türkiye Jeoloji Kurultayı Bülteni*, 28/2, 79-92.

Harşit çayı (Giresun-Tirebolu) kırılmış dere malzemesinin agrega olarak kullanılabilirliğinin incelenmesi

Investigation of the potential use of the crushed material from River Harşit (Giresun-Tirebolu) as aggregate

İ. Çavuşoğlu¹, A.O. Yılmaz¹, İ. Alp¹ & M. Vıçıl²

¹Karadeniz Teknik Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü 61080 Trabzon

²Karadeniz Teknik Üniversitesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü 61080 Trabzon

ÖZET: Bu çalışmada, Harşit çayından (Giresun-Tirebolu) elde edilen ve Kuşkayası taşocağı kırma-eleme tesisinde kırılan dere malzemesinin agrega olarak kullanılabilirliği incelenmiştir. Tesiste 3 farklı boyutta malzeme üretimi yapılmaktadır. Buradan elde edilen malzeme üzerinde tane dağılımı (granülometri), tane şekli (yassılık indeksi), dona dayanıklılık (Na_2SO_4), özgül ağırlık, su emme oranı, aşınma dayanımı (Los Angeles), ince madde oranı tespitleri gerçekleştirilmiştir. Yapılan bu çalışmalar sonucunda elde edilen veriler, agregalar için mevcut bulunan standart verilerle karşılaştırılmış ve bu verilere uygun olduğu belirlenmiştir.

ABSTRACT: In this study, the potential use of the material produced in Kuşkayası crushing-screening plant as aggregate was investigated. The material which is obtained from river Harşit, is crushed-screening in to three different size fractions in the plant. Particle size distribution, flakiness index, frost resistance (Na_2SO_4), specific gravity, water absorption, Los Angeles abrasion, ratio of material finer than 0,063mm were carried out on these materials. The results have shown that the material satisfies the requirements and could be used as aggregate.

1 GİRİŞ

Agrega, doğal, yapay veya her ikisinden yoğun mineral malzemenin genellikle 100 mm'ye kadar çeşitli büyüklüklerdeki kırılmış ve/veya kırılmamış tanelerinin bir yığını olarak tarif edilir. Doğal malzemeler arasında yer alan agregalar, inşaat sektöründe ve alt yapıda kullanılması zorunlu olan ve ikame edilemez temel girdi durumundadır (Yılmaz 2003). Agregalar, doğadan (akarsu yatakları, deniz kıyıları, çöl) doğrudan doğruya taneli olarak temin edilebildikleri gibi taşocağı işletmeciliği ile üretilen taş bloklarının kırılıp eleme işlemleri sonucunda da elde edilebilirler. Bu şekilde elde edilen taneli malzemeye “kırmataş”, kırmataş tesislerinin atığı olan ince taneli malzemeye “kırmakum” (taşunu filler) denilmektedir (Arioğlu 1999).

Agregalar genel olarak kaynağına göre, tane şekline göre, özgül ağırlığına göre ve tane büyüklüğüne göre sınıflandırılmaktadırlar. Ama bunların dışında çok değişik özellikleri ile de sınıflandırılabilirler (Çizelge 1). Sınıflandırma işlemi, agregaları daha iyi tanımlamak ve değişik sınıflara ait agregaları kullanılacakları alana göre daha doğru tarzda kullanabilmek amacıyla yapılmaktadır. Agregalar günümüzde çok geniş bir kullanım alanına sahiptirler. Beton malzemesi

dışında, dolgu ve ıslah malzemesi, yol inşaatlarında asfalt ve temel malzemesi, demiryolu balastı olarak da kullanılmaktadır (Yılmaz 2003).

Çizelge 1 Agregaların sınıflandırılması (Yılmaz 2003)

Kaynağına göre	Tane şekline göre	Özgül ağırlığa göre
- Doğal - Yapay	- Yuvarlak - Köşeli - Yassı - Uzun	- Normal - Hafif - Ağır
Yüzey dokusuna göre	Tane büyüklüğüne göre	Jeolojik kökene göre
- Düzgün - Granüler - Pürüzlü - Kristalli - Petekli	- İri - İnce	- Volkanik - Tortul - Metamorfik
Mineralojik yapısına göre	Reaktif özelliklerine göre	Üretime göre
- Silis mineralli - Karbonat mineralli - Mikali vb.	- Reaktif - Reaktif olmayan	- Doğal (kum, çakıl vb.) - Yan ürün (curuf, perlit vb.)

Beton yapımında çimento ve su ile birlikte kullanılan agregalar beton hacminin yaklaşık %75'ini

oluşturmaktadır. Bundan dolayı beton yapımında kullanılacak agreganın değişik özelliklerinin araştırılması gerekmektedir. Araştırılması gereken bu özellikleri şu şekilde sıralayabiliriz: Gradasyon, maksimum tane büyüklüğü, tane şekli, yüzey dokusu, su emme kapasitesi, birim ağırlık, özgül ağırlık, agregadaki zararlı yabancı maddelerin türü ve miktarı, aşınmaya dayanıklılık, dona dayanıklılık, dayanım, elastiklik modülü, ve ısısal özellikler (Erdoğan 2003).

İnşaat sektöründe doğal agrega kullanımı, sektördeki hızlı gelişmeye bağlı olarak mevcut kaynakların hızla tükenmesi ve çevresel etkiler göz önüne alındığında zamanla azalacağı beklenmektedir. Diğer taraftan kırma-eleme işlemleriyle kırılmış agrega üretimi ve kullanımı giderek artmaktadır. Ayrıca, agrega şeklinin beton dayanımında önemli bir rol oynadığı göz önüne alındığında, uygun kırıcı ekipmanlar kullanılarak kübik şekilli tanelerin üretilmesi kırılmış agrega kullanımını arttıracaktır (Alp 2003).

Bu çalışmada Harşit vadisinden elde edilen kırılmış dere malzemesinin agrega olarak kullanılabilirliği araştırılmıştır. Bunu belirlemek için elde edilen malzeme üzerinde bazı deneysel çalışmalar yapılarak mevcut standartlarla karşılaştırılıp sonuçlandırılmıştır. Malzeme üzerinde yapılan deneysel çalışmalar elek analizi ve gradasyon, ince madde oranı tayini, özgül ağırlık ve su emme, yassılık indeksi tayini, dona dayanım (Na_2SO_4), Los Angeles aşınma kaybı gibi agregalar için bilinmesi gereken bazı deneysel çalışmalardan ibarettir.

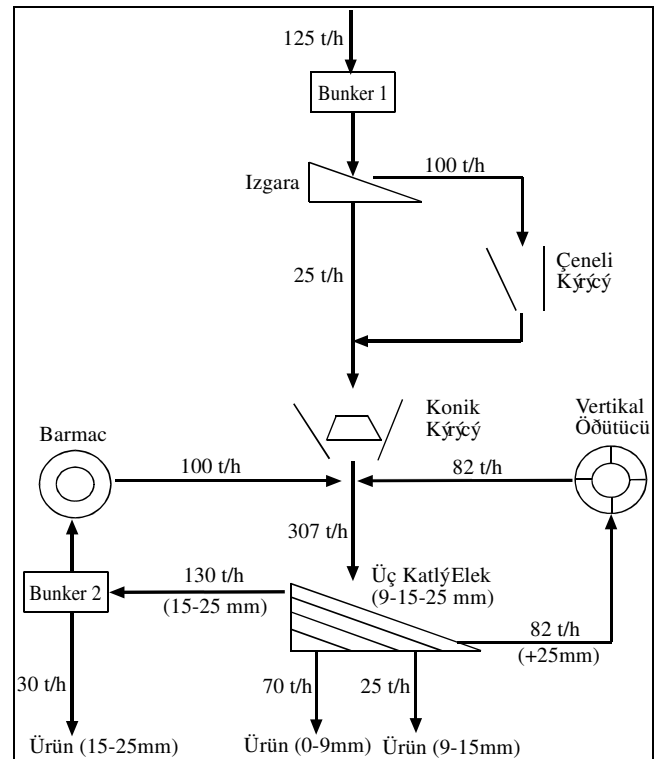
2 COĞRAFİ KONUM ve BÖLGENİN JEOLJİSİ

Çalışma sahası, Doğu Karadeniz bölgesinde, Giresun ili ile Trabzon illeri arasında kalan Harşit çayı ve civarında yer alan vadiyi kapsamaktadır (Şekil 2). Harşit çayı Gümüşhane ilinden başlayıp Giresun'un Tirebolu ilçesine kadar olan mesafede yer alır. Elde edilen malzemede de Harşit çayının bu civardan sürükleyerek getirmiş olduğu materyaller mevcuttur.

Coğrafi bakımdan Doğu Karadeniz Bölgesi "Doğu Pontidler" olarak adlandırılan jeoteknik bir birime tekabül eder. Doğu Pontidler jeoteknik birimi ise benzer nitelikte maden yatakları içermesi nedeniyle bir maden provensi niteliğindedir (Aslaner, 1984). Harşit vadisi ve civarı, Doğu Karadeniz Bölgesinin karakteristik volkanitlerini içeren, kalın bir litostratigrafik istif gösterir (Acar 1976). Bu sahada yaklaşık 11 adet birimin varlığı söz konusudur (Şekil 2) ve kullanılan malzemede de

bu birimlerin varlığı görülmektedir. Harşit çayı çıkış noktasından itibaren vadi boyunca bu birimlerden sürükleyerek çalışma sahasına kadar getirmiştir.

Harşit çayı'ndan elde edilen dere malzemesi, 125 t/h kapasiteli kırma-eleme tesisinde işlenerek çeşitli boyutlarda malzeme haline getirilmektedir (Şekil 1). Tesiste 3 çeşit (0-9 mm, 9-15 mm, 15-25 mm) malzeme üretimi yapılmaktadır. Üretilen bu malzemelerden yaklaşık olarak 0-9 mm'den 70 t/h, 9-15 mm'den 25 t/h, 15-25 mm'den 30 t/h üretim yapılmaktadır. 2 no'lu silodan (Bunker2) istenildiği zaman ürün alınmakta, tesisin durumuna göre diğer ürünlerden elde etmek için buradan besleme yapılmaktadır.



Şekil 1 Kuşkayası Kırma-eleme tesisi akım şeması

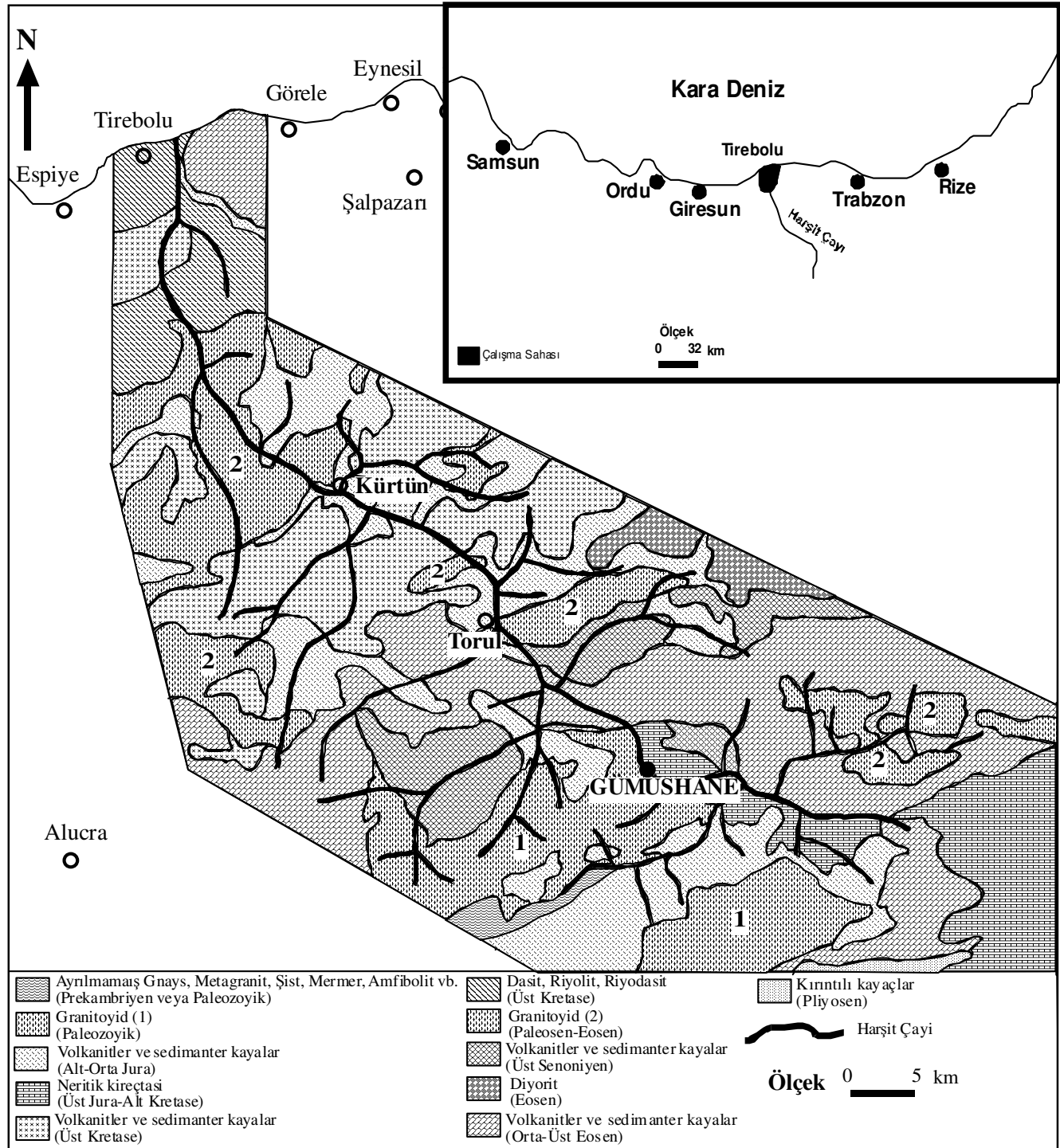
3 DENEYSEL ÇALIŞMALAR

3.1 Elek analizi ve gradasyon

Deney, TS 3530'a uygun olarak yapılmıştır ve malzemenin bir seri eleme işlemi yardımıyla, azalan büyüklüğe sahip farklı tane boyutları halinde belirlenmesinden oluşur. Agrega yığını içerisindeki tanelerin büyüklüklerine göre dağılımına, "gradasyon (veya, granülometri)" denilmektedir. Gradasyonun saptanmasında, agrega numunesinin içerisindeki taneler, büyüklüklerine göre, belirli boy gruplarına

ayrılmaktadır. Her boy grubunda agrega tanelerinin toplam ağırlıkları bulunarak, tüm agrega yığınının içerisinde ne oranda yer aldıkları belirlenmektedir (Erdoğan 2003). Kırma-eleme ünitesinden elde

edilen 3 çeşit malzeme üzerinde maksimum tane boyutlarına göre elekler kullanılarak eleme işlemi gerçekleştirilmiştir (Çizelge 2).

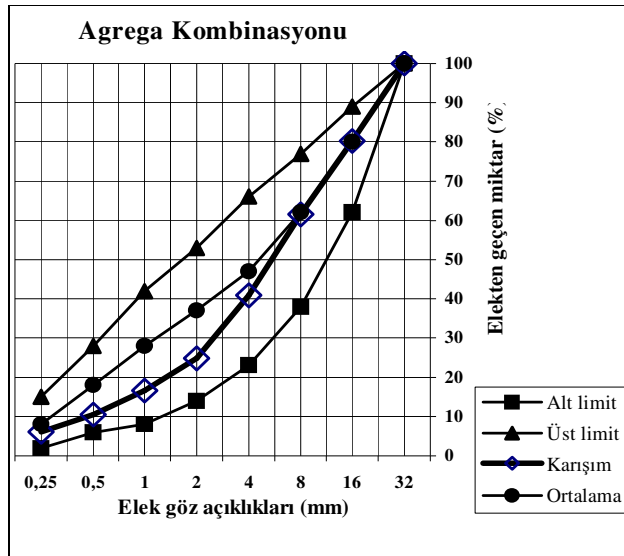


Şekil 2 Çalışma sahası ve jeolojik haritası (MTA)

Çizelge 2 Agregaların granülometrik bileşimi

	→ Elekten Geçen (%)							
Elek Açıklığı (mm)	31,5	16	8	4	2	1	0,5	0,25
0-9 (mm)	100	100	95,8	63,91	38,85	25,97	16,30	9,68
9-15 (mm)	100	100	1	0,1	0	0	0	0
15-25 (mm)	100	26,7	0,3	0,2	0	0	0	0

Bazen bir agrega numunesinden istenilen oranlardaki tane dağılımı elde edilememektedir. O zaman eldeki agregaları (iki, üç veya dört) uygun oranlarda karıştırarak uygun bir gradasyona sahip tek bir malzeme elde edilebilmektedir. Bunun için kullandığımız malzemelerin karışım oranlarını denklem çözümü metodu yardımıyla belirleyerek standartlarda belirtilen alt ve üst limitlere uygun hale getirilmiştir (Şekil 3). Bulunan oranlar: 0-9 mm malzeme için %64, 9-15 mm malzeme için %9, 15-25 mm malzeme için %27’dir.



Şekil 3 Agrega kombinasyon eğrisi

3.2 İnce madde oranı tayini

İnce madde oranı tayini TS 3527’e göre yapılmıştır. TS 3527’e göre 4 mm’den küçük (ince) ve 4 mm’den büyük (iri) agregalara sırasıyla ince madde oranının çökeltmek tayini ve ince madde oranının yıkama ile tayini yöntemi şeklinde iki yöntemle yapılmaktadır.

Deneye tabi olan her üç malzemenin de maksimum tane boyutu 4 mm’den daha büyük olduğundan dolayı, ince madde oranı tayini yıkama metodu ile gerçekleştirilmiştir. Bu yöntemle 0,063

mm’den daha küçük olan malzemeler belirlenmiştir. Yapılan deney sonrasında malzemelerin (0-9, 9-15, 15-25) belirlenen ince madde oranları sırasıyla %7,68-%0,1-%0,2 olarak bulunmuştur (Çizelge 3).

Çizelge 3 İnce madde oranı tayini

İşlem	0-9 (mm)	9-15 (mm)	15-25 (mm)
Kuru Ağırlık→ A (gr)	1739,2	4009,8	3748,8
Yıkandıktan Sonraki Kuru Ağırlık→ B (gr)	1605,6	4006,6	3740,1
Geçen → $\frac{A-B}{A} \times 100$ (%)	7,68	0,1	0,2

Agregalarda bulunan ince maddelerin, betonda aderansı azaltması, prize veya sertleşmeye etki etmesi, mukavemeti düşürmesi, çimento hamurunda zararlı kimyasal reaksiyonlara yol açabilmesi ve donatının korozyona karşı korunmasını azaltıcı etkileri bulunmaktadır. İnce maddeler, ayrıca yoğurma suyunun miktarını arttırmaktadırlar. Bu olumsuz etkilerinin yanında, agreganın içinde belli bir miktara kadar bulunabilen ince maddeler, betonun işlenmesinde ve yerleştirilmesinde olumlu rol oynamaktadır (Korkanç 2003).

3.3 Özgül ağırlık ve su emme oranı

Mevcut bulunan 3 çeşit malzeme üzerine TS 3526’ya uygun olarak, ince agrega özgül ağırlık tayini (0-9 mm) ve iri agrega özgül ağırlık tayini (9-15 mm, 15-25 mm) yapılarak malzemelerin özgül ağırlıkları ve su emme yüzdeleri belirlenmiştir (Çizelge 4).

İnce malzeme (0-9 mm) su içerisinde 24 saat bekletildikten sonra doygun kuru yüzey hale getirilir ve ağırlığı hesaplanır. Daha sonra ölçü kabına 1000 ml seviyesine kadar su konarak (ölçü kabı+su) ağırlığı hesaplanır. Kurutulan numune ölçü kabının içine suyla birlikte konarak (ölçü kabı+su+numune) toplam ağırlıkları hesaplanır. Bütün hesaplanan bu ağırlıklardan faydalanılarak ince agrega (0-9 mm) özgül ağırlığı ve su emme oranı belirlenir.

İri malzeme (9-15 mm, 15-25 mm) 24 saat su içerisinde bekletildikten sonra süzülür ve tanelerin üzerinde gözle görülür su tabakası (film) kalmayınca kadar kurutularak tartılır, doygun kuru yüzey ağırlığı hesaplanır. Daha sonra doygun kuru yüzey numunenin sudaki ağırlığı ve kuru ağırlığı hesaplanır. Tüm bu belirlenen hesaplamalardan sonra iri agrega (9-15 mm, 15-25 mm) özgül ağırlık ve su emme oranı belirlenir.

Çizelge 4 Özgöl ağırlık ve su emme yüzdesi

Özellik	0-9 (mm)	9-15 (mm)	15-25 (mm)
Kuru Özgöl Ağırlık (g/cm ³)	2,54	2,64	2,64
Doygun Kuru Yüzey Özgöl Ağırlık (g/cm ³)	2,59	2,67	2,67
Görünen Özgöl Ağırlık (g/cm ³)	2,69	2,71	2,72
Ağırlıkça Su Emme (%)	2,19	1,02	1,06

Agreganın özgöl ağırlık değeri, betonda yer alabilecek malzeme miktarlarının hesaplanmasında kullanılmaktadır. Ayrıca agregaların özgöl ağırlık değerlerinin fazla olması demek dokusunun daha kompakt olması anlamına gelmekte ve kayacın kimyasal ve mekanik etkilere karşı dayanıklılığını arttırmaktadır.

Agreganın su emme kapasitesi, malzemenin karışımı için yapılan hesaplamalarda doğrudan kullanılacağı için önemlidir. Ayrıca, agreganın su emme kapasitesi, betonun ve betonda kullanılan agreganın dayanıklılığı içinde büyük önem taşımaktadır. Su emme kapasitesi yüksek olan gözenekli agregaların içerisine su kolayca girebilmekte ve soğuk havalarda buz haline dönüşerek genleşmeye, çatlamaya yol açmaktadır (Erdoğan 2003).

3.4 Yassılık indeksi tayini

Agrega tanelerinin şekli, taze betonun işlenebilme özeliğini doğrudan etkilemektedir. Çakıl gibi yuvarlak agregalar yerine kırmataş gibi köşeli agregaların kullanılması taze betonda akıcılığın azalmasına neden olmaktadır. Tane şekli kusurlu tanelerin oranı çok ise taze betonun işlenebilirliği azalmakta, su ihtiyacı artmakta ve betonun dayanımı ve dayanıklılığı olumsuz yönde etkilenmektedir. Malzeme üzerinde yapılan yassılık indeksi tayini sonuçları çizelge 5’de görülmektedir.

Çizelge 5 Yassılık indeksi

Malzeme Boyutu (mm)	Yassılık İndeksi (%)
9-15	5,46
15-25	10,7

3.5 Dona dayanım (Na₂SO₄)

Agregalarda dona dayanıklılık testi TS 3655’e göre “dona dayanıklılığın kimyasal yolla tayini” şeklinde yapılmıştır. Burada kimyasal olarak susuz sodyum sülfat (Na₂SO₄) kullanılmıştır. Hazırlanan çözeltinin

yoğunluğu standartta belirtildiği gibi kullanılacağı sırada, 1,150 g/cm³’den küçük, 1,170 g/cm³’den büyük olmayacak şekilde 1,165 gr/cm³ olarak ayarlanmıştır.

Numuneler standartta belirtildiği miktarlarda alınarak her bir numune çözelti içerisinde 18 saat süreyle bekletildi ve bu süre sonunda numuneler çözelti içinden alınarak tekrar oda sıcaklığına gelinceye kadar soğutuldu. Bu işlem 5 kez tekrarlanarak 5. tekrarlamaya sonucunda her bir malzeme standartta belirtilen alt tane büyüklüğünden bir küçük göz açıklıklı eleklerden elenerek toplam don kaybı belirlenmiştir (Çizelge 6).

Çizelge 6 Don kaybı oranı (Na₂SO₄)

Tane Sınıfı (mm)	Deney Numunesi Miktarı (gr)	
	Deneye Giren	Deney Sonrası
4/8	299,7	293
8/16	499,4	495,7
16/32	499	496,7
Toplam Kayıp (%)	3,43	

3.6 Aşınma kaybı (Los Angeles)

Agregaların aşınma direnci, agregatanelerinin kırılabilirliği ve sertliği, süreksizlik düzlemleri, minerallerin kenetlenmesi ile taneler arası bağın mukavemetini yansıtmaktadır (Korkanç 2003). İçerisinde çelik bilyeler bulunan ve çelikten yapılmış tambur içerisine, belirli elek açıklıklarından belli miktarlarda malzeme konarak dakikada 30-33 devir yapacak şekilde toplam 500 devir attırılmıştır. Silindirik tambur içerisinde bilyelere çarparak bir miktar ufalanan malzeme 500 devir sonunda 1,7 mm’lik elekten elenerek toplam kayıp belirlenmiştir (Çizelge 7).

Çizelge 7 Los Angeles aşınma kaybı

Tane Sınıfı (mm)	Deney Numunesi Miktarı (gr)	
	Deneye Giren	Deney Sonrası Elek Üstü Malzeme (+1.7 mm) (Y)
37.5-25.4	1250	4140
25.4-19.1	1250	
19.1-12.5	1250	
12.5-9.5	1250	
Toplam (X)	5000	
Toplam Kayıp (%)	$\frac{X-Y}{X} \times 100$	
	17,2	

4 TARTIŞMA ve SONUÇLAR

Bu çalışmada Harşit vadisinden elde edilen kırılmış dere malzemesinin agrega olarak kullanılabilirliği araştırılmıştır. Bunu belirlemek için elde edilen malzeme üzerinde bazı deneysel çalışmalar yapılarak mevcut standartlarla karşılaştırılıp sonuçlandırılmıştır.

Malzemenin alındığı bölge Doğu Karadeniz Bölgesinin karakteristik volkanitlerini içeren bir litostratigrafi göstermektedir. Bölgede yaklaşık olarak 11 birimin varlığı mevcuttur. Bu birimlerin varlığı elde edilen numunelerde de mevcut bulunmaktadır. Harşit çayının çıkış yerlerinden itibaren sürükleyerek getirdiği bu birimlerden oluşan dere malzemesi, kırma-eleme ünitesinde 3 çeşit malzeme olacak biçimde işlenmektedir.

Yapılan elek analizi sonucunda deneye tabi tutulan 3 malzemenin de belirli oranlarda karıştırılarak standartlarda belirtilen alt ve üst limitlere uygun malzeme haline getirilebileceği görülmüştür. Bu karışım için belirlenen oranlar 0-9 mm için %64, 9-15 mm için %9 ve 15-25 mm için %27 olarak tespit edilmiştir.

Yapılan ince madde oranı tayini tespitinde 0,063 mm göz açıklıklı elekten geçen malzemenin % miktarları belirlenmiştir. Buna göre 0-9 mm malzeme için %7, 68, 9-15 mm için %0, 1, 15-25 mm için %0,2 olarak bulunmuştur. Bulunan bu sonuçlardan 0-9 mm malzemenin ince madde oranının standartlarda (TS 706) belirtilen sınır değerlerinin üstünde olduğu görülmüştür. Ancak her üç malzemenin belirli karışım oranlarında tek bir malzeme elde edileceğinden, elde edilen karışık malzeme için ince madde oranının yüksek olduğu söylenemez. Bulunan bu ince madde oranı yapılacak olan beton için yoğurma suyunun miktarını artırıcı etki gösterebilir. Diğer bir yönden betonun işlenmesinde ve yerleştirilmesinde olumlu rol oynayacaktır.

Her üç malzemenin de bulunan özgül ağırlık değerleri betonda kullanılan normal ağırlıklı agrega (2,5-2,7) standartlarına (Erdoğan 2003) uygun olduğu görülmüştür. Bulunan değerler 0-9 mm için 2,54, 9-15 mm için 2,64, 15-25 mm için 2,64'tür. Su emme oranları ise sırasıyla %2,19- %1,02-%1,06'dır.

Agregaların yassılık bakımından kusurlu tane içermedikleri yapılan yassılık indeksi tayini ile belirlenmiştir. Yassılık indeksi tayini kaba malzemelere (9-15 mm, 15-25 mm) yapılmıştır ve sonuçlar sırasıyla %5,46 ve %10,7 olarak bulunmuştur.

Hava şartlarına maruz kalan betonlar için önemli özelliklerden biriside don etkisine karşı dirençtir.

Susuz sodyum sülfat (Na_2SO_4) ile yapılan dona dayanım deneyinde %3,43'lük toplam kayıp bulunmuştur. Bu kayıp standartların (TS 706) çok altında olup malzemenin dona oldukça dayanıklı olduğu görülmektedir.

Agregaların aşınma direnci agrega tanelerinin kırılabilirliği ve sertliğini yansıtmaktadır. Standartlara göre nitelikli agregalar için 500 devirlik aşınma sonucu kaybın en fazla %30 olması gerekmektedir (Erdoğan 2003). Bütün bu veriler ışığında malzemeye yapılan Los Angeles aşınma kaybı %17,4 olarak bulunmuş ve bu kayıp malzemenin aşınmaya karşı oldukça dirençli olduğu göstermektedir.

Yapılan deneyler sonrasında malzemenin standartlara uygun olduğu görülmüştür. Ancak malzemenin beton dayanımına etkisini belirlemek için beton dayanım testleri yapılması gerekmektedir. Halen bu çalışmalar devam etmektedir.

KAYNAKLAR

- Acar E.Ç. 1976. *Doğu Karadeniz Bölgesi, Tirebolu, Harşit Vadisi ve civarının jeolojisi, petrografik etüdü ve ekonomik jeolojisi hakkında*, Ege Üniversitesi Fen Fakültesi, Master Tezi, Bornova, İzmir.
- Alp İ., Yılmaz A.O., Kaya R., Deveci H. & Çavuşoğlu İ. 2003. Kuşkayası (Tirebolu-Giresun) taşocağı kırılmış kum hazırlama tesisi-problemler ve çözüm önerileri", *3.Ulusal Kırmataş Sempozyumu*, sayfa:249.
- Arioğlu E., Arioğlu N. & Yılmaz A.O. 1999. *Çözümlü beton agregaları problemleri*, İstanbul, Evrim Yayın Evi.
- Aslaner M. & Gedikoğlu A. 1984. *Harşit vadisi (Tirebolu-Giresun) metalik cevherleşme tipleri*, Karadeniz Üniversitesi Dergisi, Jeoloji, Cilt 3, sayı1-2, sayfa 1-15.
- Erdoğan T.Y. 2003. *Beton*, ODTÜ Geliştirme Vakfı Yayıncılık ve İletişim A.Ş. Yayını, 1.Baskı.
- Korkanç M. & Tuğrul A. 2003. "Niğde yöresi bazaltlarının beton agregası olarak kullanılabilirliği", *3.Ulusal Kırmataş Sempozyumu*, sayfa:99.
- Yılmaz A.O., Alp İ., Kaya R. & Çavuşoğlu İ. 2003. Trabzon ilindeki taşocaklarının incelenmesi ve agrega potansiyelinin belirlenmesi, *3.Ulusal Kırmataş Sempozyumu*, sayfa:133.
- TS 3526 1980. *Beton Agregalarında Özgül Ağırlık Ve Su Emme Oranı Tayini*, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- TS 3527 1980. *Beton Agregalarında İnce Madde Oranı Tayini*, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- TS 3530 1999. *Agregaların Geometrik Özellikleri İçin Deneyler, Bölüm1:Tane Büyüklüğü Dağılımı Tayini-Eleme Metodu*, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- TS 3655 1981. *Beton Agregalarında Dona Dayanıklılık Tayini*, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- TS 706 1980. *Beton Agregaları*. Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

Doğu Karadeniz bölgesinde faaliyet gösteren taşocakları için uygun üretim yönteminin geliştirilmesi

Development of appropriate production method for quarries operating in Eastern Black Sea region

A.O. Yılmaz

Karadeniz Teknik Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü Trabzon

A. Tatarhan

Maden Mühendisi Rize

İ. Çavuşoğlu

Karadeniz Teknik Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü Trabzon

ÖZET: Doğu Karadeniz Bölgesi arazi yapısının engebeli olması nedeniyle özellikle taşocak işletmeciliğinde bir takım sorunların yaşanmasına neden olmaktadır. Uygulanan üretim yönteminin günümüzde artık kullanımı kalmayan “galeri patlatması” yöntemi olması, anılan sorunların en üst seviyede yaşanmasına neden olmaktadır. Aşırı patlayıcının kontrolsüz kullanılması, çevre açısından hoş olmayan görüntülerin ortaya çıkması, gürültü, sarsıntı, şev kaymaları bu yöntemin uygulanmasının kimi sonuçlarıdır. Söz konusu yöntemin yerine kademeli üretim yöntemlerinin uygulamaya sokulması artık kaçınılmaz olmuştur. Bu bildiride halen uygulanan yöntem hakkında kısa bilgi verilmekte, topografik yapıya göre uygulanabilecek kademeli üretim yöntemi orijinal çizim ve değerlendirmelerle ele alınarak, uygulama adımları belirli bir ayrıntı ile incelenmiştir.

ABSTRACT: Hilly structure of the surface in Eastern Black Sea region causes some problems in operating the quarries. Coyote method is being used as the production method and this deteriorates the concerned problem. Excessive use of explosive in an uncontrolled way, undesired views in the environment, noise, quaking, slope stability problems are among the consequences of this method. The need to replace this method with bench productions methods has become indispensable. In this study, brief information is provided about the coyote and the bench production method that is most appropriate in terms of the topographic structure is evaluated with original drawings and evaluations and application stages are examined with certain details.

1 GİRİŞ

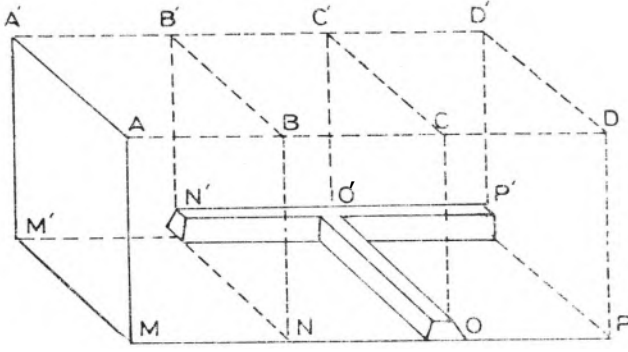
Doğu Karadeniz Bölgesi'nde “Karadeniz Devlet Sahil Yolu İyileştirme Projesi”nin uygulamaya sokulması ile alt yapı çalışmaları için önemli miktarda taş ihtiyacı ortaya çıkmıştır. Özellikle bölgenin oldukça engebeli bir arazi yapısına sahip olması, yeni karayolu güzergahı için bir çok yerde tahkimat ve deniz dolgusu yapılmasını zorunlu kılması söz konusu ihtiyacın önemli ölçüde artmasına neden olmuştur.

Alt yapı ve diğer amaçlar için gerekli olan taş ihtiyacı için bölgede birbiri ardına taşocaklarının devreye sokulduğu görülmektedir. Bölgenin arazi yapısının dik olması işletmeleri açık işletme (kademeli üretim yöntemi) ile üretim yapmalarını zorlaştırmakta, bunun için üretim ve maliyet açısından kolaylarına gelen “galeri patlatma” yöntemine yönelmektedirler. Diğer taraftan ihtiyaç duyulan taş ihtiyacının bu yöntemle kısa sürede

temin edilmesi yöntemin tercih edilmesinde etkili olmaktadır. Fakat yöntemin uygulanması ile telafisi mümkün olmayan bir çok sorunun da oluşmasına neden olmaktadır. Bu bildiride bölgede yaygın olarak kullanılan “galeri patlatma yöntemi”nin sakıncaları dile getirilmekte bu yöntem yerine uygun olabilecek kademeli üretim yönteminin uygulanması belirli bir ayrıntı içinde anlatılmaktadır.

2 MEVCUT DURUMUN DEĞERLENDİRİLMESİ

Bölgemizin belki de taşocakları açısından en fazla sorun yaşadığı “galeri patlatma” yöntemi ile üretim yapılmasıdır. Bu yöntemin örnek bir uygulaması Şekil 1'de verilmektedir. Şekilde bir ana galeri (OO') açılmakta, bunu takiben (O'N') ve (O'P') kanat galerileri sürülmektedir. Daha sonra kanat galerilerine gerekli patlayıcı doldurulmakta, sıkılama sonrası patlatma işlemi gerçekleştirilmektedir (Saltoğlu 1992).



Şekil 1 Galerî patlatma yöntemi

2.1 Galerî patlatma yönteminden kaynaklanan sorunlar

Aşağıda mevcut taşocaklarında özellikle galeri atımı yapılmasından kaynaklanan sorunlar maddeler halinde açıklanmaktadır (Geniş bilgi için Bkz. Yılmaz vd. 2002; Öcal 1978; Yılmaz & Çavuşoğlu 2003; Güney 2000; Tatarhan 2002; Yılmaz 2001; Arıoğlu & Yılmaz 2001; Karayolları 2002):

- Galerî yöntemi ile ateşleme yapılırken çok miktarda patlayıcı madde kullanıldığında ortaya çıkan aşırı basınç enerjisi sıkıştırma etkisiyle zeminde sarsıntı yaratarak, bina, tesis vb. yapıların zarar görmesine, çevre bölgelerde oynama yaparak arazi oturmalarına, zemin çatlamalarına veya heyelanlara neden olmaktadır.
- Fazla miktarda patlayıcı madde fazla gürültü çıkmasına neden olmakta, çevre sakinleri rahatsız edilmekte, aşırı miktarda gaz ve tozun bir anda açığa çıkarak etrafa yayılması çevre sağlığı yönünden büyük sakınca doğmaktadır.
- Patlatılan kütlede zayıflık düzlemleri, damarlar ve çatlak olması halinde, ateşleme anında taş püskürtmelerine neden olduğu gibi yapılan ateşlemeden verim alınamamaktadır.
- Ateşleme ile patlamanın olduğu noktadaki malzemeler aşırı basınca maruz kalarak ufalanmakta, patlatma noktasından uzaklaştıkça oluşan basınç etkisi azaldığı için çıkan malzemenin boyutu iri olmakta, sonuçta dengesiz bir boyut dağılımı içeren taş malzemesi elde edilmektedir.
- Galerî ateşlemesi sonrası yeni oluşan aynadaki var olan mevcut çatlaklar oynayarak hareket etmekte veya yeni çatlaklar oluşmakta, buna bağlı olarak her an düşerek tehlike yaratabilecek taş veya kaya kopmaları olmaktadır.
- Yapılan ateşleme sonucu oluşan basınç kuvvetleri ocak aynasının en üst noktalarını etkileyememekte ve altı boşaldığı için desteksiz kalan ocak aynasının üst kısımları, yapısal

çatlaklarından koparak heyelan yapmakta veya tam kopmadığından şapka şeklinde durarak tehlike yaratmaktadırlar (Şekil 2, 3). Ayrıca topografik yapısının dik olmasından dolayı düşük seviyelerden başlayan ocak aynası ilerleyen çalışma süreleri sonunda (ocak aynasının kademersiz çalışması) 80-100 m gibi yüksek değerlere ulaşmaktadır. Bu durum ise her türlü çalışma şartının daha da zorlaşmasına neden olmaktadır (Şekil 2).



Şekil 2 Taşocağında yüksek-geniş çalışma aynası ve şapka şeklinde kalan üst kısım



Şekil 3 Galerî atımı ile işletilen bir taşocağında iş kazası

Tüm bu açıklanan ifadelerden anlaşılacağı üzere ocakta yapılan tüm çalışmalar bir risk ve tehlike altında emniyetsiz olarak yürütülmekte, yapılan çalışmalardan verim alınamamaktadır.

3 KADEMELİ ÜRETİM YÖNTEMİ

Arazinin topografyasına ve optimum kazı planına göre kademeler uygun bir şekilde oluşturulur. Topografyaya uygun olarak özellikle tepe ve yamaçlara oluşturulacak olan taşocaklarında kademeler aşağıdan başlayarak yukarıya doğru oluşturularak üretim gerçekleştirilir.

Bölgede uygulanması tavsiye edilen işletme planında yukarıda ifade prensipler doğrultusunda önce ocağın en alt tabanından başlayan, daha sonra ocağın en üst noktasına doğru ilerleyen bir yöntem izlenmektedir.

Taşocağında bu tarz girişimde bulunulmasının nedeni, Doğu Karadeniz Bölgesi'nde genelde tüm ocaklarda hakim olan arazi yapısı ve topografyadan kaynaklanan zorlukların, bilinen ocak işletme yöntemlerinin bu tür ocaklara uygulama zorlaştırmasından kaynaklanmamaktadır.

Taş ocağının üst kısımlarından üretiminin yapılması amacıyla ilk etapta ocak sahasının en üst kotlarına ulaşılmasını sağlayacak ocak yolunun teşkil edilmesi ilk aşamada bir takım sakıncalar içermektedir. Bunlar (Tatarhan 2002):

- Çok uzun ve eğimli ocak yolunun yapılması gerekmektedir.
- Malzeme üretiminin bir an önce yapılması gerekli olan taşocağında taş üretim çalışmalarının gecikmesine neden olacaktır.
- Taşocağı yolunun çok uzun ve eğimli yapılacak olması, bunun için ek kamulaştırma masraflarının doğmasına ve yol yapım maliyetin artmasına neden olacaktır.
- Taş ocaktaki tüm üretim süresince üretilen malzemenin taşınma mesafesinin ve nakliye kat sayısının artmasına neden olacaktır.

Tüm bu sakıncalar bölgede daha pratik bir üretim yönteminin uygulamaya sokulmasını zorunlu kılmaktadır. Diğer kelimelerle ocak sahası dışında farklı bir sahaya gereksinim duymadan, mevcut ruhsat alanı kullanılarak ve herhangi bir ek maliyete girmeden ocak içi kademe yollarını teşkil ederek, taşocağında kademeli işletme yöntemini oluşturmak ve bir taraftan da ihtiyaçlar için gereken malzeme ihtiyacının sağlanması gerekmektedir.

3.1 Yöntemin uygulama ilkeleri

Taş ocağında uygulanması önerilen bu işletme yönteminin, bilinen ocak işletme yöntemlerinden farkı şu şekilde açıklanabilir (Tatarhan 2002; Güney 2000; Yılmaz vd. 2002):

- Taş ocağında kademeli işletme yöntemini oluştururken, öncelikle ocak sahasının en alt noktasında bir taban sahası oluşturarak çalışmaya başlanması,
- Daha sonra ocağın üst noktalara doğru ilerlenmesidir.

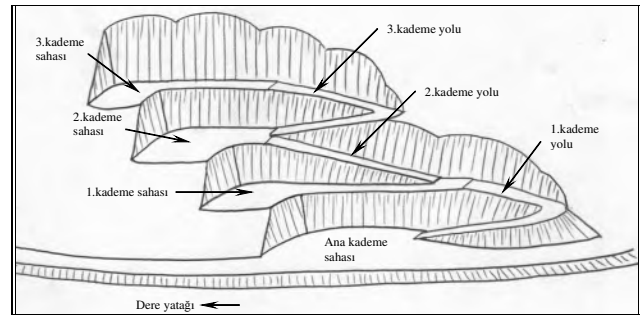
Bu tarz bir üretim yönteminin sağlayacağı fayda; taş ocağında kademeli işletme yöntemi oluşturmak

amacıyla ocağın üst noktasına ulaşılmaya çalışılırken, arazi yapısından kaynaklanan zorluklar nedeniyle bu işlemi en ekonomik ve en kolay bir şekilde gerçekleştirilebilmekte ve bir taraftan da taş üretimi yapabilmektedir.

Önerilen bu uygulama sisteminde dikkat edilmesi gereken hususlar şunlardır:

- Ocaktaki kademe oluşturma safhasındaki hazırlık çalışmaları, ocağın en alt katından en üst katına doğru yapılırken, üretim safhasında ise ocağın en üst katından en alt katına doğru ilerleyen bir hareket tarzı izlenmektedir.
- Herhangi bir kademe sahasının hemen üzerindeki kademe sahasına ait kademe yolu ve kademe sahası teşkil edildiği andan itibaren, bir alttaki kademe sahasındaki taş üretimi durdurulmalı, üstteki yeni kademe sahasındaki üretim çalışmalarına ağırlık verilmelidir.
- Üstteki kademe sahası önde alttaki kademe sahası geride olmak kaydı ile taş ocağında işletme çalışmaları devam edebilir.

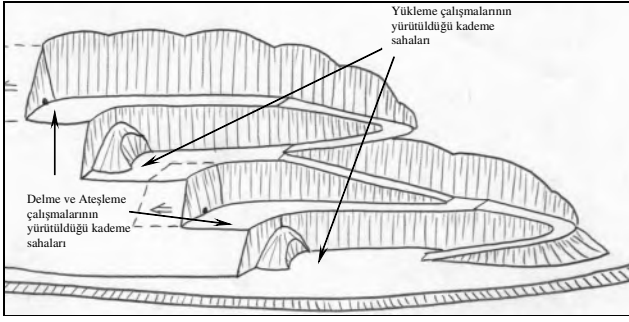
Arazideki zorluklar nedeniyle en alt kottan başlayarak en üst kota doğru kademe sahaları teşkil edilmiş olan bir ocaktaki kademeli işletme sisteminin son durumu Şekil 4'te görülmektedir.



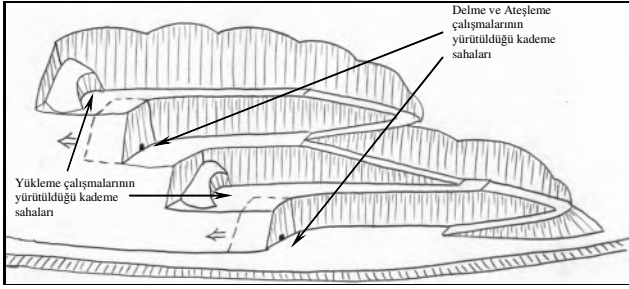
Şekil 4 Taş ocaklarında oluşturulmuş ideal bir kademeli işletme sisteminin son durumu

Bu işletme sisteminde yapılacak planlama ile Şekil 5'de görüleceği gibi önce 3. ve 1. kademe sahasında delme ve patlatma hazırlıkları yapılırken zemindeki taban sahasında ve 2.kademe sahasında ise yükleme ve nakliye çalışmalarına devam edilir.

İkinci aşamada, 3. ve 1. kademe sahalarda yapılan ateşlemelerde yükleme ve nakliye çalışmalarına geçilirken bu sefer zemindeki taban sahasında ve 2.kademe sahasında ise delme ve patlatma çalışmaları yapılır. Bu şekilde periyodik dönüşümlerle ocaktaki üretim çalışmaları devam eder (Şekil 6).



Şekil 5 Kademeli işletme sistemindeki 3. ve 1. kademe sahalarında delme ve patlatma hazırlıkları yapılırken zemindeki taban sahasında ve 2. kademe sahasında ise yükleme ve nakliye çalışmaları yapılmaktadır

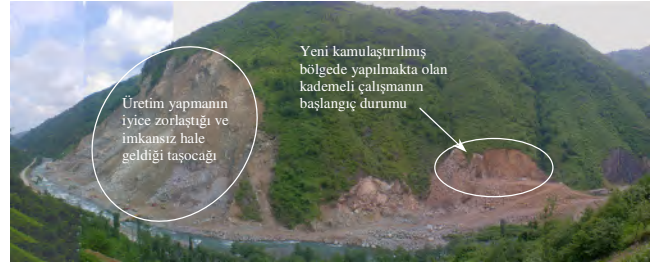


Şekil 6 Kademeli işletme sistemindeki zemindeki taban sahasında ve 2. kademe sahalarında delme ve patlatma hazırlıkları yapılırken 1. ve 3. kademe sahasında ise yükleme ve nakliye çalışmaları yapılmaktadır

3.2 Örnek uygulama

Anılan yöntemin bölgede bir taş ocağında nasıl uygulanacağı aşağıda anlatılmıştır (Tatarhan 2002; Yılmaz 2001; Güney 2000; Yılmaz vd. 2002). Söz konusu taşocağında üretim yöntemi olarak görüntüden de anlaşılacağı gibi galeri atımı yöntemi ile üretim yapılmıştır. Artık üretim yapmanın oldukça zorlaştığı (üretim yönteminin kilitlendiği, taşocağının atıl duruma düştüğü) taş ocağında farklı bir yöntemle üretim yapılması kaçınılmaz hale gelmiştir. Bu açıdan taş ocağına farklı bir yöntemle girilerek üretime başlanması gerekmektedir (Şekil 7).

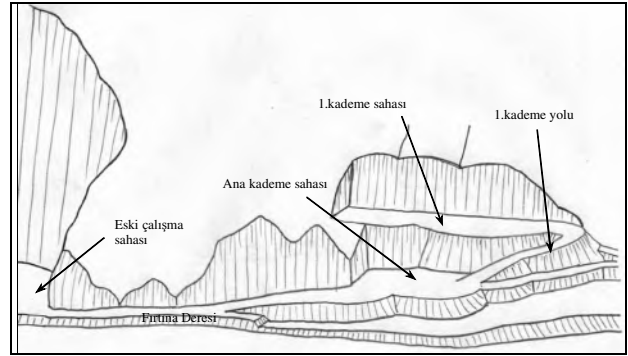
İlk olarak taşocağına planlı-kolay ve güvenli bir giriş yapabilmek için mevcut çalışılmış aynanın haricinde bakir alan seçilir ve taşocağının kademelendirilmesine bu noktadan başlanır.



Şekil 7 Planlı çalışmanın yapılacağı taşocağı ve ilk giriş noktası

3.2.1 Uygulama aşamaları

- Taş ocağının güney tarafında oluşturulmuş olan 1. kademe sahası yapılacak ateşlemelerle kuzey yönde ilerletilmeye devam edilmektedir (Şekil 8, 9).

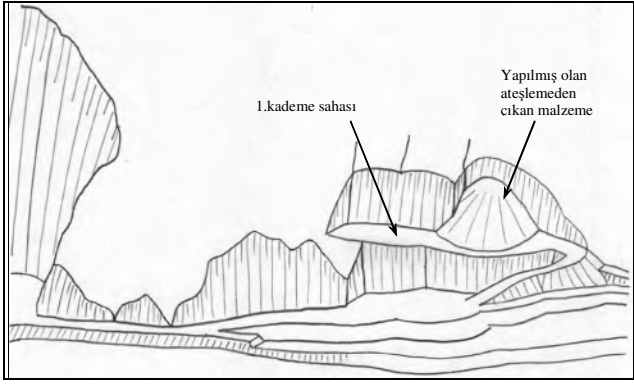


Şekil 8 Açılmış olan 1. kademe sahasının yapılan ateşlemelerle kuzey yönde ilerletilerek genişletilmesi



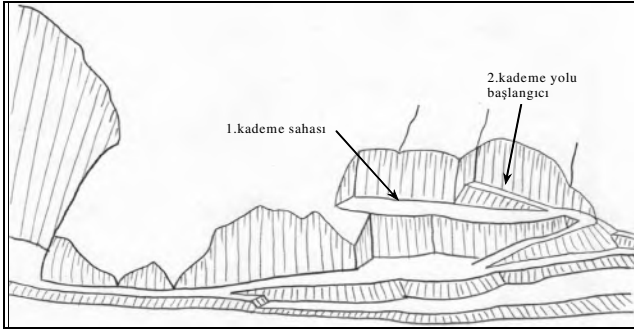
Şekil 9 Taş ocağında 1. kademe sahasının oluşturulması

- 1. kademe sahası, 2. kademe yolunu oluşturmaya olanak verecek kadar yeterli mesafe ilerletildikten sonra, bu kademe sahasının ilerletilmesi durdurularak taş üretimi amacıyla herhangi bir ateşleme yapılmayacak ve Şekil 10'de görülen noktada sadece 2. kademe yolunu başlatmak amacıyla bir ateşleme yapılacaktır.



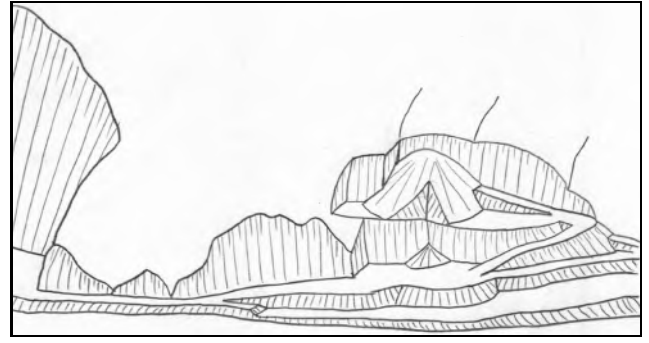
Şekil 10 2. kademe yolunu teşkil edebilmek amacıyla 1. kademe sahasının başlangıç kısmında yapılan ateşleme

- 1. kademe sahasında 2. kademe yolunu teşkil etmek amacıyla yapılan ateşlemeden çıkan malzemenin bir kısmı imalatlarda kullanılmak üzere alınırken bir kısmı da 2. kademe yolunun başlangıcını oluşturmak amacıyla taban olarak kullanılarak kuzey istikamete doğru yukarı eğimli şekilde teşkil edilecek (Şekil 11).

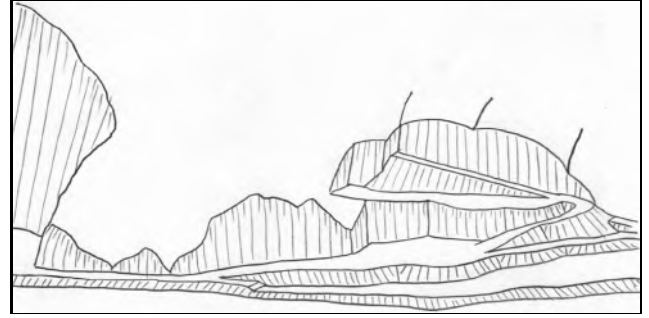


Şekil 11 1. kademe sahasında yapılan ateşlemeden çıkan malzeme ile 2. kademe yolunun başlangıç kısmının oluşturulması

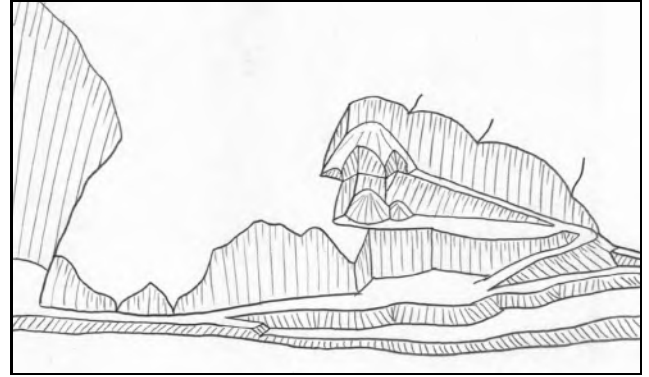
- 2. kademe yolunun başlangıç kısmını teşkil ederken, yani 1. kademe sahasının Şekil 9'da görülen bölgesinde yapılacak ateşlemelerden çıkan malzemeler kullanılarak kuzey istikamete yukarı doğru çıkan eğimle oluşturulmakta olan yol, 2. kademe sahasını teşkil edebileceğimiz ideal yüksekliğe ulaştığı zaman bu noktada 2. kademe sahasını teşkil etmek amacıyla ilk ateşleme yapılır (Şekil 12-14).



Şekil 12 2. kademe yolunun devamını yapabilmek amacıyla 1. kademe sahasında yapılan 2. ateşleme

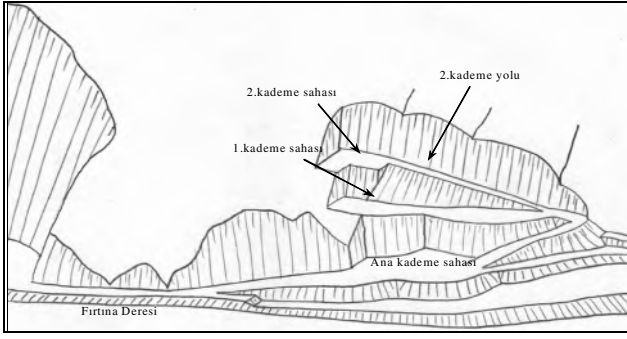


Şekil 13 1. kademe sahasında yapılan 2. ateşlemeden çıkan malzeme ile 2. kademe yolunun devamının yapılması



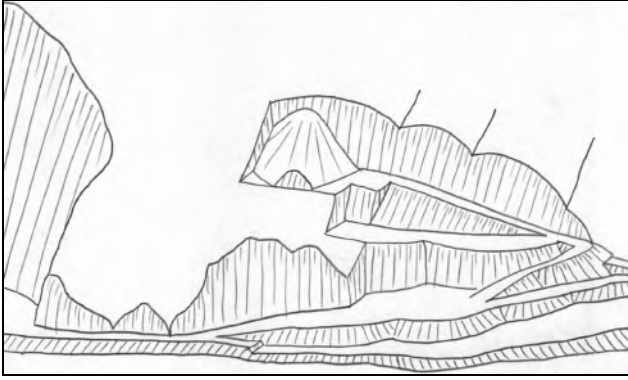
Şekil 14 2. kademe yolu 2. kademe sahasını teşkil edebilecek ideal yüksekliğe ulaştığı anda bu noktada 2. kademe sahasını teşkil etmek amacıyla yapılan ilk ateşleme

- 2. kademe yolu 2. kademe sahasını oluşturabileceğimiz uygun yüksekliğe ulaştığı noktada yapılan ateşlemeden çıkan malzemenin alınması ile 2. kademe sahası teşkil edilmiş olur (Şekil 15).

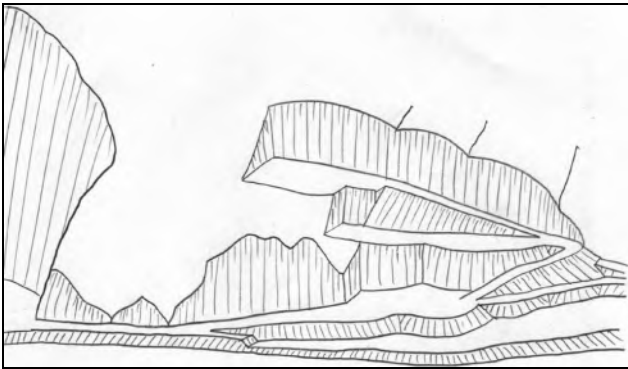


Şekil 15 2. kademe yolunun 2. kademe sahasını oluşturabilecek uygun yüksekliğe ulaştığı noktada yapılan ateşlemeden çıkan malzemenin alınması ve 2. kademe sahasının teşkil edilmesi

- Bu kademe sahasında yapılacak ateşlemelerle 2. kademe sahası hem rahat çalışma yapabilecek şekilde genişletilirken hem de 2. kademe sahasının, 1. kademe sahasının daha ilerisinde yer alması sağlanmış olur (Şekil 16-18).



Şekil 16 2. kademe sahasını genişletilmesi ve ilerletilmesi amacıyla yapılan ateşleme

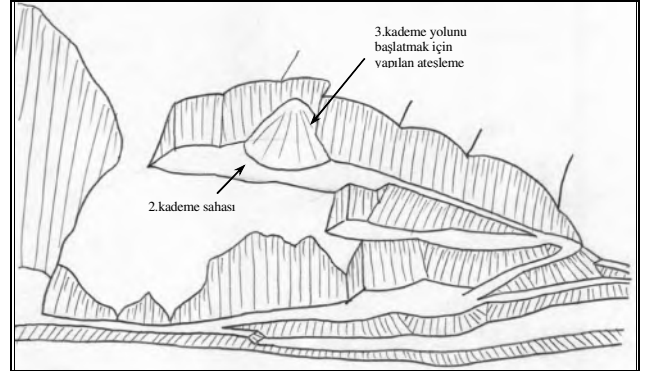


Şekil 17 2. kademe sahasında yapılan ateşlemeden çıkan malzemenin alınması ile 2. kademe sahasının genişletilmesi



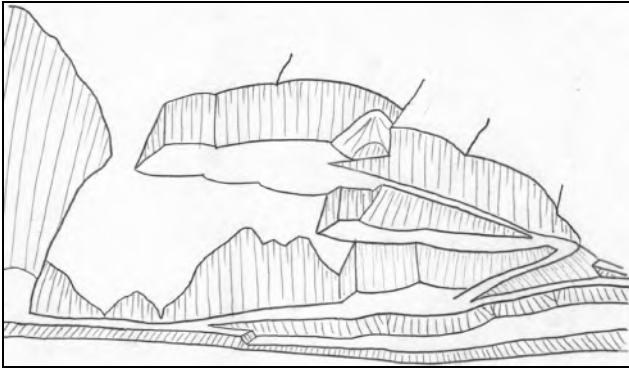
Şekil 18 Taş ocağında 2. kademe sahasının yerleştirilmesinin uygulaması

- 2. kademe sahası kuzey yöne doğru ilerletilirken bu kademe sahasının da ilerletilmesi durdurulacak ve Şekil 19'da görülen noktada 3. kademe yolunu başlatabilmek amacıyla ateşleme yapılır



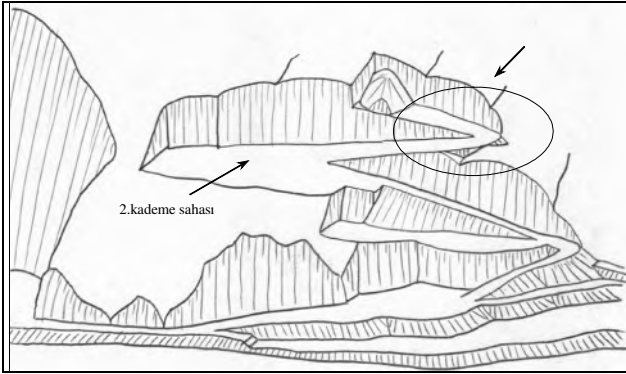
Şekil 19 2. kademe sahasında 3. kademe yolunu başlatabilmek amacıyla ateşleme yapılması

- 2. kademe sahasının bu noktasında yapılan ateşlemeden çıkan malzeme alındıktan sonra güney tarafa ilerleyecek şekilde sıralı ateşlemeler yapılarak 3. kademe yolunun açılmasına devam edilecek. Burada dikkat edilecek husus her bir ateşlemenin bir önceki ateşlemeye nazaran daha üst kotta yapılmasıdır. Böylece 3. kademeye çıkılmasını sağlayacak yolun yukarı eğimle yükselmesini sağlayacak şekilde oluşturulması sağlanmış olur (Şekil 20).



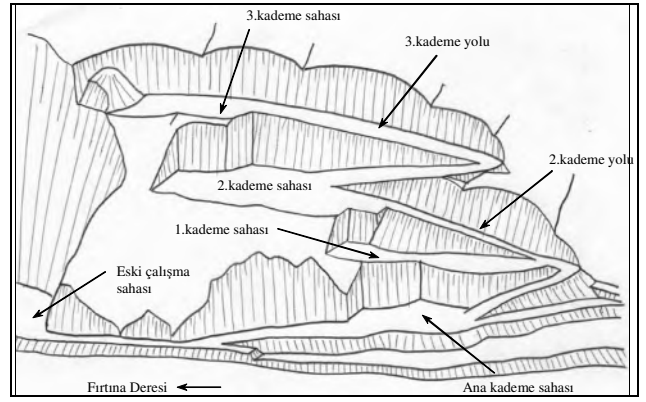
Şekil 20 2. kademe sahasında 3. kademe yolunun yukarı eğimle yükselmesini sağlayacak şekilde yapılan ateşleme

- 3. kademe yolu oluşturulmaya devam edilirken Şekil 21'de görüldüğü gibi uygun bir noktada yapılacak lase ile yol kuzey yöne doğru çevrilerek ve ilerletilmeye devam edilecek



Şekil 21 3. kademe yolunun arazideki uygun bir noktada yapılan lase ile kuzey yöne doğru çevrilerek ilerletilmesi

- 3. kademe yolu 3. kademe sahasını teşkil edebileceğimiz ideal yüksekliğe ulaştığı zaman bu noktada 3. kademe sahasını teşkil etmek amacıyla bir ateşleme yapılır ve bu ateşlemeden çıkan malzemenin alınması ile 3. kademe sahası teşkil edilmiş olur. 2. kademe sahasının teşkil edilmesi sırasında uygulanan yöntemin aynıı uygulanarak yani 3. kademe sahasında yapılacak ateşlemelerle 3. kademe sahasının hem rahat çalışma yapabilecek şekilde genişletilmesi sağlanmış olur, hem de 3. kademe sahasının, 2. kademe sahasından daha ileride yer alması sağlanır (Şekil 22, 23).



Şekil 22 3. kademe sahasının teşkil edilmesi ve 2. kademe sahasından daha ileride yer alacak şekilde ilerletilmesi



Şekil 23 Taş ocağında 2. kademe sahasının yerleştirilmesinin tatbiki

- Taş ocağındaki taban kademesi ile beraber diğer 3 kademe de oluşturulduktan sonra en üstteki 3. kademe sahası en önde olmak üzere tüm kademelerin kuzey yöne doğru ilerlemesi sağlanacak şekilde yapılan ateşlemelerle ocakta taş üretimi yapılacaktır (Şekil 24-26).



Şekil 24 Taş ocağında 3. kademe sahasının ilerletilerek 2. kademe sahasının önünde yer alması



Şekil 25 Taş ocağında kademeli işletme sisteminin yerleştirilerek her kademelinin en üsteki kademe sahası en önde olacak şekilde tüm kademelerin ilerletilmesi



Şekil 26 Taş ocağında kademeli işletme sisteminin tüm taşocağı sahasına tatbik edilmiş halinin son görünümü

4 SONUÇLAR ve ÖNERİLER

Çalışma ile ilgili sonuç ve öneriler aşağıda sıralanmıştır;

- Ülkemizin tüm bölgelerinde olduğu gibi Doğu Karadeniz Bölgesi'nde de gerek özel şirketler tarafından gerekse devlete ait kurum ve kuruluşlar tarafından çeşitli amaçlarla taşocak işletmeciliği yapılmaktadır. Fakat diğer bölgelerde özel şirketlere ait ruhsatlı taş ocağı sayısı, Doğu Karadeniz Bölgesi'ndeki özel şirketlere ait ruhsatlı taş ocağı sayısına belirgin oranda artış göstermektedir. Bunun nedeni diğer bölgelerde faaliyet göstermekte olan özel firmalar, özellikle bina vb. inşaat işlerine gereken agrega ihtiyacını karşılamak için taşocak işletmeciliği yapmayı tercih ederken, Doğu Karadeniz Bölgesi'nde tabiat yapısından kaynaklanan arazi şartlarının yarattığı işletme zorlukları ve bu bölgede dere yataklarının bol miktarda bulunması bu yöredeki özel şirketlere ait firmaların söz konusu işlere malzeme temin etmek için dere yataklarını tercih etmesine neden olmaktadır.
- “Doğu Karadeniz Devlet Sahil Yolu İyileştirme Projesi”ne başlanması ile alt yapı çalışmaları için çok miktarda taşocağı malzemesine ihtiyaç

duyulmuştur. Özellikle dolgu malzemesi için iri ve büyük boyutlu malzemenin dere yataklarından sağlanamaması taş ocağı işletilmesini mecburi kılmış, projenin yetiştirilme kaygısı içinde kısa sürede devreye sokulacak taşocakları arayışı içine girilmiştir. Taşocaklarından hemen üretim yapılabilmesi için de “galeri üretim yöntemi” tercih edilerek birbiri ardına çok sayıda taşocağı kısa sürede devreye sokulmuştur. Özellikle arazi yapısının dik ve engebeli olması sistemli bir taşocağı yönteminin uygulamaya sokulması uzun zaman alması, anılan yöntemin uygulanmasını daha da teşvik etmiş, hedef olarak karayolu ihalesinin bitirilmesine kilitlenmiş firmaların başka alternatif üretimleri hiç göz önüne almama gibi bir durumun ortaya çıkmasına neden olmuştur.

- Galerî üretim yöntemi ciddi hazırlık yapılmadan üretim elde edilmesi ve nispeten düşük maliyetli olması ile tercih edilirken, uygulanması ile bölgede onarılması mümkün olmayan bir doğa tahribatının meydana gelmesine neden olmasının yanında, can ve mal güvenliği açısından da çok ciddi sorunların ortaya çıkmasına neden olmaktadır (ayrıntı için Bkz. 2.1). Her geçen gün gerek yerleşim birimlerinden gerekse konuya duyarlı kişiler tarafından bu yöneme karşı tepkiler artarak yükselmekte, bu durum taş ocak işletmecilerini alternatif üretim yöntemi arayışına itmektedir.
- Kademeli üretim yöntemi, galerî üretim yönteminin kimi avantajlarını da içeren, uygulanmasının kolay, hazırlık aşamasında üretimin yapılmasına imkan vermesi ile taşocaklarında sistematik bir üretim için uygulanabilecek bir yöntemdir. Bu yöntem ile taşocağındaki çalışmalarda önce ocağın en alt tabanından başlayan, daha sonra ocağın en üst noktasına doğru ilerleyen bir yöntem izlenmektedir (Bkz Bölüm 3).
- Bu yöntemin uygulamaya sokulması ile şu avantajlar sağlanacaktır:
 - Üretim sırasında temiz malzeme alınması.
 - Ateşleme neticesinde daha az sarsıntı, gürültü, toz ve gaz çıkışının olması, civardaki yerleşim yerlerinin patlamalardan en az etkilenmesi.
 - İmalata uygun malzeme üretiminin yapılması
 - Taşocağındaki malzeme verimin arttırılması ve ocağın köreltilmemesi.
 - Taşocağı saha zemininin ve üretim aynasının kontrolünün sağlanması.
 - Çevresel görünümün düzgün olması.

- İşletmedeki çalışma sahalarının emniyetini sağlayarak güvenli çalışma ortamları yaratmak.
- İşletme içerisindeki tüm iş makinelerinin hızlı ve verimli çalışmalarına ortam yaratmak.
- Arazi topografyasının çok dik-yüksek olduğu yerlerde, kademe sahalarının platform olarak kullanıp en üst bölgelerde de her türlü çalışma yapabilmek.
- Dere yataklarından taşocağı malzemesi alınmasının yasal olmadığı da göz önüne alınırsa bölgede gelecek yıllarda özel kişi ve kuruluşların da yoğun bir şekilde taşocaklarına yöneleceği bir gerçektir. Bu açıdan önerilen üretim yönteminin uygulanması için ilgili kamu kuruluşlarının buna öncülük ederek mevcut ocaklarının bu doğrultuda üretim yapmalarını hedefleri arasına almaları gerekmektedir. Böylece bölgede bir taşocağı üretim kültürünün oluşturulmasında önemli katkılar sağlanacaktır.

KAYNAKLAR

- Arioğlu E. & Yılmaz A.O. 2001. *Çözümlü Madencilik Problemleri*, TMMOB Maden Mühendisleri Odası Yayını. Ankara.
- Güney S. 2000. *Taş Ocaklarında İşletme Yöntemi Seçimi*, Lisans Tez Çalışması, KTÜ Maden Müh. Bölümü, Trabzon.
- Karayolları, 2002. Karadeniz Sahil Yolu Projesi.
- Saltoğlu S. 1992. *Açık İşletme*. İstanbul Teknik Üniversitesi Maden Fakültesi, İstanbul.
- Öcal M. 1978. *Açık İşletmeciliğin El Kitabı*, Etibank Yayınları.
- Tatarhan A. 2002. *Taşocaklarında Alternatif Üretim Yöntemleri*, (yayımlanmamış çalışma), Rize.
- Yılmaz A.O. 2001. *Delme – Patlatma Ders Notları*.
- Yılmaz A.O. & Çavuşoğlu İ. 2003. Doğu Karadeniz Bölgesinde Agrega İşletmeciliğinin Sorunları ve Öneriler, *Mühendislik Bilimleri Genç Araştırmacılar I. Kongresi*, İstanbul Üniversitesi, İstanbul
- Yılmaz A.O., Demir C., Kaya R. & Tatarhan A. 2002. *Doğu Karadeniz Bölgesinde Bulunan Taşocaklarını İncelenmesi*, VI. Bölgesel Kaya Mekaniği Sempozyumu, Konya 10-11 Ekim.

Bir manyezit açık işletmesinde uygulanan kontrollü patlatma çalışması

A controlled blasting application in a magnesite open-pit mine

Ö. Akkoyun

Dicle Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü Diyarbakır

ÖZET: Bu bildiride, bir manyezit açık işletmesinde yapılan kontrollü patlatma uygulaması ve sonuçları sunulmuştur. Kaya patlatma uygulamalarında çevresel etkilenmeler açısından üç temel bileşenden bahsetmek mümkündür, bunlar; hava şoku, savrulan kaya ve titreşim dalgaları olarak ifade edilebilirler. Patlatmanın bu olumsuz etkilerinden kurtulmak ve daha ekonomik ve kontrollü hale gelmesini sağlamak için çalışmalar yapılmış ve kontrollü patlatmalar dediğimiz özel yöntemler ortaya çıkmıştır. Bildiride, genel olarak kontrollü patlatmalar hakkında bilgi verildikten sonra bir açık işletmede yapılan üretim patlatmasının, işletmenin su deposuna olan etkisini en aza indirmek için yapılan ön kesme uygulamasını da içeren kontrollü patlatma uygulamasının hazırlık aşaması, delik düzeni tespiti, şarj ve atım sonrası sonuçları değerlendirilmektedir.

ABSTRACT: In this study, a controlled blasting application in a magnesite openpit mine and it's results are represented. When environmental effects are being considered, it is possible to mention about three results of rock blasting operations; air shock, flying rocks and ground vibration. Investigations had been done to avoid of these negative effects of blasting and finally the methods called controlled blasting have been developed. In this study, after giving some information about these methods, calculations, preparations and results steps of a kind of controlled blasting method calls pre-splitting application that applied in an open pit mine to pretend to flying rocks and to decrease of ground vibration effects to the water-storehouse that is near blasting area, are represented.

1 KONTROLLÜ PATLATMA KAVRAMI

1.1 Kontrollü patlatmanın tanımı

Kontrollü patlatma, normal yöntemler ile yapılan basamak, yol şevi, tünel ve kanal patlatmalarının istenmeyen sonuç ve etkilerinden kurtulmak için geliştirilmiş özel yöntemlerin genel adıdır. Kontrollü patlatma uygulamalarına, madencilik, yol yapımı, baraj inşaatı, tünel yapımı gibi faaliyetlerde yoğun olarak başvurulmaktadır.

Tünellerde, planlanan kazı kesit alanının üzerinde bir alan kazıp dolgu masrafına neden olmamak; yol ve baraj şevlerinde sağlam ve düz bir satıh bırakmak; madencilikte istenilen tane boyundaki cevheri sismik şok, savrulan kaya ve titreşim oluşturmada üretmek, kanal kazılarında istenilen kesitteki kanalı, aşırı hacim yaratmadan, titreşim oluşturmada kazmak gibi bir çok amaç için kontrollü patlatma teknikleri uygulanmaktadır.

Ayrıca şehirlerin büyümesi, maden sahalarının ve yolların yerleşim yerlerine geçmekte olduğundan

daha fazla yakınlaşmaları, şehir altyapı sistemlerinin ve yer altı ulaşım şebekelerinin her geçen gün artması sonucunda patlatma gerektiren uygulamalar, biraz daha yerleşim yerlerine, insanların yoğun yaşadığı bölgelere yaklaşmaktadır. Bunun sonucunda da patlatmaların ses, savrulan kaya ve titreşim gibi olumsuz etkilerinden şikayet eden kişilerin sayısında bir artış olmaktadır (Jimeno vd. 1995).

Bu nedenlerden dolayı patlatmaların, bu tür şikayetlere konu olan sonuçlarının kontrol altına alınmasının da gerekliliği doğmaktadır.

Tüm bunlara ek olarak birlikte yaşamak zorunda olduğumuz depremler gibi doğal afetler sonrası kullanılamaz durumda olduğu için yıkılması gereken ağır hasarlı binaların patlatma yolu ile yıkılmaları gibi konular da kontrollü patlatma adı altında değerlendirilmektedir.

Tüm bu farklı amaçlar için başvuru kontrollü patlatma teknikleri aşağıdaki gibi sınıflandırılabilirler (Olofsson 1988);

- Hat delme
- Son kesme

- Yastıklamalı son kesme
- Demolition (bina yıkımı)
- Ön kesme
- Birleşik yöntemler

Hat delme yönteminde kazı hattı boyunca tek sıra küçük çaplı delikler sık olarak delinir ve bu deliklere patlayıcı şarjı yapılmaz, bir hat oluşturan bu delikler üretim deliklerinin patlatılması sırasında zayıf bir düzlem oluşturarak aşırı kazıyı önlerler (Kahraman & Kılıç 2000).

Son kesme yönteminde kazı kesitinin sonuna sık aralıklarla delinen ve üretim deliklerinden %50 daha az şarj edilen delikler üretim deliklerinden hemen sonra patlatılırlar, burada amaç arkada kalan yüzeyi fazla örselememek ve kazı kesit alanını hacimce ve şekil olarak bozmamaktır. Son kesmenin başarılı olabilmesi için önemli bir şart deliklerin sapmaları en az olacak şekilde çok hassas delinmeleridir (Olofsson 1988).

Yastıklamalı son-kesme yöntemi, son-kesme uygulamasının biraz değiştirilmiş halidir bu yöntemde, patlayıcı madde şarjından sonra delik tamamen kum ile doldurulur. Burada amaç, patlatma şokunun kazı hattı gerisindeki kayaca etkisini en aza indirmektir (Kahraman & Kılıç 2000).

Bina yıkımı (demolition) için patlayıcı madde ve patlatma teknikleri kullanmak son zamanlarda geliştirilen ve özel kontrollü patlatma tekniklerinden birisidir. Binanın taşıyıcı kolonları çok az bir patlayıcı madde ile kesilerek binanın kendi ağırlığı ile içine yıkılması esasına dayanan bir yöntemdir (Germen & Abdullahoğlu 1998).

Birleşik yöntemler ise, sayılan kontrollü patlatma tekniklerinin kendilerine özgü kuralların bütünleştirilerek birlikte uygulanmaları gereken durumlarda tatbik edilebilmeleri için ortaya çıkan hibrit yöntemlerdir.

Bu çalışmaya konu olan uygulamada ise patlatma etki alanındaki bir binanın savrulan kaya ve titreşim etkilerinden kurtulması için ön-kesme yöntemi uygulanmıştır. Ön-kesme yöntemi bu çalışmaya konu olan yöntem olduğu için ayrıntılı olarak incelenecektir.

1.2 Ön-kesme yöntemi

Ön-kesme patlatması, kazı sınırı boyunca sonraki ana patlatmayı kesen yapay bir düzlem meydana getirerek, az ya da aşırı olmayan bir kırılmaya sahip düzgün bir yüzey meydana getirir. Ön-kesme düzlemi oluşturulduktan sonra ateşlenen ana patlatmadan kaynaklanan bazı şok dalgaları, bu dalgaların kalan kaya formasyonuna aktarılmasını

önlemek için ön-kesme düzlemi ile yansıtılır (Keser 2002).

Bu genellikle yer titreşiminin azalmasına yol açar. En uygun sonuç için en önemli etken delme işlemindeki hassaslık ve zamanlamadır (Olofsson 1988).

Ön-kesme teorisi 1990 yılından sonra değişikliğe uğramıştır. Oloffson (1988), 'komşu deliklerdeki patlatmaların şok dalgaları çarpışmakta ve her iki tarafta çekme gerilimi bileşkeleri oluşmakta, oluşan çatlak zonunu bu çekme gerilmesi meydana getirmektedir' derken; Konya & Walter (1990), çatlakların şok dalgalarının çarpışmaları ile değil, radyal çatlakların birleşmeleri ile oluştuğunu laboratuvar analizleri ve arazi deneyleri ile göstermişlerdir.

Bu yeni tespit çok önemlidir. Çünkü bu durum ön-kesme atımlarının, gecikmeli de yapılabileceği sonucunu doğurur ki bu durumda gecikmesiz bir ön-kesme atımında meydana gelen gürültü ve hava şoku gibi olumsuz sonuçların da önüne geçilebileceği anlamına gelmektedir (Kahraman & Kılıç 2000).

Üretim deliklerinin hemen arkasına sık aralıklarla delinen ön-kesme deliklerinin patlatılması sonucunda kaya kütlelerinde birbirini takip eden ve delikler ile aynı düzlemde olması beklenen bir kırık hattının oluşması beklenir. Burada amaç, üretim patlatmasının radyal çatlaklarının geçemeyeceği bir kırık hat oluşturmaktır (Şek.1).

Ön-kesme patlatmasında, delik çapları genelde 30-120 mm arasındadır ve çoğunlukla tüm delikler, delik çapından küçük çaplı patlayıcılarla şarj edilir (Oloffson 1988). Patlayıcı çapının delik çapından küçük olması, patlatmanın şok dalgalarını sönümler ve böylece kaya ezilmeden sadece çatlama ile yenilir (Kahraman & Kılıç 2000; Naapuri 1990).

Ön-kesme deliklerinin, şarj ve mesafe hesabında aşağıdaki eşitliklerden yararlanılabilir (Konya & Walter 1990);

$$D=8,25 \times 10^{-5} \times d^2 \quad (1)$$

Burada;

D : Şarj miktarı (kg/m)

d : Delik çapı (mm)

$$S=10...12 \times d \quad (2)$$

$$B=S_1/2 \quad (3)$$

Burada;

S : Ön-kesme delikleri arası mesafe (mm)

S₁ : Üretim delikleri arası mesafe (mm)

B : Ön-kesme dilim kalınlığı (mm)

d : Ön-kesme delik çapı (mm)

Ön-kesme deliklerinin sıkılanmaması tavsiye edilir (Olofsson 1988). Gecikmeli atım durumunda 25' ms. den fazla gecikme önerilmez (Konya & Walter 1990).

Sıkılama yapılmadığı için ve genelde infilaklı fitil kullanıldığı için hava şoku fazla olmaktadır ancak yöntem homojen kayada çok iyi sonuç verir (Kahraman & Kılıç 2000). Klasik bir ön-kesme patlatması uygulamasının şematik görüntüsü Şekil 1'de verilmiştir.

2 ÖN-KESME UYGULAMASI

2.1 Uygulamanın amacı

Kontrollü patlatma uygulaması Eskişehir ili sınırları içerisindeki bir manyezit açık maden işletmesinde gerçekleştirilmiştir. İşletme, ortalama yükseklikleri 10 m olan yedi adet basamaktan oluşmaktadır. Delme patlatma yöntemi ile elde edilen tüvöran cevher, birincil (kaba) el ile ayıklama işleminin ardından işletmedeki kırma-eleme tesisine beslenmektedir. Buradan çıkan üç farklı tane boyutundaki cevherden (+5cm; +1-5cm; -1 cm) +5 cm boyutlu olanı, el ile ayıklama ünitesine taşınırken diğer tane boyutundaki cevherler manyetik ayırıcıya beslenmektedirler.

Manyezit cevheri işletmeciliğinde en önemli iki parametre, üretilen cevherin silis ve kireç içeriğidir. Bu nedenle, cevherler silis ve kireç içeriklerine göre farklı sınıflara ayrılmaktadırlar. El ile ayıklama işleminde, beyaz olan manyezit cevheri ile koyu renkli (lacivert, koyu yeşil vb.) olan serpantin minerali birbirinden ayrılmaktadır. Bu ayırma, cevherin silis içeriğini değiştirmektedir. Aynı şekilde manyetik ayırıcıda da serpantin ve manyezit taneleri birbirinden ayrıldıkları için bu yöntemde de cevherin silis içeriği değişmektedir.

İşletmede uygulanan her iki zenginleştirme işleminde de sadece tüvenan içindeki silis değerine müdahale edilebildiği için, kireç içeriğini ayarlamak için patlatma aynasının yeri, hangi basamaktan patlatma yapılacağı önem kazanmaktadır. Düşük kireç içerikli bir ürün istendiğinde, önceden yapılan sondajlar ve alınan analiz sonuçları değerlendirilerek ocağın düşük kireç içeren bir bölümünden patlatma yapılmaktadır.

Kontrollü patlatmayı zorunlu kılan nedenler de işte bu düşük kireç içerikli üretim talebinin yoğunlaşmasına bağlı olarak hep aynı patlatma aynasının kullanılması sonucunda ortaya çıkmıştır. Üretilen cevherin satışının yapıldığı fabrika, dış piyasalardaki dalgalanmalardan etkilenerek önceden

planlanan üretim miktar ve içeriğinin dışına çıkıp büyük miktarlarda düşük kireç içerikli manyezit cevheri talebinde bulunmuştur ve bu talep artarak devam etmiştir.

Bunun üzerine önceden elde edilen sondaj verileri ile her üretim sonrası elde edilen analiz sonuçlarına göre ocağın istenilen düşük kireç değerlerini verebilecek en uygun basamakları olan 3. ve 4. basamakların belirli bölümlerinde sıklıkla patlatma yapılması gerekmiştir (Şek.2).

Önceden planlanmayan, üst basamaklarda hazırlıkları yapılamayan, çok düşük kireçli damarı takip ederek yapılan patlatmalar sonucunda basamak aynası, işletmenin su deposu olarak kullanılan binasına 30 m kadar yaklaşmış ve son patlatmada, binadan şantiye binalarına su aktaran ana boru patlamıştır.

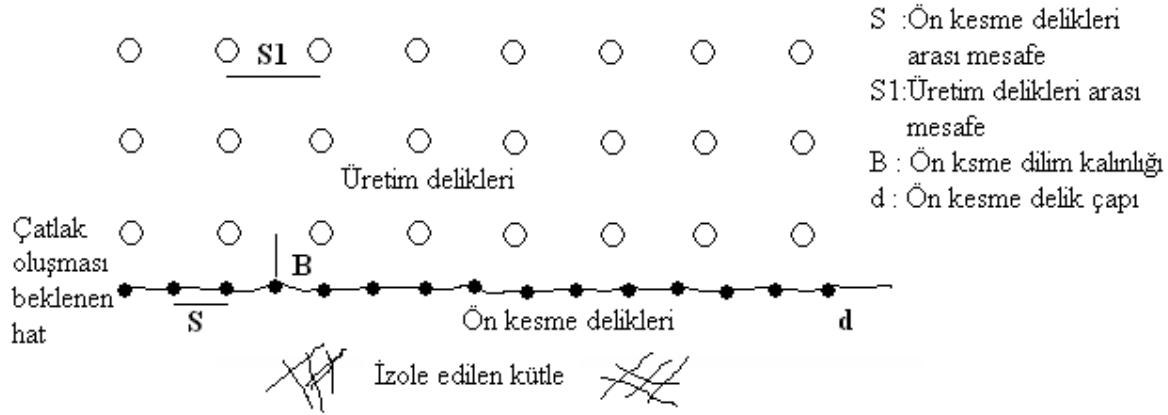
Depo, penceresiz, üstten kapaklı, 4 × 6 m boyutlarında 3 m yüksekliğinde beton bir yapıdır. Hemen altından su girişi ve çıkışı için iki ana vana ve boru bulunmaktadır. İşletmede, çoğu yatılı olmak üzere yaklaşık 85 çalışan bulunmaktadır ve tüm çalışanların ve makinaların su ihtiyacı bu depodan sağlanmaktadır. Ocağın içinde kalmaya başladığı için taşınması zaten gündemde olan depo binası, üretimdeki hızlanmanın üzerine yeni depo binası inşa edilene kadar hizmet verebilmesi için borular onarılmış ve deponun tekrar zarar görmemesi için patlatmaların kontrollü patlatma şeklinde yapılmasına karar verilmiştir.

2.2 Hazırlık çalışması

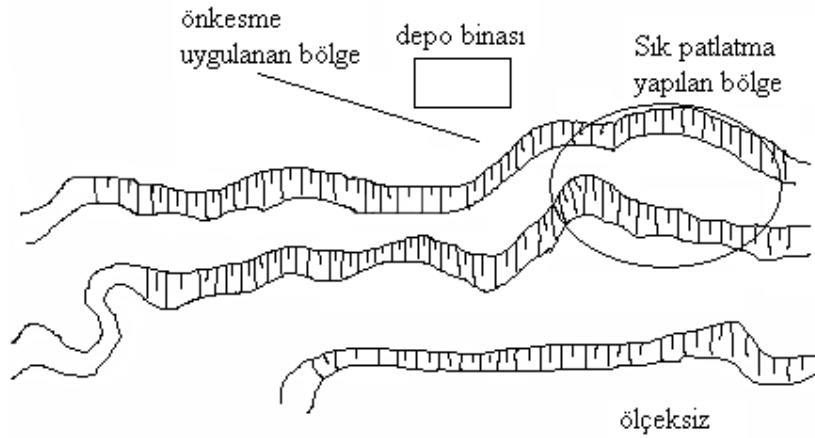
Bir önceki patlatmada fırlayan kaya parçaları nedeniyle su deposunun bağlantı borularının patlaması üzerine, patlatmalarda örtü uygulamasına gidilmesine karar verilmiştir. Örtmede amaç, patlatma delikleri üzerine kamyon tekerlek lastiği gibi, birbirine çivi ile tutturulmuş kalas parçaları gibi fırlayan kayaları önleyecek ve şoku emecek örtü malzemeleri örterek patlatmanın savrulan kayalar açısından zararlı sonuçlarını en aza indirmektir. Uygun örtü malzemesi olarak şantiyenin hurda sahasındaki eski kamyon lastikleri ve el arabalarının kullanılmalarına karar verilmiştir.

Patlatmanın titreşim etkisinin depo binasına bir hasar vermemesi için patlatmanın uygulandığı kaya kütlesi ile binanın üzerinde bulunduğu kaya kütlesi arasında bir yalıtım zonu oluşturulması gerektiğinden yola çıkılarak üretim deliklerinin hemen ardına ön-kesme deliklerinin delinmesine karar verilmiştir.

Basamak Aynası



Şekil 1 Klasik bir ön-kesme patlatması plan görüntüsü



Şekil 2 Ocakta uygulamanın yapıldığı bölüm ve depo binası

Patlatma aynası ile depo arasındaki mesafe çok yakındır. Mesafenin yakınlığı da göz önüne alınarak sadece iki sıra üretim deliğinin yeterli olacağı ve iki sıra üretim deliğinin hemen ardından ön-kesme delikleri delinmesi planlanmıştır. Bu durumda depo ile son delik sırası arası mesafe sadece 25 m olacaktır.

Yakınlarında hasar görebilecek binaların, başka yapıların bulunduğu patlatma uygulamalarına geçilmeden önce ilk yapılması gereken iş etki alanı içindeki bu yapıların mevcut durumlarını tespit etmektir. Eğer imkanlar elveriyorsa bu tespit fotoğraf makinası veya kamera kullanılması da fayda vardır. Aksi durumlarda patlatma yapıldıktan sonra hangi çatlağın önceden var olduğunu, hangi kırığın patlatma sonrası oluştuğunu tespit etmek güç olabileceği gibi ihtilaflı durumlarla karşılaşmak da olasıdır. Bu nedenlerden dolayı patlatma uygulamasına başlamadan önce su deposu

incelenerek mevcut durumu, sıvası, çatlağı, duvarlarının durumu, vanalar ve boruların durumu tespit edilmiştir.

Üretim delikleri, işletmede halihazırda kullanılmakta olan 89 mm çaplı delici ile delinmeye başlanmıştır. Yaklaşık 11 m yükseklik ve 10 adet iki sıra delik sisteminden oluşacak olan üretim deliklerinin hemen ardından ön-kesme deliklerinin de yine aynı matkap ve delici ile delinmesine karar verilmiştir. Ön-kesme delikleri için küçük çap önerilir (Olofsson 1988) ancak işletme şartlarında bu sağlanamamıştır. Üretim delikleri için, patlatma geometrisinin değerleri, çalışmadan çok daha önceleri literatürde mevcut olan (Erkoç 1990; Bilgin 2002; Konya & Walter 1990) eşitliklerin ocak kayaç yapısına uygulandıktan sonra bazı değişikliklere uğratılmaları sonucunda elde edilmişlerdir.

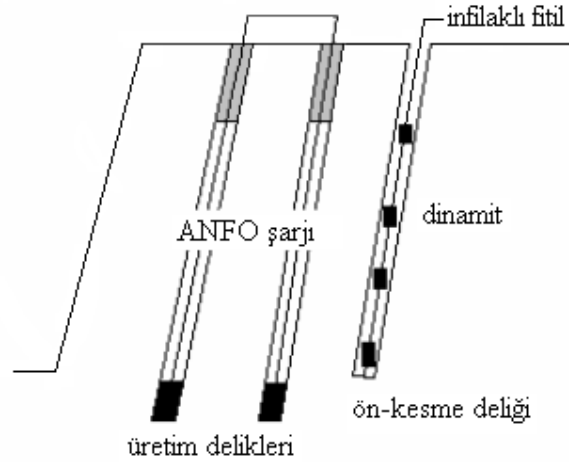
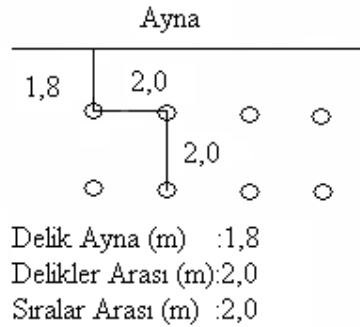
Buna göre üretim deliklerinin çapı 89 mm, ortalama boyu 11 m'dir. Patlayıcı madde olarak

delik dibinden 375 g (3 lokum) jelatin dinamit ile yemlenecek olan yaklaşık 40 kg ANFO kullanılmaktadır (Şek.3).

Üretim deliklerinin bulunduğu bölüm için geometri ve şarj şekli açısından ocakta her zaman yapılan patlatmalardan farklı bir durum yoktur. Ön-kesme deliklerinin, eşitlik (2)'ye uygun olarak üretim deliklerinin ikinci sırasının hemen arkasına ve yaklaşık 0,7 m uzaklıktan başlayarak 1 m ara ile delinmeleri planlanmıştır. Ön-kesme delikleri

delinirken üretim deliklerine uygulanan alt delme işlemi uygulanmaz.

Patlatma sonrası oluşacak titreşimin patlatma bölgesine çok yakın olan depoya etkisini en aza indirmek için ön-kesme delikleri ile geçirimsiz bir yüzey oluşturma dışında, bir uygulamaya daha gidilmiştir; üretim deliklerine uygun yerleştirilen gecikmeler ile patlatma şokunun depoya en uzak noktaya doğru devam etmesi için bir planlama yapılmıştır.



Şekil 3 Delik geometrisi ve deliklerin kesit görüntüsü

Basamak patlatmalarında, patlatma sonucu oluşan şok dalgası her yöne eşit olarak dağılmakla birlikte, uygun yük mesafesi koşullarında, aynanın önüne doğru hareket eden şok dalgası, yük mesafesindeki kayayı kırarak boşalır ve geriye aynanın arkasındaki sağlam kaya kütlelerinde ilerleyen şok dalgası kalır. Uygun numaralı kapsül planlaması ile, patlama yönü belirlenebileceğinden, patlatma sonrası oluşan şok dalgasının kıracağı yön belirlenebilir. Dolayısı ile şok dalgalarının yayılım göstereceği kırılmadan kalan ayna arkası bölgesinin neresi olacağını belirlemek mümkün olacaktır. Bu sayede, bir nebze de olsa patlatma sonrası oluşacak şok dalgasının depo binası uzağına yönlendirilebilecekleri düşünülmüş ve bu düşünceye uygun numaralı kapsül planlaması yapılmıştır.

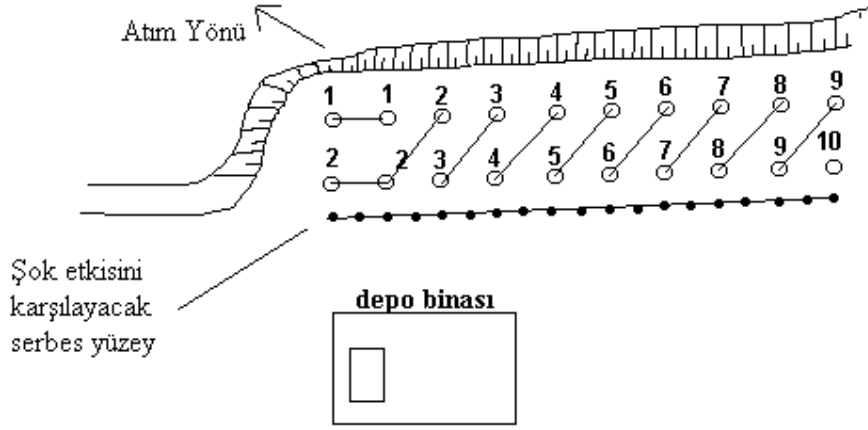
Uygulamamızda deponun, aynanın tam arkasında olması nedeniyle yukarıda açıklanmaya çalışılan düşünceler doğrultusunda, patlatmanın yönünün değiştirilmesi düşünülmüş ve geri yayılacak şok dalgalarının deponun uzağına yönelmeleri için patern hazırlanmış ve gecikmeli kapsüller seçilmiştir.

Ayrıca normal bir atım olsa idi ilk sırada 1, ikinci sırada 2 numaralı olmak üzere sadece 2 farklı

numaraya sahip elektrikli kapsüller ile patlatma gerçekleştirilecek iken aynı anda patlayacak patlayıcı madde miktarını azaltmak ve titreşimin yönünü değiştirmek için yapılan patern değişikliği ile 10 farklı numara kullanılmıştır (Şek. 4).

2.3 Uygulama

Üretim delikleri Şekil 3 ve Şekil 4'de verildiği şekilde şarj edilip hazırlandıktan sonra 22 adet olan ön-kesme delikleri infilaklı fitile birer m ara ile bağlı dinamitler ile şarj edilmişlerdir. Dinamit miktarı için eşitlik (1) kullanılmış, ancak bulunan 600 g/m değerinden biraz daha azı olan 500g/m kullanılmıştır. Bunun nedeni ise; Olofsson (1988)'de tanımlandığı gibi, ön-kesme patlatmalarında patlayıcı çapı, delik çapından küçük olmalıdır bu sayede kaya ezilmez ve çatlak oluşturacak detonasyon oluşur. Hesaplama sonucu bulunan 650 g ile dinamitler, delik çapı ile aynı olmuşlardır. Bu değeri kullanarak patlayıcı çapını düşürmek için delik içine birer m yerine 0,5 m ara ile dinamit bağlanabilirdi ancak bu uygulamada çok zaman ve emek isteyen bir durumdur.



Şekil 4 Patlatma düzeni ve numaralı kapsüllerin yerleşimi

Ön-kesme delikleri için delik üstünden 1,5 m boşluk bırakılmış, sıkılama yapılmamış ama gazete ile delik üstü kapatılmıştır. Ön-kesme delikleri infilaklı fitil hattı sıfır numara elektrikli kapsülün hattın her iki yanına da bağlanması ile ateşlenmiştir. İnfilaklı fitiler, kapsülün patlama yönüne doğru ilerlemeye başlarlar, bir kesilmeye imkan vermemek için her iki yönde de kapsül bağlanmıştır.

Üretim delikleri için delik başına 375 g dinamit, 40 kg ANFO, 1 adet numaralı elektrikli kapsül olmak üzere toplam 7,5 kg dinamit, 16 çuval (800 kg) ANFO ve 20 adet elektrikli kapsül kullanılmıştır. Ön-kesme delikleri için ise delik başına 4 kg dinamit kullanılmıştır.

Patlatma için gerekli tedbirler alındıktan ve sistem hattı bağlandıktan sonra tüm delikler aynı anda ateşlenmiştir.

Aslında sıfır numara kapsüller ile numaralı elektrikli kapsülleri aynı dizide kullanmak doğru değildir, ön-kesme delikleri için 1 numaralı kapsüller, diğer deliklerin başlangıç numarası olarak da en azından 3 numaralı kapsüller ile başlanarak ön-kesme deliklerine zaman vermek ve numarasız kapsülün ne zaman patlayacağını belirsizliği riskini azaltmanın gerekliliği düşünülmüştür ancak; elde var olan numaralı kapsül çeşitliliği bu paterni uygulamaya yetmemiş, 8 numaradan sonraki numaraları temin etmek bile çok güç olmuştur. 3 numaradan başlatılan bir düzende son deliklerin 13 numaralı kapsüllerle atılması gerekecektir ki bu numaralar şantiye şartları nedeniyle elde edilememiştir.

Örtme uygulaması için hurda sahasından getirilen eski el arabaları ve kamyon lastikleri delikler üzerine kapatılarak patlatma gerçekleştirilmiştir.

Patlatma sonucunda büyük bir gürültü ve toz çıkmış, normal atımlara alışık olan şantiye çalışanları, infilaklı fitil ve sıkılamasız deliklerdeki

dynamitlerin patlaması sonucunda panik yaşamış, deponun yıkıldığını düşünmüş, ancak sonuçta depoya hiçbir zarar gelmeden, taş savrulmadan patlatma gerçekleştirilmiştir.

Bu durumun sonucunda patlatmalara teknik olarak hazırlanmanın yanında çalışanların da psikolojik olarak hazırlanmaları, en azından patlatma hakkında bilgi verilerek olası ses ve şiddete karşı bilgilendirilmelerinin önemli olduğu dersi çıkarılarak patlatma sonuçlandırılmıştır.

Üretim patlatmalarında özgül şarj kullanılan patlayıcı madde miktarının (kg) elde edilen kayaç miktarına (m^3) oranı olarak verilmekte iken (Bilgin 2002), ön-kesme patlatmalarında özgül şarj, kullanılan patlayıcı madde miktarı (kg), kesilen alana (m^2) bölünerek elde edilmektedir (Erkoç 1990). Buna göre patlatma üretim delikleri ve ön-kesme delikleri için özgül şarj Çizelge 1'de verilmiştir.

Çizelge 1 Özgül şarj miktarları

	Üretim patlatması	Ön-kesme patlatması
Patlayıcı miktarı (kg)	800 kg (ANFO)	88 kg (dynamit)
Teorik alan ve hacim	836 m^3 (20 × 11 × 3,8)	220 m^2 (22 × 10)
Özgül Şarj	0,95 kg/m^3	0,40 kg/m^2

İlk bakışta üretim delikleri için özgül şarjın yüksek olduğu düşünülse de patlatma sonucunda çıkan tüvöranın el ile ayıklama boyutu olan 5 cm hedefine uygun olarak patlatma geometrisi hesaplandığı değerlendirilmelidir. Ayrıca işletmede yapılan patlatmalarda gerçek hacim, teorik hacimden her zaman çok yüksek çıkmıştır.

3 SONUÇ ve YORUM

Ön-kesme yöntemi uygulanarak yapılan kontrollü patlatma sonucunda patlatma bölgesine çok yakın olan depo binası hasar görmeden patlatma yapılmıştır. Örtü malzemesi görevini yerine getirmiş, savrulan kaya sorunu yaşanmamıştır.

Ocakta her zaman yapılan üretim patlatmalarında kullanılan elektrikli kapsül ile ateşlemeye alışkın olan işçiler için infilaklı fitil ile ateşleme çok gürültü çıkardığından dolayı çıkan gürültü ve özellikle havaya yükselen lastik parçalarının çıkardığı toz biraz korkutucu olmuş, işçilerden bir kısmı depo binasının yıkıldığını sanmış ise de sonradan olumsuz bir sonuç olmadığı ortaya çıkmıştır. Buradan patlatma öncesi çalışanların ve çevredekilerin nasıl bir sonuç beklediği hakkında bilgilendirilmelerinin gerekli olduğu sonucu çıkarılmıştır.

Yapılan incelemede depo binasında hiçbir hasar tespit edilmemiştir. Ancak delme zamanı, ön-kesme deliklerinin hazırlanmasında, delme maliyetinde ve dinamit giderlerindeki artış gibi olumsuzluklar değerlendirilerek üretimin aynı aynadan devam etmesi durumunda her üretim patlatmasının kontrollü patlatma şeklinde, ön-kesme uygulaması olarak yapılamayacağına karar verilmiştir.

Bunun yerine deponun bir an önce taşınması daha pratik ekonomik olacaktır. Bu, söz konusu işletme şartlarına ait bir durumdur ve risk altındaki yapılar bu kadar kolay yer değiştiremez olduklarında kontrollü patlatmalar kaçınılmaz olacaktır.

Ayrıca geride düzgün bir satıha sahip ayna ya da şev bırakmak için ön-kesme delikleri içerisindeki patlayıcı madde daha homojen dağıtılabilir. Ancak böyle bir satıh oluşturmak, söz konusu uygulama açısından hedeflenen bir amaç olmadığı için patlayıcı madde birer metre ara ile bağlanmıştır.

Kontrollü patlatmalar, özel amaçlar için özel uygulamalar olarak geliştirilmişlerdir. Kaya patlatma uygulamasının her türlü sonucunu tahmin edilebilir, denetlenebilir hale getirmek için geliştirilen kimi zaman klasik uygulamalarla kıyaslanınca daha masraflı ve bilgi birikimi isteyen ancak bu olumsuz yanlarının yanında kazandırdığı çok olumlu sonuçlar ile de tercih edilen uygulanmış yöntemler olarak karşımıza çıkmaya devam edeceklerdir.

KAYNAKLAR

- Bilgin A. 2002. *Patlatma Mühendisliği Semineri*, Seminer Notları, Ankara.
- Erkoç Ö.Y. 1990. *Kaya Patlatma Tekniği*, İstanbul.
- Germen M., Abdullahoğlu A.E. 1998. Yapıların Patlatma Yolu İle Yıkımının Ekonomik Karşılaştırılması, 3. *Delme ve Patlatma Sempozyumu*, Ankara.
- Jimeno C.L., Lopez E. Javier F. & Corcado A. 1995. *Drilling and Blasting of Rocks*, Chapter 31, Balkema.
- Kahraman S. & Kılıç A. 2000. Kontrollü Patlatma Yöntemleri ve Tarsus Ayrımı Gaziantep Otoyolu T2 Tüneli Uygulaması, *Madencilik Dergisi*. Ankara, Sayı 2.
- Keser O. 2002. *Kontrollü Patlatma Tekniklerinin İncelenmesi Ve Uygulama Yöntemlerinin Belirlenmesi*, Dokuz Eylül Ü. Fen Bilimleri Ens., Yüksek Lisans Tezi (Yayınlanmamış).
- Konya C.J. & Walter E.J. 1990. *Controlled Blasting. Surface Blast Design*, Prentice-Hall, USA.
- Naapuri J. 1990. *Trench Drilling and Blasting. Controlled Blasting On Construction Sites. Surface Drilling and Blasting*, Tamrock. Finland.
- Olofsson S.O. 1988. *Applied Explosives Technology for Construction and Mining*, 2nd Edition, Applex, Arla, Sweden, 304 s.

Yer radarı (GPR) yöntemi ile patlatma tasarımlarının iyileştirilmesi

Enhancements of blasting design pattern by using ground penetrating radar (GPR)

G.G.U. Aldaş, S. Kadioğlu & E.U. Uluggerli

Ankara Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Jeofizik Mühendisliği Bölümü Ankara

ÖZET: Bilindiği üzere, maden ve taş ocaklarında kaya parçalama işleminin ilk adımı patlatmadır ve bunu kırma, öğütme gibi ardışık işlemler takip eder. Bu işlemlerin verimi ise patlatma ile elde edilen parça boyut dağılımı ile doğrudan ilişkilidir. Bu sebeple, maden ve taş ocaklarında verim ve ekonomiden söz edebilmek için, en uygun patlatma tasarımlarının yapılması gerekmektedir. Patlatmanın denetlenebilen değişkenleri dediğimiz patlayıcı madde cinsi ve miktarı, ateşleme sistemi ve geometrik tasarımda yapacağımız değişiklikler ile parçalanma ve patlatmanın çevresel etkilerini azaltma konularında iyileştirmeler yapmak mümkündür. Bu çalışmanın konusu, patlatmanın denetlenemeyen değişkeni diye adlandırdığımız jeolojik süreksizlikler ile ilgilidir. Çalışma, bir taş ocağında jeofizik yöntemlerden biri olan yer radarı yöntemi ile jeolojik süreksizliklerin belirlenmesi, 2B modellenmesi ve elde edilen veriler sayesinde patlatma tasarımında yapılan iyileştirmeleri içermektedir.

ABSTRACT: The most powerful and determinant step affecting the efficiency and cost of a quarry is the blasting technique. It is followed by crushing and grinding unit operations. The efficiency of these operations is directly related to the size distribution of muck pile. Therefore, in order to obtain efficiency and reduce the cost in mines and quarries, optimum blasting patterns should be designed. This study illustrates the usage of a geophysical method, ground penetrating radar, in a quarry for imaging in 2D subsurface geological structures, which are uncontrollable parameters of blasting operations. Blasting results in a quarry were considerably improved by applying the blast design patterns in accord with the geological structures identified by using ground penetrating radar.

1 GİRİŞ

Bir taş ocağının verimini ve ekonomisini etkileyen en güçlü ve etkili işlem patlatma ile kaya parçalanmasıdır. Ekonomik araştırmalar patlatma tekniklerinin delme, yükleme taşıma, kırma birim işlemleri gibi ardışık işlemlerin verimini doğrudan etkilediğini göstermiştir. Bu sebeple, patlayıcı tipi ve miktarı, ateşleme yöntemi, patlatma düzeni gibi patlatmanın denetlenebilen değişkenleri üzerinde iyi çalışmak gerekmektedir. Böylelikle aşırı kırma, geri tepme gibi sonuçların, yer sarsıntısı, hava şoku gibi çevresel etkilerin en aza indirgenmesi sağlanabilir.

Patlatma, kaya parçalanmasında en önemli etken olup denetleyemediğimiz değişken ise jeolojik yapılardır. Bu yapılar kaya kütesine anizotropik karakter getirirler. Mevcut patlatma teknikleri ile eklem, fay, çatlak gibi süreksizlikler içeren kaya kütlelerinin patlatılması sonucu kazı ve yükleme zorluğuna hatta ikincil patlatmalara neden olan büyük blokların çıktığı bilinmektedir (Rao 1995).

Ouchterlany vd. (1990) Mrika projesinde, patlatmadan sonra elde edilen ortalama parça büyüklüğünün (k_{50}), özgül şarjdan bağımsız olarak jeolojiden etkilendiğini göstermişlerdir. Bu sebeple bir taş ocağında ya da madende faaliyete geçmeden önce jeolojik ve jeofizik araştırmalar yapılarak süreksizlikler belirlenmeli ve basamakların oluşturulmasında bunların yönlerine dikkat edilmelidir. Çünkü hakim süreksizlik yönü dikkate alınmadan açılan basamaklarda yapılan patlatmalardan elde edilen parçalanmanın çok iyi olmadığı bilinmektedir. Kötü parçalanma yukarıda belirtilen ardışık işlem maliyetlerinin artmasına da sebep olmaktadır.

Bu çalışma Ankara yakınlarındaki bir taş ocağında gerçekleştirilmiştir. Süreksizliklerin patlatmayı ne denli etkilediği bilindiği için, patlatma ile elde edilecek parçalanmayı iyileştirebilmek amacı ile süreksizlikleri denetlenemeyen değişken olmaktan çıkarmak hedeflenmiş ve bu amaçla bu çalışmada jeofizik yöntemlerden yer radarı (GPR)

yöntemine başvurulmuştur. Çalışmanın amacı, ocaktaki süreksizliklerin yeraltındaki uzanımlarının GPR ile belirlenmesi ve bu süreksizliklerin konumları dikkate alınarak patlatma tasarımlarında değişiklikler yapılabileceğinin gösterilmesidir. Böylelikle patlatmanın var olan süreksizliklerden daha az etkilenmesi sağlanabilmektedir. Aslında böyle bir çalışmanın taş ocağı açılmadan yapılması ve basamakların GPR ile belirlenen süreksizliklere uyumlu bir şekilde oluşturulması en idealidir ancak çalışma yapılan ocak üretimin devam ettiği bir ocaktır ve basamakların çoğunluğu süreksizliklere dik olacak şekilde oluşturulmuştur. Bu sebeple, ocakta parçalanmayı iyileştirmek için varolan süreksizliklere uygun patlatma tasarımları yapmak tek seçenektir. Bu çalışmada, çalışma alanı olarak seçilen bir basamakta GPR ile süreksizliklerin tespiti ve parçalanmayı iyileştirmek amacı ile GPR verileri dikkate alınarak patlatma tasarımında yapılan değişiklikler anlatılmıştır. GPR metodu kaynaklarda ayrıntılı anlatılmıştır (Davis & Annan 1989; Ulriksen 1982; Morey 1974; Kadioğlu 2003).

2 ÇALIŞMA ALANI ve KAYAÇ ÖZELLİKLERİ

Çalışma alanı Ankara'nın güney doğusunda yer alan bir taş ocağıdır. Ocakta dolomitik ve katmanlaşmış kireçtaşı hakim olup, beyaz ve masiftir. Hakim süreksizlikler genellikle düşeydir. Ocağın tüm basamaklarından yapılan yaklaşık 400 süreksizlik ölçümünün ticari bir yazılımla değerlendirilmesi sonucunda hakim süreksizlik yönünün K30°B olduğu belirlenmiştir.

Sahadan ISRM (1981b) standartlarına uygun yöntemlerle alınan kayaç numunelerine uygulanan laboratuvar deneyleri sonucunda tek eksenli basınç dayanımı, çekme dayanımı ve yoğunluk sırasıyla 100 MPa, 10 MPa ve 2.57g/cm³ olarak bulunmuştur.

3 ARAZİ ÇALIŞMALARI

Arazi çalışmaları iki grup altında gerçekleştirilmiştir.

3.1 Birinci grup çalışmalar

Bu çalışmalar yer radarı yöntemi ile jeolojik yapıların ve yeraltı uzanımlarının tespit edilmesini içermektedir.

3.1.1 GPR verilerinin 2B veri işlem aşamaları ve görüntülenmesi

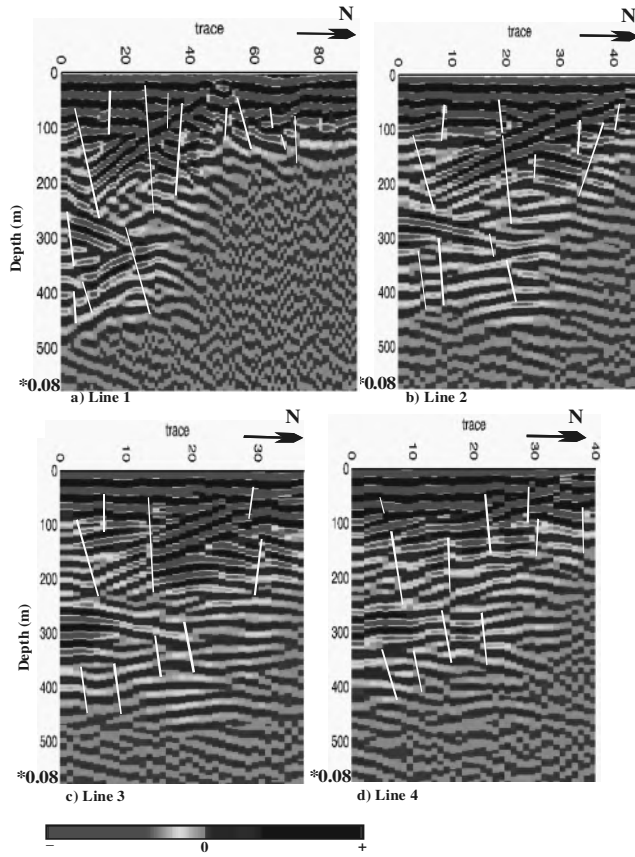
Bu çalışmada, yer radarı metodunda veri toplamak için Pulse EKKO100A radar sistemi (Sensor & Software) ve merkez frekansı 25 MHz olan açık sistem anten kullanılmıştır. Çalışma alanı 20x50 m'lik bir alan olup, D-B yönelimli ve genellikle dikey eğimli çatlak ağı içerisindedir. GPR profilleri, çalışma alanında gözlenen kırığa dik olacak şekilde oluşturulmuştur. Üç boyutlu görüntüleme amacı ile ölçümler birbirine koşut 4 profil üzerinde yapılmıştır (Kadioğlu & Daniels 2002). Her profil üzerindeki ölçüm aralıkları 0.5 m ve zaman örnekleme aralığı 1.6 ns (nanosaniye) alınmış, antenler arası uzaklık 4 m, sabit ve alıcı ve verici antenler profile dik tutulmuştur. Elde edilen radagram (radar kesiti) uzaklık-zaman eksenli 2B görüntüdür.

Radar verilerine, yorumlanmadan önce sırasıyla çok düşük ve yüksek frekansların giderilmesi amacıyla bant geçişli bir süzgeçleme işlemi uygulanmış, zamanla azalan genlikleri artırmak amacıyla AGC tip genlik kazanç düzeltmesi uygulanmış ve uygun genlik-renk görüntüleme işlemi seçilerek 2B veri görüntüleme yapılmıştır. Yine zaman-derinlik dönüşümü için profil üzerinde geniş açı yansıma ve kırılma (Wide Angle Reflection and Refraction) radar verisi toplanmış ve elde edilen hiperbole çakıştırma yöntemi uygulanarak ortamın yayılma hızı hesaplanmıştır. Bu hesaplama sonucu ortamın elektromanyetik dalga hızı 0.1 m/ns bulunmuştur. Şekil 1a,b,c,d'de işlenmiş GPR verisinin 2B gösterimleri (radagramlar) verilmiştir. Burada yatay eksen bir profil boyunca yatay mesafeyi, düşey eksen ise yüksek frekans elektromanyetik dalganın yer içindeki gidiş – dönüş seyahat zamanının ortamdaki elektromanyetik dalga hızı ile çarpımının ikiye bölünmesi ile elde edilen derinlik değerini göstermektedir.

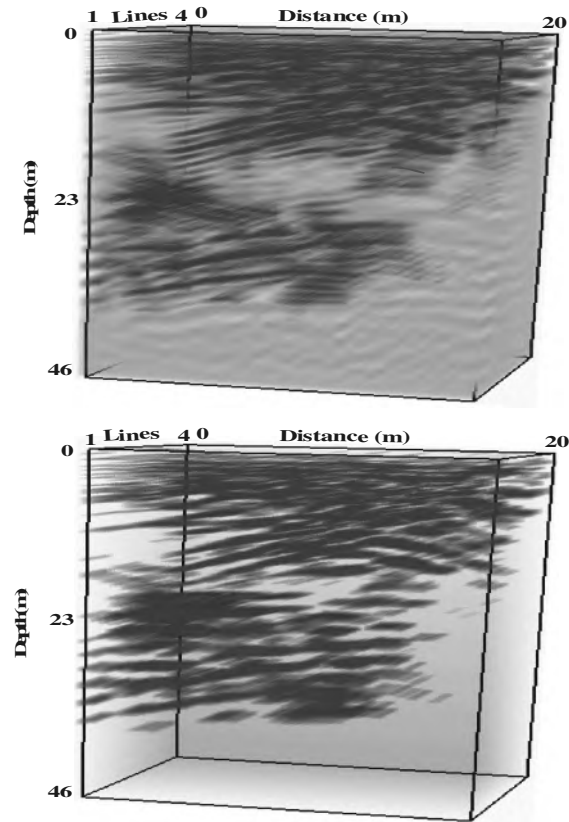
(Burada bir zaman örnekleme değerindeki derinlik değişimi, $1.6 \times 0.1/2 = 0.08$ 'dir).

Ortam için bulunan elektromanyetik dalga ilerleme hız değeri kullanılarak bu alan için araştırma derinliği yaklaşık 46 m bulunmuştur.

1. profil 40 m ve patlatma hazırlığı yapılan bölgeyi içine alabilmektedir. Ancak 2., 3. ve 4. profillerin boyu yaklaşık 20 m'dir ve arazi koşulları birinci profil boyu kadar ilerlemeye imkan vermemiştir. Dört paralel profilin ilk 20 m'sini içeren bölümlerinden bir dizi oluşturularak 3B görüntüleme çalışması yapılmış ve farklı genlik görüntüleme (opacity) işlemleri yapılarak kırık hatları görüntülenmiştir (Şekil 2).



Şekil 1 GPR profillerine ait veri işleme tamamlanmış radagramlar ve belirlenmiş kırık hatları

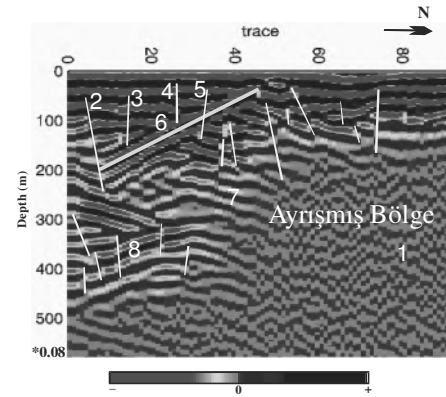


Şekil 2 GPR profillerinin 3B görüntülenmesi

3.1.2 GPR verilerinin yorumu

Şekil 1’de verilen profilere ait radagramlar incelendiğinde 1. profilde oldukça belirgin olmak üzere profillerin sağ tarafında, profil başlangıcına göre yaklaşık 25-30. izden (12-15 m) sonraki bölgede verilerin genliklerinde yüksek sönümlenme görülmektedir. Bu bölgeyi diğer bölgelere göre oldukça parçalı (ayrışmış) zayıf bölge olarak tanımlayabiliriz. Hız analizi de bu bölgenin hızının 0.1 m/ns’den daha düşük olduğunu göstermekte ve bu yorumumuzu desteklemektedir (Bu bölge özellikle patlatma hazırlıkları yapılan bölgedir). Bu tarz zayıf bölgelerin olduğu kayalarda patlayıcı tipi önem kazanmaktadır. Çünkü yüksek şok enerjili patlayıcı madde kullanımı bu bölgede gereğinden fazla kırılma ve parçalanmaya ve içsel hasarlanmaya neden olabilmektedir. Ocak patlatma elemanları tarafından bu bölgeyi de içeren patlatmanın sonucu ileriki bölümde tartışılacaktır.

Şekil 1’de tüm radagramlarda hemen hemen aynı süreksizlikler belirlenmiş bu nedenle 1. profile ait radagram üzerinde işaretleme ve yorumlama yapılmıştır (Şekil 3).



Şekil 3 Kırık hatları tanımlanmış 1. profil radagramı

Şekil 3’de ince gri çizgiler çatlakları, kalın gri çizgi fayı (6) göstermektedir. 2-6 arası numaralandırılan süreksizliklerin yüzeyden görünümü Şekil 4’te verilmiştir. 2-5 arası işaretlenenler çatlakları, 6 ile numaralandırılan ise asıl kırığı göstermektedir. Görüldüğü üzere radagramda belirlenen süreksizliklerin konumları ile yüzeyden gözlenen konumlar iyi bir uyum göstermektedir.

Şekil 3’de 6 numara ile belirlenen fayın uzanımı yaklaşık 16 m olarak tespit edilmiştir (200×0.08). Fayın hemen alt bölgesi (7) doğasında parçalı ve kırıklı bir bölge olarak yorumlanmıştır. Bu bölge ayrışmış bölgeye doğru çökme alanı olarak tanımlanmıştır.

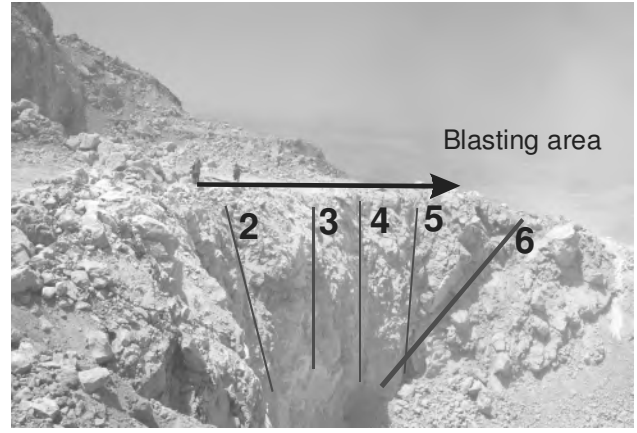
Radagramın sol alt bölgesinde ise güçlü yansımaların (8), hız analizi sonucuna göre, yaklaşık 30-32 m derinde başlayan çok sert-sağlam bölge ile yukarıdaki kırıklı bölge sınırından geldiği düşünülmektedir. Dolayısıyla bu sınır aynı zamanda verimli patlatmaların yapılabileceği maksimum derinliği de göstermektedir. Bu basamak için verimli parçalanmanın yapılabileceği maksimum derinlik 32 m'dir. Ancak ocaktaki bazı basamakların bu derinliği aştığı görülmektedir. Ateşçiler tarafından 30 m'den fazla delinen deliklerin olduğu basamaklarda yapılan patlatmalarda tırnak kaldığının söylenmesi, GPR verisi ile elde ettiğimiz bulguyu desteklemektedir. Sonuç olarak 30 m'den yüksek aynaların oluşturulması anlamlı olmayıp verimi düşürmektedir. Bu derinlikten sonra yeni bir bölge başladığı için patlatma tasarımı değiştirilmelidir.

3.2 İkinci grup çalışmalar

Bu çalışmalar, GPR ile belirlenen jeolojik yapılara uygun olarak yeniden düzenlenen patlatma geometrileri ile yapılan patlatmanın ocak patlatma elemanları tarafından yapılan patlatma ile karşılaştırılmasını içermektedir.

Birinci hatta GPR ölçümleri alınırken ocak patlatma elemanları hattın sonunda (Şekil 4) yeni patlatma için delikleri hazırlamaktaydılar. Bu sebeple, patlatma alanından da bilgi alabilmek için hattın boyu uzatılmıştır. Önceki bölümde de anlatıldığı üzere, GPR verisinden elde edilen bilgiye göre patlatma için hazırlanan alan zayıf ve parçalanmış bir alandır. Kırmataş üreticileri açısından bakılınca, bu bölgede yüksek şok enerjili patlayıcı kullanmak kayada içsel parçalanmalara ve gereğinden fazla ufalanmasına neden olabilmektedir ki bu da istenilen bir durum değildir. Durumu görmek amacı ile, ocaktaki patlatma elemanlarının belirlediği patlatma tasarım parametrelerine müdahale edilmemiş, yalnızca patlatma izlenmiş ve sonuçları değerlendirilmiştir. Bu patlatmada toplam 49 delik gecikme ile patlatılmıştır. Ateşleme düzeni aşağıda verilmiştir:

- İlk sıra: 19 patlatma deliği, 1 no kapsülle ateşlendi.
- İkinci sıra: 13 patlatma deliği 3 no kapsülle ateşlendi.
- Üçüncü sıra: 12 patlatma deliği 5 no kapsülle ateşlendi.
- Dördüncü sıra: 5 patlatma deliği 7 no kapsülle ateşlendi.



Şekil 4 Yüzeyden gözlemlenen süreksizlikler

Ayrıca, önceki patlatmaların patar atımı için 55 delik ayrı bir grup olarak atılmıştır. Ocak patlatma elemanları tarafından yapılan patlatmanın tasarım parametreleri Çizelge 1'de verilmiştir.

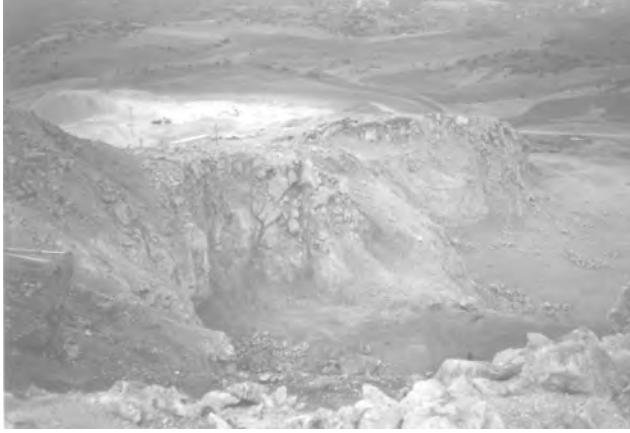
Çizelge 1 Ocak patlatma elemanları tarafından belirlenen patlatma tasarım parametreleri

Delik çapı:	6"
Basamak yüksekliği, K:	20 m
Delik derinliği, H:	17 m
Delik-ayna mesafesi, B:	4 m
Delikler arası mesafe, S:	4 m
Sıkılama boyu, St:	3 m
Ateşleme sistemi:	Elektrikli kapsül
Kapsüller arası gecikme:	30 ms
Patlayıcı tipi:	12 jelatinit dinamit (JD) alt yemleme, 6 JD ara yemleme ve kolon şarjı ANFO
Şarj yoğunluğu:	18.5 kg/m

Beklenildiği gibi, böyle zayıf bir zonun patlatılmasında yüksek şok enerjili çok sayıda yemleyici kullanımı kabul edilebilir bir parçalanma vermemiştir. Sayısal görüntüleme tekniği kullanılarak parça boyut dağılımı yapıldığında ortalama parçalanmanın 220.42 mm olduğu görüldü. Patlatma sonrası bir kısım blok, içsel hasar gördüğü ve burada yeni delik delmenin ekonomik olmayacağı düşüncesi ile alınmadan yerinde bırakılmıştır (Şekil 5).

İri parçalanmanın sebeplerinden biri de, mevcut patlatma için uygulanan dilim kalınlığı/delikler arası mesafe oranıdır. Kaynaklarda bu oranın 1.25 olması durumunda iyi parçalanma elde edileceği vurgulanmaktadır (Olofsson 1988). Ayrıca basamak tabanını sıfırdan kesebilmek için deliğin basamak yüksekliğinden biraz daha derin delinmesi gerekmektedir. Bu ek uzunluk delik ayna mesafesinin (dilim kalınlığı) 0.3 katıdır. Delik boyu,

basamak yüksekliğine alt delme miktarının eklenmesi ile elde edilmelidir (Olofsson 1988). Ocakta yapılan bu patlatmada, Çizelge 1’de de görüleceği üzere delikler arası mesafe ile dilim kalınlığı eşit tutulmuştur. Ayrıca delik boyu basamak yüksekliğinden daha derin olması gerekirken daha kısadır. Tüm bunlar patlatma sonrası delik diplerinde tırnak çıkmasına sebep olmuş, iri parçalanma elde edilmiştir.



Şekil 5 Yerde bırakılan blok

GPR verilerinden elde edilen bulgulardan yararlanarak ocakta alternatif patlatma tasarımı önerilmiştir (Çizelge 2). Patlatma yapılacak basamak yüksekliği 30 m’den fazla olduğu için, GPR verisinden öğrenilen 30 m’den sonra sert kayanın başladığı bilgisini göz önünde tutarak yemleme şarjının miktarı arttırılmıştır. Basamak yüksekliğinden daha derin delinmesi sağlanan deliklerin dibine doldurulan yüksek yemleme şarjı ile delik dibinde tırnak kalması problemi aşılmak istenmiştir. Ayrıca ilk patlatmada verilen 4 × 4 m delik düzeni yerine 3 × 3.5 m kullanılmıştır. Ortalama parça boyutu sayısal görüntüleme tekniği ile 118.45 mm olarak bulunmuştur.

Çizelge 2 Önerilen patlatma tasarım parametreleri

Delik çapı:	6"
Basamak yüksekliği, K:	32 m
Delik derinliği, H:	33 m
Delik-ayna mesafesi, B:	3 m
Delikler arası mesafe, S:	3.5 m
Sıkılama boyu, St:	3 m
Ateşleme sistemi:	Elektrikli kapsül
Kapsüller arası gecikme:	30 ms
Patlayıcı tipi:	14 jelatinit dinamit (JD) alt yemleme, 6 JD ara yemleme, kolon şarjı ANFO
Şarj yoğunluğu:	18.5 kg/m

4 SONUÇLAR

Bu çalışmada jeofizik yöntemlerden biri olan yer radarı yöntemini kullanarak süreksizliklerin dağılımı ve yeraltındaki uzanımlarını tespit etmek ve elde edilen bulguları parçalanmayı iyileştirmek amacı ile patlatma tasarımlarında kullanmak hedeflenmiştir. Bu kapsamda aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır:

- 25 MHz’lik antenler kullanılarak gerçekleştirilen GPR ölçümleri ile bu çalışma alanında 44-46 m derinliğe ulaşılmıştır.
- Çalışma alanı içerisindeki zayıf, kırıklı ve sağlam bölgeler belirlenmiş ve verimli patlatmalar gerçekleştirebilmek için basamak yüksekliğinin 30 m’den fazla olmaması gerektiği ortaya konmuştur.
- Patlayıcı deliklerinin konumları bu bulgulara göre yeniden düzenlenmiştir.
- Dilim kalınlığı/delikler arası mesafe oranının önceki araştırmalar uyarınca 1.25 olması gerektiği görülmüştür. Bu oran çalışma alanında elde edilen kırık yapılarının konumları göz önüne alındığında da uygun görülmektedir.
- GPR verilerinden elde edilen bulgular doğrultusunda patlatma düzeninde yeni değişiklikler yapıncı parça boyutunda iyileşme olduğu görülmüştür.

KAYNAKLAR

- Rao K.R. 1995. Blast design for fragmentation of anisotropic rock mass in surface mines. *Proceedings of the eleventh symp. on explosives and blasting research*, Feb 5-9, USA, 216-227.
- Ouchterlony F., Niklasson B. & Abrahamsson S. 1990. Fragmentation monitoring of production blasts at MRICA. *Int. Conference on Rock Fragmentation by Blasting*, Brisbane. 26-31 August, 283-289.
- Davis J.L. & Annan A.P. 1989. Ground Penetrating Radar for high resolution mapping of soil and rock stratigraphy. *Geophysical Prospecting* 37 (5) 531-551.
- Ulriksen P. 1982. *Application of impulse radar to Civil Engineering*. Doctoral thesis, Lund University of Technology, Dept. of Eng. Geol., Sweden. Coden. Lutvdg/(TVTTG-1001) 1-175.
- Morey R.M. 1974. Continuous subsurface profiling by impulse radar. *Proceedings of Conference on Subsurface Exploration for Underground Excavation and Heavy Construction*. Am. Soc. of Civil Engineers, Henniker NH. 213-232.
- ISRM 1981. *International Society for Rock Mechanics. Rock Characterization, Testing and Monitoring- ISRM Suggested Methods*, Pergamon, London, 211.
- Kadıoğlu S. 2003. 3D Ground Penetrating Radar-Data Acquisition, Processing, and Interpretation, *14th International Petroleum Congress and Natural Gas Congress and Exhibition of Turkey*, May,12-14, Ankara-TURKEY, Proceedings, p.485-486.

- Kadioglu S. & Daniels J.J. 2002. A Hybrid 2D/3D Ground Penetrating Radar (GPR) Survey of Brownfield Site Along Lake Street in Chicago, Illinois (USA), *International Conference on Earth Sciences and Electronics*. 2, 255-261.
- Olofsson S.O. 1988. *Applied Explosives Technology for Construction and Mining*. Applex Publisher, 303.

Araklı-Taşönü kalker ocağında patlatma kaynaklı yer sarsıntılarının değerlendirilmesi

Evaluation of ground vibrations induced by blasting at Araklı-Taşönü limestone quarry

B. Erçikdi, A. Kesimal & E. Yılmaz

Karadeniz Teknik Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü 61080 Trabzon

ÖZET: Bu çalışmada, Araklı-Taşönü kalker ocağında üretim esnasında patlatmadan kaynaklanan titreşimlerin çevredeki okul, cami, tarihi eser ve evlere olan yapısal etkileri araştırılmıştır. Bu kapsamda, halen uygulanan basamaklı dikey delik patlatma kazı modeli incelenmiş ve gerçekleştirilen basamaklı atımlara eşlik edilerek yersarsıntısı unsurları ölçülmüştür. Titreşim ölçer cihazı ile elde edilen veriler, uluslararası standartlarla karşılaştırılmıştır.

Yapılan istatistiksel analizler neticesinde, patlatma sonrası açığa çıkacak titreşimlerin önceden tahminine yönelik olarak $PPV = 7236.7 SD^{-2.2616}$ eşitliği 0.68 kararlılık katsayısı ile bulunmuştur. Her basamak ayrı ayrı değerlendirildiğinde daha yüksek kararlılık katsayıları elde edilmiştir. Elde edilen genel eşitlik kullanılarak bundan sonra bu bölgede yapılacak patlatmalar için bir kılavuz görevi görececek bir ölçekli mesafe tablosu oluşturulmuş ve patlatmadan kaynaklanan çevresel etkilerin en aza indirilmesi ile patlatma koşullarının iyileştirilmesi amaçlanmıştır. Atımlar sonucu oluşan titreşimlerin frekans değerlerinin %3.2'sinin 5-12 Hz arasında, %83.8'inin 13-40 Hz arasında, %13'ünün ise 40 Hz den daha yüksek olduğu görülmüştür. Tüm hava şoku kayıtları, gürültüden rahatsız olma seviyesi olan 140 dB değerinden düşük çıkmıştır. Ayrıca yapılan 31 adet ölçüm sonucuna göre sırası ile "PPV-İvme", "PPV-Yer Değiştirme" ve "Frekans-Yer Değiştirme" arasındaki ilişki değerlendirilmiştir.

ABSTRACT: In this study, the potential impact of ground vibrations produced from blasting operations performed at Araklı-Taşönü limestone quarry on the school, mosque, historic place and village houses was investigated. The current method of excavation, which is based on cautious bench blasting with vertical or angle holes was evaluated by measuring ground vibration components at different locations. The data obtained from the vibration measurement equipment were compared to international standards.

From the statistical analysis of the results, the general peak particle velocity equation $PPV=7236.7 SD^{-2.2616}$ was constructed with a coefficient of determination 0.68 in order to predict the ground vibrations resulting from the blasting activities in the quarry. Higher coefficients of determination were obtained when the data were compared for each bench. Using the general equation obtained, it was aimed to establish a scaled distance table, which will be used as a guide for future blasting operations to adjust blasting parameters and hence to reduce environmental impact. It was found that 3.2%, 83.8% and 13% of blast induced ground vibrations had a frequency of 5-12 Hz, 13-40 Hz and higher than 40 Hz, respectively. The intensity of the air blast in all measurements was recorded below 140 dB, which is the level of human annoyance. The correlations between "PPV-Acceleration", "PPV-Displacement" and "Frequency-Displacement" were evaluated using the results of ground vibration measurements taken from 31 blast events.

1 GİRİŞ

Bilindiği gibi maden ve inşaat sektörlerinde hammadde sağlamanın en verimli ve ekonomik yollarından biri de patlatmalı kaya kazısıdır. Madencilik ve alt yapı çalışmalarının artmasına paralel olarak artan patlatmalı kaya kazısı işleri, çevresel problemleri de beraberinde getirmektedir. Teknik ve ekonomik yönden uygun patlatma

tasarımları gerçekleştirilirken; yer sarsıntısı, hava şoku ve kaya fırlaması gibi çevresel etkiler de kontrol edilmelidir. Yapılacak patlatmalarda; parçacık hızı (mm/s), parçacık deplasmanı (mm), parçacık ivmesi (mm/s²) ve frekansı (Hz) ölçmek ve bunları kontrol edilebilir sınırlarda tutarak tasarımlar gerçekleştirmek suretiyle çevresel sorunlar en aza indirilebilir.

Bu çalışmada, bölgedeki çimento tesislerine hammadde sağlamak amacıyla Araklı-Taşönü Kalker Ocağında yapılan üretim patlatmalarının yol açtığı çevresel etkilerin değerlendirilmesi için bir çalışma yapılmıştır. Çalışma alanının okul, cami, tarihi eser ve yerleşim yerlerine oldukça yakın olması nedeniyle yapılan ölçüm ve gözlemlere gerekli hassasiyet ve önem gösterilmiştir.

2 PATLATMA KAYNAKLI YER SARSINTILARININ ÖZELLİKLERİ

Yer sarsıntısının özellikleri ve niteliği, patlatma yerine yakın kesimlerde daha çok patlatma tasarımı ve delik düzeni, bilhassa bir seferde ateşlenen patlayıcı miktarı, ateşleme aralığı (gecikme süresi) ve belli bir ölçüde de ateşleme yönünden etkilenir. Bu etmenlere bağlı olarak oluşan parçacık hızı önemli bir hasar göstergesidir. Ancak patlatma kaynağından uzaklaştıkça, sarsıntının özellikleri ve niteliği daha çok yer sarsıntısı dalgasının iletildiği kaya veya zemin ortamının özelliklerinden etkilenir. Sonuç olarak arazi özellikleri ve yer sarsıntısının frekansı da hasar oluşumunda önemli ve tayin edici etmenlerdir. Yersarsıntılarının frekansı başlıca iki unsurdan etkilenir. Bunlar jeoloji (kaya özellikleri) ve gecikmeli ateşlemelerde gecikme aralığıdır (Dowding 1985). Düşük frekanslı dalgaları insanlar kolayca hissetmektedirler. Yüksek frekanslı dalgaları insanların algılaması zordur. Ayrıca 10 Hz değerinin altındaki frekanslar zeminde büyük yer değişimleri (deplasman) ve yüksek düzeyli birim deformasyonlar oluşturduğu için hasar olasılığını da artırır (Siskind vd. 1980).

Atımın yapıldığı bölgedeki ev, mesken gibi yapıların durumu (formasyon üzerinde atılan temel) göz önüne alındığında yer değiştirme değerinin belirli değeri aşmaması gerekir. Bu aşılması gereken yer değiştirme sınır değerleri her bir yapı için Çizelge 1’de özetlenmiştir (Anonim 1975).

Çizelge 1 Yapılaşma durumuna göre yer değiştirme limit değerleri

Yapı Tipi	Yer Değiştirme Limiti (mm)
Manevi ve yüksek değerli yapılar, Maden kuyuları, Zayıf şartlardaki evler, Tarihi yapılar (eserler)	0.10
Birbirine çok yakın olan evler	0.20
Tek başına ev	0.40
Çelik konstrüksiyonlu yapılar	0.76

Binalarda hasar olasılığı, zeminde patlatmanın oluşturduğu uyarıcı dalganın frekansı ile binanın özyapısal frekansının birbirleri ile olan ilişkisine bağlıdır. Patlatmalardaki en kritik durum zemindeki uyarıcı dalganın frekansının, bir veya iki katlı binalarda genellikle 5-10 Hz arasında değişen bina özyapısal frekansına eşit veya ondan biraz büyük olduğunda oluşur. Bu durumda bina rezonansa girer ve zemindeki uyarıcı dalga geçip gittiği halde bina sarsılmaya devam eder. Bina rezonans halindeyken, parçacık hızı sınır değerlerin altında ise binada hasar oluşmaz ama kişiler rahatsız olur. Fakat bina rezonans halindeyken parçacık hızı da yeterli büyüklükte ise binada hasar oluşur (Bilgin vd. 1999). Ayrıca, patlatma işleminin binalarda rezonans oluşturmaması için patlatma süresinin (başlangıç ile en son patlayan delik arasındaki süre) 1 s’nin altında kalmasına dikkat edilmelidir (Tezel 2003).

3 YER SARSINTISI TAHMİNİNDE KULLANILAN YAKLAŞIMLAR

Çoğu araştırmacı; tipik patlatmaların, geometrik ve jeolojik şartlardaki değişimler nedeniyle, en iyi yer sarsıntısı tahmin şeklinin, gerçek atımların gözlemlenmesi sonucu elde edilebileceğini belirtmişlerdir (Kahriman vd. 1998, Erçikdi vd. 2003). Patlatma kaynaklı yer sarsıntılarının tahminine yönelik olarak bir çok ampirik yaklaşım ortaya konulmuştur.

Günümüzde en çok ölçekli mesafe ve sarsıntı hızını esas alan yaklaşımlar belli ölçüde güvenilir kabul edilmektedir. Ölçekli mesafenin belirlenmesinde bir çok ampirik bağıntı kullanılabilmektedir; en sık kullanılan bağıntılar;

$$SD_1 = R/W^{0.5}, SD_2 = R/W^{0.33} \quad (1)$$

Burada; SD_1 ve SD_2 , ölçekli mesafe; R, patlatma noktasından uzaklık (m); W, gecikme başına maksimum patlayıcı madde miktarı (kg).

Maksimum parçacık hızı tahminine yönelik olarak yapılan istatistik çalışmaları sonucu geliştirilen ve yaygın olarak kullanılan ampirik ilişki aşağıda verilmiştir:

$$PPV = K \cdot SD^{-\beta} \quad (2)$$

Burada; PPV, maksimum parçacık hızı (mm/s); SD, ölçekli mesafe; K, yer işletim katsayısı; β , jeolojik sabit.

Parçacık hızı tahmininde kullanılan saha sabitleri, ölçülen en yüksek parçacık hızı ve ölçekli mesafe

değerlerinin ilişkilendirilmesi sonucunda elde edilmektedir. Bu ilişkinin saptanması için yapılan istatistiksel değerlendirmenin güvenilirliği için en az 30 hatta daha fazla veriye ihtiyaç duyulmaktadır. Parçacık hızı tahmin denkleminin güvenilirliğinin sağlam olması için kararlılık katsayısının (r^2) değerinin 0.7 den büyük olması gereklidir. Yapılan regresyon analizi sonucunda 0.7'den daha düşük bir r^2 değeri elde edilmiş ise bu durum sahadan sağlanan veri çiftleri arasında tutarsızlığın ya da problemin var olduğunun işaretidir (Costa vd. 1996).

4 ÖRNEK BİR ÇALIŞMA; ARAKLI-TAŞÖNÜ KALKER OCAĞI

4.1 Çalışma sahası ve jeolojisi

Taşönü Köyü kalker hammadde sahası, Trabzon'un 40 km doğusunda, deniz seviyesinden 190 m yükseklikte, Araklı İlçesi'nin yaklaşık 5 km güney batısında, Yanbolu deresi içi, Kaymaz Mahallesinin 1500 m kuzeydoğusunda bulunmaktadır. Kalker ocağına ait bilgiler aşağıda verilmiştir;

- Yapılan etütlerde: yapıların çoğunda tuğla kesmeleri, sıva çatlakları ve yığma duvarların döküldüğünü gösteren hasarlara rastlanmıştır. Çevre halkının özellikle 1995 yılından önce yapılan atımların çok şiddetli olduğunu dile getirmeleri, burada yapılan üretimin galeri atımları şeklinde gerçekleştirildiği kanısını uyandırmaktadır.
- Ocakta üretim: açık işletme metodu ile yapılmakta, kayaçların kazısı delme-patlatma ile gerçekleştirilmekte, en alt basamak taban kotu ortalama 75 m, en üst basamak kotu ortalama 145 m olup mevcut toplam 5 adet üretim basamağı bulunmaktadır. Yapılan atımlar hali hazırda 1, 2, 4 ve 5. basamaklarda gerçekleştirilmekte olup, aynı seviyedeki basamaklarda kot yükseklikleri farklı oluşturulduğundan delik boyları da düzensiz olarak açılmaktadır.
- 1. 2. ve 3. basamaklarda yapılan atımlarda genellikle ayna şevlerinin düzgün olmaması ve basamak üst yüzeyinin farklı kot seviyelerine sahip olmasından dolayı delikler arası mesafe, sıkılama boyları ve yük mesafesi farklılık göstermektedir. 4 ve 5. basamaklarda ayna şevleri düzgün olduğundan dolayı patlatma grubu dizayn parametreleri daha kontrollü olmaktadır.
- 3213 No'lu Maden Kanununun 7. maddesine (Binalara ufken 60 m, avlu, bağ ve bahçelere 20 m mesafede maden araması ve işletilmesi mülk sahibinin iznine bağlıdır) göre, yapılara karşı

emniyet mesafesi olarak 60 m'lik bir koruma bandı mevcuttur.

- 4. ve 5. basamaklarda malzemenin sertliğinin orta derecede ve ayna yüzeylerinin düzgün olmasından (delik boyunca eşit yük mesafesi) dolayı atımlardan sonra açığa çıkan yığınlarda parçalanma boyutu istenen boyutta yeterince küçük, 1. ve 2. basamaklarda malzemenin sertliğinin yüksek olması ve ayna yüzeylerinin düzgün olmamasından (delik boyunca yük mesafesinin değişmesi ve tabanda artması) dolayı patlatma sonrası açığa çıkan malzemede bazı iri bloklara rastlanmakta, ocağın girişi sağ tarafı yol kenarında yapılan atımlarda ise malzemenin sertliğinin yüksek ve dilimli bir yapıya sahip olmasından dolayı iri bloklu malzeme elde edilmektedir.
- 2. basamağın sadece bir bölgesinde yer alan kırmızı toprağımsı bölgede yapılan atımların diğerlerine göre daha verimsiz olduğu ve atım sonucu aynada düzgün koparmanın olmadığı görülmüştür.
- Ocakta yeraltı su seviyesi yağışlarda yükselmekte olup, ocağın en alt basamağında atım öncesi delikler içinde yer yer yaklaşık 1-3 m arasında su seviyesi görülmektedir.

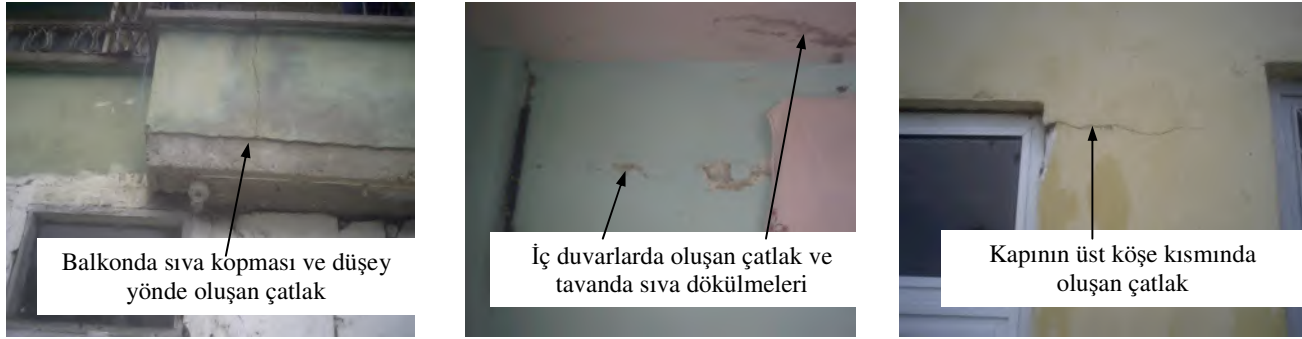
Taşönü ocağı hammadde sahası genellikle marn, marnlı kalker, kalker ve travertenden oluşmakta olup, bazı bölgelerde karstik boşlukların bulunduğu, ayrıca bölgede eskiden manganez madeninin galeri açılarak işletildiği bilinmektedir (Erguvanlı 1975). Kalker ocağı beş farklı jeolojik zonlardan oluşmaktadır ve ölçümler esnasındaki patlatma işlemlerinin çoğu sertliği yüksek ve homojenimsi yapı gösteren kalker zonda gerçekleştirilmiştir.

4.2 Çevre yerleşim yerlerinin yapılaşma durumu

Köy yapılarının takriben %10 kadarı betonarme özellikte, bazıları tamamen blok taşlı, bazıları ise temeli yığma blok taşlı ahşap evlerdir. Yapıların genelinde kiriş-kolon taşıyıcı elemanları olmadığından, evlerin temeli yığma veya moloz taşlardan inşa edilmiştir. Köy ilkokulu ve birkaç yapının projeli olduğu gözükmemektedir. Köydeki birçok yapıda zaman içerisinde bazı çatlakların olduğu görülmektedir (Şekil 1). Bu çatlakların büyük bir kısmının ocakta daha önceden yapılan kontrolsüz büyük atımlardan; bir kısmının, inşa yönteminden dolayı atmosferik olaylardan (yağmur-kar sularının iyi drene edilememesi); bir kısmının ise, yapının zamanla taşıyıcı özelliklerini kaybetmesinden dolayı olduğu söylenebilir.

Mevcut yapılan atımlara en yakın yapı olarak cami, okul, öğrenci yurdu bulunmaktadır. Bunların en yakın üst basamağa (1. basamak) uzaklığı ortalama 70-80 m civarındadır.

Ölçüm alınan yapıların özellikleri ve istasyon numaraları Çizelge 2’de verilmiştir.



Şekil 1 Çevredeki yapılarda önceki atımlar sonucu oluştuğu düşünülen yapısal çatlaklar

Çizelge 2 Ölçüm alınan istasyonlardaki yapıların genel özellikleri

Ölçüm İstasyonu	İstasyon Koordinatları (m)			Özellikler
	X	Y	Z	
İstasyon 1	85301	31908	160	1980 yapımı, 3 katlı, eski sıvalı,
İstasyon 2	85178	31741	159	1890 yapımı, tek katlı, bina tamamen eski ve yığma taşlardan oluşmuş ve tarihi eser kapsamında.
İstasyon 3	85327	31886	158	1995 yapımı, yeni, tek katlı ve projeli, bazı yerlerinde çatlaklar mevcut
İstasyon 4	85354	31918	162	1956 yapımı, 2 katlı, ahşap, projersiz, binada aşırı derecede çatlaklar mevcut, ayrıca tuğla kesmesi bulunmakta,
İstasyon 5	85371	31899	161	1956 yapımı, 2 katlı, aşırı miktarda sıva düşmeleri bulunmakta ve ayrıca kiriş kesmeleri mevcut, balkonlarda çatlamalar mevcut, en hasarlı binalardan bir tanesi
İstasyon 6	85351	32047	189	1996 yapımı, 2 katlı, tavan ve duvarlarda çatlaklar mevcut.
İstasyon 7	85258	31957	159	1973 yapımı, tek katlı, daha önceki patlatmalardan kaynaklanan pencere camı kırıkları mevcut, duvarlarda fazla bir çatlak görülmemekte.
İstasyon 8	85462	31900	163	1972 yapımı, 2 katlı yığma ev, içeride ve dışarıda fazla çatlaklar mevcut
İstasyon 9	85489	31897	168	Yapımı henüz tamamlanmamış, betonarme ve projeli, çatlak mevcut değil
İstasyon 10	85367	31999	176	Tek katlı, bina tamamen eski ve yığma taşlardan yapılmış. Binanın ek kısımlarında aşırı derecede kesmeler mevcut
İstasyon 11	85324	31360	112	2000 yapımı, betonarme, iki katlı, tavanda çatlaklar mevcut

4.3 Ocakta delme patlatma işlemleri

Kalker ocağında üretim sistemi delme patlatma ile yapılmaktadır. Yapılara yakın bölgelerde toplam 150-300 kg, uzak yerlerde 550-600 kg patlayıcı madde şarj edilmektedir. Sıkılama malzemesi olarak delikten çıkan pasa kullanılmaktadır. Delikler dik açılmakla birlikte bazen yük mesafesinin fazla olduğu yerlerde şeve paralel olarak da açılmaktadır. Sıkılama boyları normal olarak 2.5 m olmasına rağmen taş fırlama riski olan yerlerde daha yüksek tutulmaktadır. Basamak 5’de yapılan atımlarda, deliklerin içinde su bulunduğundan, su seviyesini aşınca kadar Emülit-100 ile, geriye kalan kısım

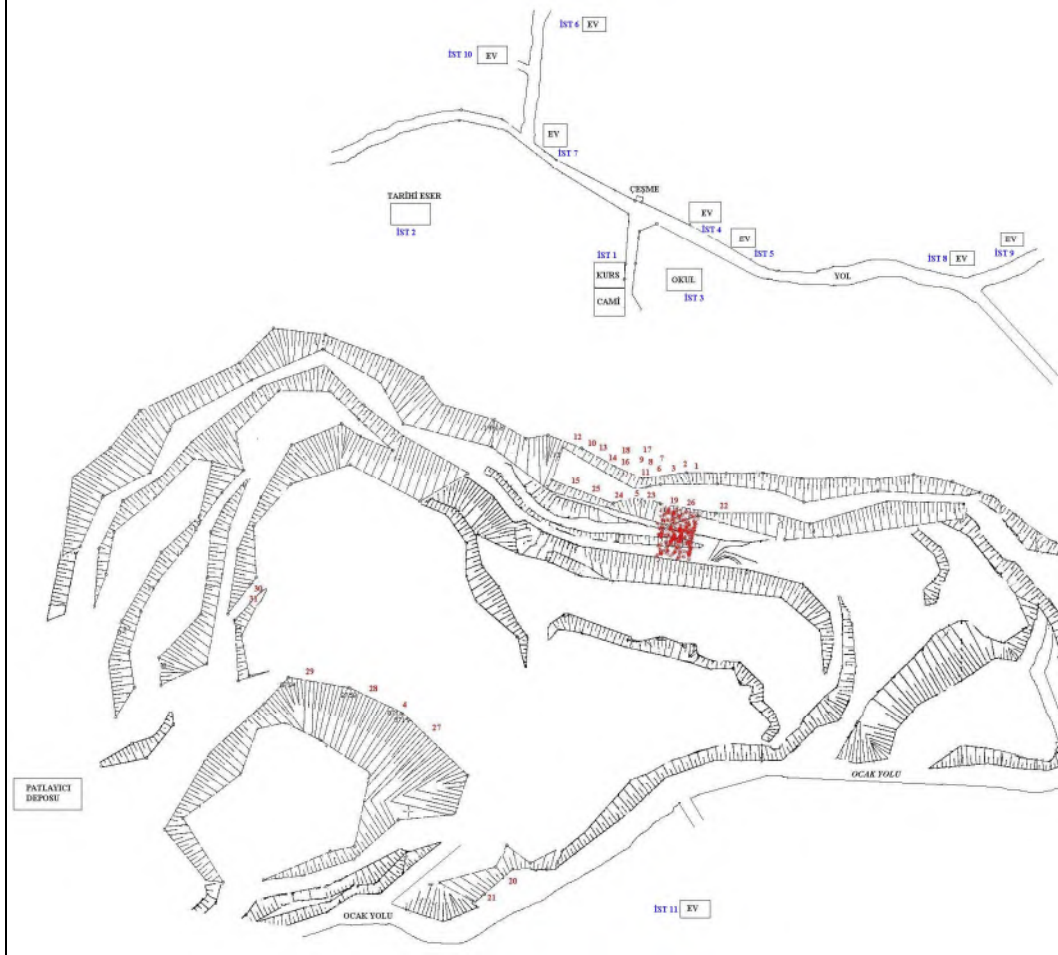
ANFO ile şarj edilmektedir. Ocakta yapılan atımların özgül şarjları ortalama 1.07 kg/m³, şarj yoğunluğu 0.509 kg/m (AN-FO delik içi yoğunluğu 0.82 g/cm³) olarak gerçekleşmektedir.

Ocakta manyeto ile gecikmeli ve gecikmesiz elektrikli ateşleme yapılmaktadır. Yapılara yakın olan basamaklarda ateşlemeler gecikme aralığı 30 ms olan elektrikli gecikmeli kapsüllerle, uzak mevkiilerde ise elektrikli gecikmesiz kapsüllerle yapılmaktadır. Gecikmeli ateşlemelerde dip numarası 5, 7, 9, 11, 13, 15 ve 17 olan kapsüller kullanılmakta, gecikmesiz ateşlemelerde ise 0 numara kapsüller kullanılmaktadır.

4.4 Yer titreşimlerinin ölçülmesi

Kalker ocağında uygulanan patlatma paterni, delik düzeni ve patlayıcı şarjı; şantiye yetkililerince sistematik olarak uygulana gelen şekliyle (herhangi bir müdahalede bulunulmadan) gözlemlenmiş ve 31 adet ölçüm alınmıştır (Kesimal vd. 2003). Bilahare atım paternlerinde değişiklikler yapılarak titreşim

seviyeleri çevredeki yapılara zarar vermeyecek şekilde düşürülmeye çalışılmıştır. Patlatmadan kaynaklanan titreşimler, Instanetel Minimate Plus Model titreşim ölçer cihazı ve ekipmanı ile ölçülmüştür. Şekil 2’de çalışılan basamaklar ile ölçü alınan istasyon ve atım yapılan noktalar gösterilmiştir.



Şekil 2 Taşocağında yapılan atımların yerleri ve ölçüm istasyonlarının görünüşü

5 ÖLÇÜM SONUÇLARI ve DEĞERLENDİRİLMESİ

Patlatmalı kazı ile sahada gerçekleştirilen 31 adet atımın ölçüm sonuçları; her bir atım için parçacık hızı bileşenleri (enine-PTV, düşey-PVV, boyuna-PLV, maksimum-PPV), maksimum frekans, hava şoku, yer değiştirme ve ivme, gecikme başına düşen en fazla patlayıcı madde miktarları ve ölçekli mesafe (SD_1 ve SD_2) değerlerini içerecek şekilde Çizelge 3’de ayrıntılı olarak sunulmuştur. Yer sarsıntısı ölçümleri bilgisayar ortamına aktarılmış ve Instanetel firmasına ait paket program kullanılarak her bir atım için USBM R18507 ve DIN 4150 analizi yapılmıştır.

Bu program, USBM R18507 ve DIN 4150 yaklaşımlarına göre istenilen herhangi bir periyottaki parçacık hızı bileşenlerinin (enine, düşey ve boyuna) pik değerdeki hızlarının düzeylerini ve frekanslarını dikkate alarak titreşimlerin emniyetli veya hasar verme riskine sahip olduklarını göstermektedir.

Sahada gerçekleştirilen parçacık hızı unsurları ve ölçekli mesafe veri çiftlerinden oluşan yersarsıntısı ölçüm sonuçları, regresyon analizine tabi tutularak, kontrollü patlatma tasarımlarında gerekli olacak saha sabitleri belirlenmiştir. Ayrıca patlatmadan kaynaklanan gürültünün çevresel etkisi dikkate alındığında; önceden gürültü düzeyinin tahmini önem taşımaktadır. Ancak Çizelge 3 incelendiğinde

tüm atımlar için gürültü değerleri 140 dB'in (rahatsızlığın başlangıcı) altında olduğundan dolayı regresyon analizine gerek görülmemiştir. En yüksek hava şoku değerini veren atım (132.4 dB), patar atımı şeklinde gerçekleştirilen 15. atımdır. Ayrıca patar atımı şeklinde gerçekleştirilen 5. atımın değeri (123.3 dB) de diğer atımlara göre yüksektir. Buradan yola çıkarak patar atımı şeklinde gerçekleştirilen atımların gürültü düzeyleri diğer atımlara nazaran yüksek, rahatsızlığın başlangıcı olan değerden düşük çıkmıştır. 31 atım için ortalama hava şoku değeri 117 dB olup gürültü anlamında herhangi bir rahatsızlık bulunmamaktadır.

5.1 Ölçüm sonuçlarının istatistiksel analizi

Ocakta yapılan tüm atımlar (31 adet), kırmızımsı toprak zonda yapılan atımlar (19 ve 26. atımlar) ve verimsiz deneme atımı (24. atım) çıkartılarak geriye kalan 28 adet atım, ayrıca 1. ve 2. basamaklarda gerçekleştirilen atımlar için ayrı ayrı istatistiksel analiz yapılmış ve sonuçları Çizelge 4' de verilmiştir.

Maksimum parçacık hızı ve ölçekli mesafenin farklı fonksiyon değerleriyle yapılan regresyonda, SD₁ tabloda görüldüğü gibi kararlılık katsayıları daha yüksek bulunmuştur. Tüm atımlar için (31 atım) her yöndeki parçacık hızları ve ölçekli mesafe değerleri arasında ilişkiyi belirlemek amacıyla yapılan regresyon analizinde, parçacık hızının enine, boyuna, düşey ve maksimum bileşenlerinin kararlılık katsayıları düşük bulunmuştur. Bütün bileşenlerin kararlılık katsayısı değerlerinin (r^2) 0.7 değerinden düşük olduğu görülmüştür (Çizelge 4).

Kırmızımsı toprak zonda (Şekil 2) yapılan atımların (19 ve 26. atım) sonuçlarının aynı basamak kotundaki diğer atımlara göre çok düşük sonuç vermesi ve deneme atımı yapılan 26. atımın da diğer atımlara göre yüksek sonuç vermesi kararlılık katsayısı değerinin (r^2) düşük çıkmasına yol açmıştır. Özellikle 19. atımda gecikme başına patlayıcı miktarı (65 kg) yüksek olmasına rağmen maksimum parçacık hızı (9.91 mm/s) düşük çıkmış, bunun aksine ara sıkılamanın yapıldığı 24. atımda gecikme başına patlayıcı miktarı düşük olmasına rağmen maksimum parçacık hızı (23.9 mm/s) yüksek çıkmıştır.

Kırmızımsı toprak zonda yapılan atımlar (19 ve 26. atımlar) ve verimsiz deneme atımı (24. atım) çıkartılarak geriye kalan 28 adet atımın analizinde, kararlılık katsayısı boyuna bileşeni için 0.7, maksimum parçacık hızı için ise 0.68'dir. Enine ve düşey bileşenler için kararlılık katsayısı sırasıyla 0.60 ve 0.47'dir. Elde edilen değerler tüm atımların

(31 atım için) değerlendirilmesine göre daha iyi sonuç vermiştir. Enine bileşenin kararlılık katsayısının düşük olmasının nedeni, çalışılan ocakta atım yönüne dik doğrultuda farklı jeolojik zonların bulunmasından kaynaklanabilir. Düşey bileşenin kararlılık katsayısının ise atımların farklı kotlarda (farklı basamaklar) yapılmasından dolayı düşük çıktığı düşünülmektedir. 28 atıma göre maksimum parçacık hızı bileşeninin kararlılık katsayısı (0.68) olup 0.7'ye yakın olduğundan dolayı bu sahada yapılacak patlatmalar sonucu açığa çıkacak maksimum parçacık hızını tahmin edebilmek için kullanılması önerilen ampirik bağıntı;

$$PPV(mm/s)=7236.7SD^{-2.2616} \quad r^2=0.68 \quad (3)$$

şeklindedir.

1. basamakta yapılan 15 adet atım ve 2. basamakta yapılan (19, 26 ve 24. atımlar hariç) 5 adet atım için ayrı ayrı regresyon analizi yapılmış ve her basamakta yapılan atımların kendi içerisinde değerlendirilmesi sonucunda daha yüksek kararlılık katsayıları elde edilmiştir. Dolayısıyla her bir basamakta yapılan yeteri sayıda (≥ 30) atım sonrası yapılacak değerlendirmelerde daha sağlıklı sonuçlar elde edilebilir.

Her ne kadar 1 ve 2. basamaklardaki atım verilerinin sayısı yeterli olmamakla birlikte sonuçta her iki basamağın ayrı ayrı değerlendirilmesi neticesinde elde edilen kararlılık katsayılarının yüksek olması, bize basamak atımlarının kendi içinde değerlendirilmesinin daha sağlıklı ve tutarlı sonuçlar vereceğini göstermiştir.

5.2 Atımların titreşim frekanslarının değerlendirilmesi

Sahada yapılan 31 adet patlatma ölçümünde kaydedilen en yüksek parçacık hızlarına karşılık gelen frekans değerlerinin dağılımı da incelenmiştir. Bu dağılıma bakıldığında, sahada yapılan atımlar sonucu oluşan titreşimlerin frekans değerlerinin %3.2'sinin 5-12 Hz arasında, %83.8'inin 13-40 Hz arasında, %13'ünün ise 40 Hz den daha yüksek olduğu görülmektedir. Bu dağılımdan da anlaşılabileceği üzere titreşimler, oldukça yüksek frekanslı olarak sonuçlanmıştır. Yüksek frekanslı bir titreşimin, düşük frekanslı bir titreşime göre (belli bir hız için) çok daha az hasar riski taşıyacağı bilinmektedir. Atımlarda ölçülen frekansların oldukça yüksek olması ve genel olarak konutların öz yapısal frekanslarının 5-10 Hz arasında değiştiği göz önüne alındığında, hasar riskinin en az düzeyde olacağı anlaşılmaktadır.

Çizelge 3 Yapılan atımların ölçüm sonuçları

Ölçüm tarihi	Atım No	Del. Say.	Parçacık Hızı mm/s				Max Frekans (Hz)	Max Hava şoku (dB)	Max Yer değiştirme (mm)	Max İvme (g)	Gec. Baş. Şarj, W (kg)	Top. Pat. Mik. (kg)	Uzaklık R (m)	Ölçekli Mesafe SD		Ölçüm Yeri	Atımın Yapıldığı Basamak
			Enine	Düşey	Boyuna	Max								R/W ^{1/2}	R/W ^{1/3}		
12.05.2003	1	5	7.49	4.44	14.1	14.1	16	110.2	0.140	0.159	51.4	257	118	16.46	32.15	İst. 1	1
14.05.2003	2	5	6.60	7.87	9.78	9.78	11	115.7	0.137	0.079	54	270	110	14.97	29.49	İst. 4	1
22.05.2003	3	5	12.4	5.71	12.3	12.4	18	125.1	0.137	0.199	52.6	263	99	13.65	26.77	İst. 3	1
25.05.2003	4	13	2.79	1.02	5.46	5.46	39	115.0	0.042	0.066	690	690	405	15.42	46.84	İst. 6	5
15.07.2003	5	Patar	8.38	2.67	17.4	17.4	19	123.3	0.159	0.199	59	177	120	15.62	31.25	İst. 1	2
15.07.2003	6	6	15.6	5.84	20.1	20.1	23	117.5	0.167	0.212	53	318	107	14.69	28.86	İst. 1	1
16.07.2003	7	6	6.73	2.79	6.48	6.73	22	117.5	0.052	0.119	52	312	162	22.46	43.97	İst. 7	1
16.07.2003	8	6	5.59	2.29	10.5	10.5	30	118.3	0.059	0.172	52	312	155	21.49	42.07	İst. 7	1
18.07.2003	9	3	12.7	8.13	15.7	15.7	17	120.1	0.197	0.186	52	156	143	19.83	38.82	İst. 4	1
18.07.2003	10	6	48.8	10.7	16.0	48.8	16	120.2	0.558	0.835	52	312	131	18.17	35.56	İst. 5	1
20.07.2003	11	5	3.30	1.27	2.16	3.30	15	112.0	0.046	0.039	52	260	212	29.43	57.55	İst. 8	1
20.07.2003	12	6	2.29	0.76	1.40	2.29	57	115.0	0.015	0.079	52	312	230	31.92	62.43	İst. 9	1
24.07.2003	13	6	31.4	8.51	31.9	31.9	21	119.3	0.252	0.451	52	312	105	14.56	28.50	İst. 1	1
24.07.2003	14	3	36.8	12.2	40.1	40.1	26	116.9	0.319	0.610	52	156	96	13.31	26.06	İst. 1	1
28.07.2003	15	Patar	12.8	4.95	18.7	18.7	23	132.4	0.168	0.225	136.5	136.5	131	11.22	25.86	İst. 1	2
28.07.2003	16	6	25.7	6.35	26.9	26.9	26	120.4	0.208	0.398	52	312	100	13.86	27.15	İst. 1	1
26.09.2003	17	5	5.33	2.54	3.68	5.33	14	109.5	0.074	0.053	46.5	232.5	203	29.76	57.18	İst. 10	1
27.09.2003	18	5	5.84	4.57	2.67	5.84	26	115.9	0.049	0.093	46.5	232.5	140	20.53	39.43	İst. 2	1
02.10.2003	19	4	9.91	3.30	6.98	9.91	34	114.0	0.053	0.212	65	260	95	11.78	23.96	İst. 3	2 (K)*
03.10.2003	20	5	5.71	3.17	3.17	5.71	24	116.9	0.068	0.093	64	320	142	17.75	35.99	İst. 11	Yol Ken
03.10.2003	21	5	5.59	3.30	4.06	5.59	26	116.7	0.053	0.079	64	320	147	18.375	37.26	İst. 11	Yol Ken
09.10.2003	22	5	1.65	1.78	2.29	2.29	13	114.6	0.037	0.026	51.5	257.5	175	24.38	70.13	İst. 2	2
09.10.2003	23	5	20.3	5.59	14.5	20.3	21	112.8	0.155	0.305	51.5	257.5	112	15.61	70.13	İst. 1	2
09.10.2003	24	3	16.9	8.38	23.9	23.9	17	113.8	0.246	0.265	25.75	151	109	21.69	52.03	İst. 1	2
11.10.2003	25	5	11.6	4.83	16.0	16.0	21	116.6	0.120	0.225	52.25	261.25	107	14.80	36.86	İst. 1	2
14.10.2003	26	4	2.16	1.78	7.37	7.37	26	107.0	0.021	0.093	26.5	106	120	23.31	40.69	İst. 1	2 (K)*
15.10.2003	27	10	6.98	1.65	4.06	6.98	18	123.0	0.061	0.093	265	265	260	15.97	41.24	İst. 1	5
17.10.2003	28	10	2.16	0.64	1.78	2.16	39	117.1	0.015	0.039	53	265	255	35.03	68.79	İst. 1	5
18.10.2003	29	13	0.13	0.64	0.64	0.64	>100	117.2	0.0003	0.026	26.5	344.5	245	47.59	83.07	İst. 2	5
20.10.2003	30	5	2.41	2.16	3.56	3.56	57	118.7	0.064	0.106	26.5	132.5	185	35.94	42.38	İst. 2	4
22.10.2003	31	6	4.19	4.44	3.17	4.44	43	114.6	0.020	0.265	36.5	219	190	31.45	36.61	İst. 2	4

*: K: Atımların verimsiz olduğu kırmızı toprağımsı bölge

Çizelge 4 Atımlar için parçacık hızı ve ölçekli mesafe arasındaki ilişkiler

	Saha Sabitleri	Parçacık Hızları							
		Enine (PTV)		Düşey (PVV)		Boyuna (PLV)		Maksimum (PPV)	
		SD ₁	SD ₂	SD ₁	SD ₂	SD ₁	SD ₂	SD ₁	SD ₂
Ocakta Yapılan Tüm Atımların İstatistiksel Analizi	K	7489.9	21743	229.49	1176.1	4654.7	14537	4394.6	39492
	β	-	-	-	-	-	-	-	-
	r^2	0.56	0.42	0.41	0.44	0.59	0.46	0.61	0.46
19,26 ve 24 No'lu Atımlar Haricinde Yapılan Atımların İstatistiksel Analizi	K	10598	54255	321.94	2930,6	8651.6	47309	7236.7	119018
	β	-	-	-	-	-	-	-	-
	r^2	0.60	0.49	0.47	0.56	0.70	0.58	0.68	0.55
Basamak 1'de Yapılan Atımların İstatistiksel Analizi	K	8268.8	42290	3098.5	15667	54876	432257	15011	84387
	β	-	-	-	-	-	-	-	-
	r^2	0.57	0.57	0.71	0.72	0.76	0.76	0.66	0.66
Basamak 2'de Yapılan Atımların İstatistiksel Analizi	K	21668	129.44	176.24	10.397	32517	1386.7	36119	723.1
	β	-	-	-	-	-	-	-	-
	r^2	0.68	0.12	0.63	0.06	0.81	0.45	0.76	0.29

Parçacık Hızı = $K \times SD^{-\beta}$, (r^2 : Kararlılık katsayısı)

Yapılan atımların sadece 2 no lu olanı 11 Hz olarak elde edilmiştir. Bu değer binanın öz yapısal frekansına (5-10 Hz) en yakın değer olmasına rağmen maksimum parçacık hızı değeri (boyuna) 9.78 mm/s olarak düşük çıkmıştır.

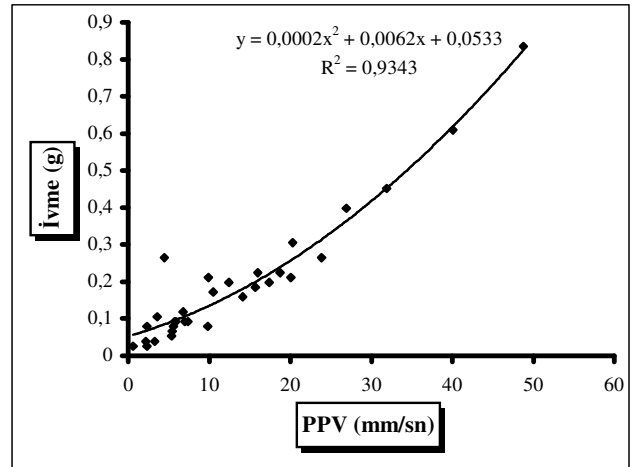
Ayrıca patlatma işleminin rezonans oluşturmaması için patlatma süresinin (başlangıç ile en son patlayan delik arasındaki süre) 1 s'nin üstünde olması da binaların rezonansa girmelerine neden olmaktadır. Taşocağında yapılan atımlarda başlangıç ile en son patlayan delik arasındaki maksimum süre 0.45 s'dir (30. Atım). Dolayısıyla bu sürenin 1 s'nin altında olması da binaların rezonansa girmesine engel olmaktadır.

5.3 PPV-İvme İlişkisi, PPV-Yer Değiştirme, Frekans-Yer Değiştirme

Yapılan 31 adet ölçüm sonucuna göre sırası ile "PPV-İvme", "PPV-Yer Değiştirme" ve "Frekans-Yer Değiştirme" ilişkileri incelenmiş ve sonuçlar özetlenmiştir.

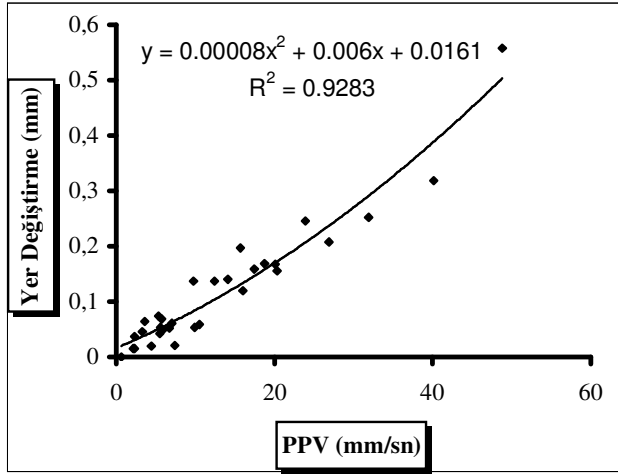
Maksimum parçacık hızı ile ivme arasında kararlılık katsayısı (r^2) 0.93 değeri oldukça yüksek çıkmıştır (Şekil 3). Dolayısıyla aralarında yüksek bir korelasyon bulunmaktadır. Grafikten de anlaşılabacağı gibi parçacık hızının artması ile ivme de artış göstermiştir. Gerçekte bunun doğruluk payı yüksek olup yapılan ölçümler sonucunda da aralarında yüksek bir ilişkinin olduğu teyit edilmiştir. Yalnız ivmenin yüksek olması patlatma ile çalışılan

işletmede istenmeyen bir parametredir, aksi halde maksimum parçacık hızlarının yüksek çıkmasına ve hasarların oluşmasına yol açabilir.



Şekil 3 Maksimum parçacık hızı ile ivme arasındaki ilişki

Maksimum parçacık hızı ile yer değiştirme arasındaki ilişki incelendiğinde, kararlılık katsayısı değeri (r^2) 0.93 elde edilerek korelasyonun yüksek çıktığı ve aralarında kuvvetli bir ilişkinin olduğu anlaşılmıştır (Şekil 4). Grafikten de, parçacık hızının artması ile yer değiştirmenin de arttığı görülmektedir. Dolayısıyla parçacık hızındaki artış yapılar da hasar verme potansiyelini artıracaktır.



Şekil 4 Maksimum parçacık hızı ile yer değiştirme arasındaki ilişki

Atım yapılan bölgenin yerleşim yapıları incelendiğinde; genellikle yığma bina üzerinde kurulu yapıların çokluğu, bir adet de çok eski tarihi yapı bir evin olduğu göz önüne alınırsa yer değiştirme değerinin 0.1 mm'yi aşmaması gerektiği sonucuna varılmıştır. Ölçümler sonucunda toplam 31 kayıttan; 17 tanesi; 0.00-0.10 mm arasında, 9 tanesi 0.10-0.20 mm arasında, 4 tanesi 0.20-0.30 mm arasında ve 1 tanesi de 0.57 mm yer değiştirme değeri ile sonuçlanmıştır.

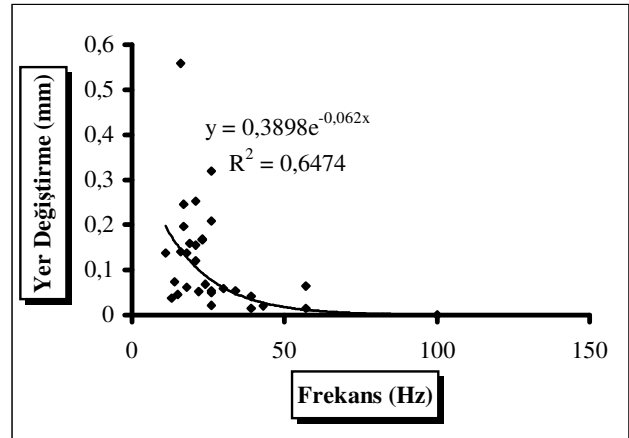
0.1'den büyük olan yer değiştirme değerlerinin 14 tanesi müdahale dışında olan atımlardan kaynaklanmıştır. Bu değerlerin Çizelge 1'e göre, tarihi eser, yığma temelli ahşap evler için risk taşıyacağı muhakkaktır. 28 Temmuz 2004 sonrası yapılan atımlara müdahale (kontrollü patlatma dizaynı) edilerek bu değerler makul seviyelere çekilmeye çalışılmıştır.

Şekil 5 ise frekansın yer değiştirme ile olan ilişkisini incelemek için yapılan çalışmayı göstermektedir. İnceleme sonucunda, kararlılık katsayısı değerinin (r^2) 0.65 ile çok yüksek olmamasına rağmen ortanın üst seviyesinde korelasyon ile aralarında bir ilişkinin var olduğunu belirtmektedir. Buradan frekans arttıkça yer değiştirmenin azalacağı görülmekte ve frekansın arttığı durumda yapılarda hasar riski olasılığının da azalacağı sonucuna varılmaktadır.

5.4 Atım sonuçlarının değerlendirilmesi

Yapılan bu istatistiksel değerlendirmeler sonucunda genel eşitliği kullanarak yapılan ölçümlerle test edilmiş ve hesaplanan PPV değerleri ile ölçülen

değerlerin birbirine yakınlıkları incelenmiştir (Çizelge 5).



Şekil 5 Frekans ile yer değiştirme arasındaki ilişki

Çizelgeden görüldüğü gibi yerinde ölçülmüş değerler ile formülle tahmin edilmiş değerler arasındaki standart sapma %14'ü geçmemektedir. Bu taktirde geliştirilen bu fonksiyon eşitliği kullanılarak, benzer atımlardaki muhtemel titreşim değerleri, ölçme ekipmanına gerek olmadan belirli güvenilirlikte belirli bir zaman için tahmin edilebilecektir. Ocakta çalışılan basamakların yönleri, derinlik, kazısı yapılan farklı jeolojik yapı, vb. değiştiği taktirde ölçümler mutlaka yapılmalı ve ocağa ait yeni eşitlik geliştirilmelidir. Böylelikle çevre yapı ve tesislere zarar vermeyecek kontrollü atımlar planlanabilecek ve rahatlıkla uygulanabilecektir.

Çizelge 5 Hesaplanan ve ölçülen parçacık hızları

Rastgele Seçilmiş Atım No. su	Maksimum Parçacık Hızı (PPV) (mm/s)	
	Hesaplanan	Gerçekleşen
1	12.84	14.1
7	6.37	6.73
18	7.79	5.84
23	14.47	20.3
25	16.33	16.0
28	2.33	2.16
PPV = 7236.7 SD ^{-2.2616}		

Atımların kontrollü yapılmasının temini amacıyla, patlatma sorumlularının işini kolaylaştırmak ve pratikleştirmek için elde edilen bu ilişki (PPV=7236.7SD^{-2.2616}) kullanılarak, çalışma

sahasında belirli miktardaki bir şarjla yapılacak patlatmalardaki maksimum parçacık hızının veya söz konusu sahada hasar etkisi oluşturacak belirli bir parçacık hızı limitine göre kullanılabilecek en fazla patlayıcı madde miktarının, mesafenin fonksiyonu olarak değişen miktarları için çizelgeler hazırlanmıştır. Çizelge 6 da bu amaçla yapılan iki farklı örnek uygulama görülmektedir. Çizelge 6-a incelendiğinde belirli bir delik düzenine sahip bir

atımda, izin verilen en yüksek parçacık hızı bilindiğinde, bunu aşmamak üzere, yapılacak atımlarda belirli mesafelerde, gecikme başına kullanılacak en fazla patlayıcı madde miktarı verilmektedir. Çizelge 6-b de ise, gecikme başına kullanılan en fazla patlayıcı madde miktarı bilindiğinde, atım kaynağından belirli uzaklıklarda ortaya çıkabilecek parçacık hızları ifade edilmiştir.

Çizelge 6 Mesafeye göre patlayıcı madde ve en yüksek parçacık hızı tahmini: a (sol), b (sağ)

İzin verilen parçacık hızı 13 mm/s		Gecikme Başına Kullanılacak Patlayıcı Miktarı 25 kg	
Mesafe (m)	Gecikme başına kullanılabilecek toplam şarj (kg)	Mesafe (m)	Tahmin edilen en yüksek parçacık hızı (mm/s)
90	27	90	10.48
100	33	100	8.26
130	55	130	4.56
150	70	150	3.30
175	100	175	2.33
200	130	200	1.72
250	180	250	1.04

6 SONUÇLAR

Yapılan çalışmaların değerlendirilmesi sonucunda;

- Hava şokları kayıtları en yüksek 132.4 dB en düşük 107 dB değerlerinde olmuştur. Bu değerler standartlardaki gürültüden rahatsız olma seviyesi olan 140 dB değerinden düşüktür. Dolayısı ile kayda değer bir rahatsızlık yaratmayacağı anlaşılmıştır.
- Cihaz ile kayıt edilen titreşim ölçümlerinin istatistiksel analizi sonucu ocağa ait maksimum parçacık hızının tahminine yönelik olarak $PPV = 7236.7 SD^{-2.2616}$ eşitliği 0.68 kararlılık katsayısı ile geliştirilmiştir. Yerinde ölçülmüş değerler ile formülle tahmin edilmiş değerler arasındaki standart sapma %14'ü geçmemektedir.
- Sahada bundan sonra yapılacak atımların kontrollü yapılmasının temini amacıyla, patlatma sorumlularının işini kolaylaştırmak ve atımın çevre etkilerini en aza indirmek için, geliştirilen bu fonksiyon eşitliği kullanılarak, çalışma sahasında belirli miktardaki bir şarjla yapılacak patlatmalardaki parçacık hızının veya söz konusu sahada hasar etkisi oluşturacak belirli bir parçacık hızı limitine göre kullanılabilecek maksimum patlayıcı madde miktarının, mesafenin fonksiyonu olarak değişen miktarları için değişik tablolar hazırlanmış ve ilgililerin kullanımına sunulmuştur. Böylece benzer atımlardaki muhtemel titreşim değerleri, ölçme ekipmanına gerek olmadan belirli güvenilirlikte belirli bir zaman için tahmin

edilebilecektir.

- Her basamağın ayrı ayrı değerlendirilmesi neticesinde elde edilen kararlılık katsayılarının yüksek olması, bize basamak atımlarının kendi içinde değerlendirilmesinin daha sağlıklı ve tutarlı sonuçlar vereceğini göstermiştir.
- Bazı atımların parçacık hızı değerleri USBM RI8150 ve DIN 4150 normlarına göre hasar oluşumuna neden olabilecek limit değerleri aşmıştır. Bunları aşağı seviyelere çekebilmek için deneme atımları gerçekleştirilmiş ve titreşim seviyelerinin düşürülmesi sağlanmıştır.
- Sahada yapılan 31 adet patlatma ölçümünde kaydedilen en yüksek parçacık hızlarına karşılık gelen frekans değerlerinin dağılımına bakıldığında, frekans değerlerinin %3.2'sinin 5-12 Hz arasında, %83.8'inin 13-40 Hz arasında, %13'ünün ise 40 Hz den daha yüksek olduğu görülmektedir. Atımlarda ölçülen frekansların oldukça yüksek olması ve genel olarak konutların öz yapısal frekanslarının 5-10 Hz arasında değiştiği göz önüne alındığında, hasar riskinin en az düzeyde olacağı anlaşılmaktadır.
- 31 adet ölçüm sonuçları sonrasında, 17 atımın yer değiştirme değerinin, aşılmaması gereken değerden (0.1 mm) yüksek olduğu görülmüştür. En yüksek yer değiştirme, parçacık hızının da en yüksek olduğu (48.8 mm/s) 10. atımda (0.558 mm) elde edilmiştir. Hasar riskini azaltmak için çalışma sahasında kontrollü patlatma işlemlerinin gerçekleştirilmesi gerekmektedir.

TEŞEKKÜR

Döner sermaye projesi kapsamında gerçekleştirilen bu çalışmanın masraflarını karşılayan ve her türlü katkıyı sağlayan TRABZON ÇİMENTO T.A.Ş.'ye şükranlarımızı sunarız. Ayrıca, arazi çalışmaları esnasında her türlü görüş ve önerilerinden faydalandığımız Maden Mühendisi Muhammed Kara'ya, Jeoloji Mühendisi Mehmet Aytekin'e ve kalker ocağı yetkililerine teşekkürü bir borç biliriz.

KAYNAKLAR

Anonim, 1975. *Explosives in Opencast Mining*.
Bilgin H.A., Esen S. & Kılıç M. 1999. Patlatma kaynaklı yer sarsıntılarının binalar üzerindeki etkisi ve büyütme faktörünün önemi. *16. Madencilik Kongresi*, Ankara, 25-32.
Costa E.S. & Ayderes S. 1996. Practical way to reduce environmental rock blasting problems. *Proceedings of the Environmental Issues and Waste Management in Energy and Mineral Production*, Cagliari, 291-297.

Dowding C.H. 1985. *Blast Vibration Monitoring and Control*. Prentice-Hall., 297p.
Erçikdi B., Kesimal A., Yılmaz E. & Kaya R., 2003. Bafra yöresi Titrekkaya mevki taşocağının üretiminde patlatmadan kaynaklanan titreşimlerin bölgedeki tarihi yapılar üzerindeki etkisinin belirlenmesi. *3. Ulusal Kırmataş Sempozyumu*, İstanbul, 221-229.
Erguvanlı K. 1975. *Trabzon Çimento Fabrikası Araklı-Taşönü Köyü Hammadde Raporu*, 30s.
Kahriman A., Kesimal A. & Tuncer G. 1998. Prediction and measurement of environmental problems produced from blasting. *Second International Symposium on Mine Environmental Engineering*, 231-239.
Kesimal A., Erçikdi B., Kaya R. & Yılmaz E. 2003. *Trabzon ili, Araklı İlçesi, Taşönü köyü hudutlarında bulunan kalker taşocağının üretiminde patlatmadan kaynaklanan titreşim ölçüm sonuçları ve değerlendirilmesi*. KTÜ, Döner Sermaye Projesi, Trabzon.
Tezel N. 2003. *Kontrollü Patlatma*, Nitro-MAK Sektörel Dergi, 1, 26-29.
Siskind D.E., Stagg M.S., Kopp J.W. & Dowding C.H., 1980. *Structure response and damage produced by ground vibration from surface mine blasting*. RI 8507, Bureau of Mines, 74p.

Petrol boru hattı yakınında patlatmadan kaynaklanan titreşim ölçümlerinin değerlendirilmesi

Evaluation of vibration measurement caused by blasting nearby a petroleum pipeline

Ü. Özer & A. Dağ

Çukurova Üniversitesi Mühendislik-Mimarlık Fakültesi Maden Mühendisliği Bölümü Balcalı Adana

ÖZET: Bu çalışmada, petrol boru hattı yakınından geçen otoyol inşaatının bir bölümünde başarılı bir patlatma tekniği için patlatma tasarımı ve saha parametreleri detaylı olarak çalışılmıştır. Patlatma parametreleri, maksimum tanecik hızı (ppv) 51 mm/s'yi geçmeyecek şekilde dizayn edilmiştir. 30 patlatma için titreşim bileşenleri ve ölçekli mesafeler detaylı olarak kaydedilmiş ve sahaya ait sarsıntı iletim (K) ve sönümleme katsayıları (β) sırasıyla 15300 ve 2.4027 değerleri ile $r = 0.8662$ gibi güçlü bir korelasyonla belirlenmiştir. Elde edilen parametreler, beş adet deneme atımı ile test edilmiş, hesaplanan ve ölçülen değerler arasında $r = 0.9872$ gibi güçlü korelasyon olduğu görülmüştür. Sonuçlar, patlatma kaynaklı titreşimlerin kabul edilebilir limitler içerisinde olduğunu göstermiş ve boru hattında patlatma kaynaklı bir hasarın olmadığına karar verilmiştir.

ABSTRACT: In this paper, in order to achieve an effective blasting technique for cut-slopes of a part of Motorway, on a site close to a segment of the petroleum pipeline, blasting design and ground parameters were studied in detail. Blasting parameters were designed to being lower than 51 mm/sec peak particle velocity (ppv) value. Ground-vibrations components were measured for 30 blast events and scaled distance were recorded in detail. Ground transmission (K) and specific geological (β) constants based on site specific ground parameters were determined as 15300 and 2.4027 respectively with strong correlation ($r = 0.8662$). Five trial shots have been performed to verify aforementioned parameters and strong correlation ($r = 0.9872$) was also obtained between the established site specific parameters and ppv. The results showed that the ppv values were in accepted limits hence, blasting operations have been carried out without any damage to the pipeline.

1 GİRİŞ

Madencilik, baraj, otoyol ve tünel inşaatları sırasında patlatma sonucu oluşan temel rahatsızlıklar, titreşim, hava şoku ve kaya fırlamasıdır. Bütün bu problemler, yakın çevredeki yapılar ve endüstriyel tesisler üzerinde bazı hasarlara neden olabilirler (Kahriman 2002). Patlatma kaynaklı titreşimleri minimize etmek için uzun yıllardır kabul edilebilir yaklaşımlar üretmek için çalışmalar yapılmaktadır. Patlatma noktasına olan uzaklık ve gecikme başına kullanılan patlayıcı miktarının yer titreşimini etkilediği bilinmektedir. Parçalanma prensibine göre, yakın çevredeki malzeme tamamen kırılır ve yer değiştirir, genel olarak küçük bir plastik deformasyon ve kırılma bölgesi vardır. Kalan enerji yer içerisinde elastik bir dalga gibi yayılır. Eğer şarj yüzeye yakın ise, hava içerisinde de yayılma söz konusudur. Kısa alanda, bir dalga küresel olarak yayılır ve patlama

noktasından uzaklaştıkça genliği düşer. Geniş alanda, yayılma prosesini diğer iki faktör etkiler: (1) dalga üç tür dalgaya ayrılır, bunlar farklı hızlarda hareket eder; (2) ortam içerisindeki tabakalar gibi değişimler, daha uzaklara dağılma ve yayılmada etkilidirler (Kahriman 2002). Yapılar yanındaki kontrollü patlatmalarda, yer titreşimleri, uygun dizayn edilmiş delik düzeni, gecikme düzeni ve kabul edilebilir gecikme başına şarj miktarı, oluşacak hasarları önleme bakımından önemlidir.

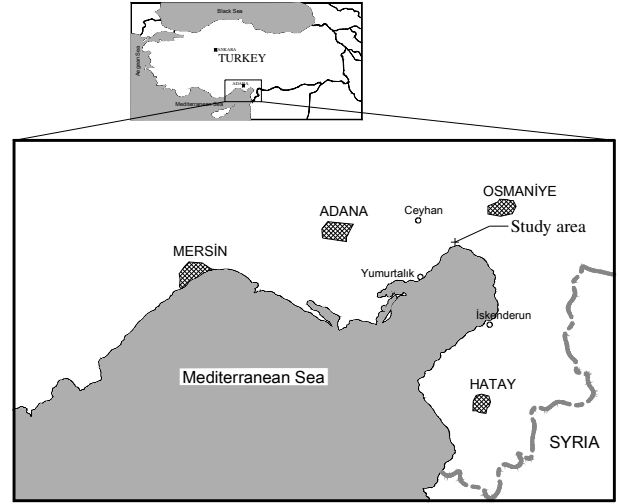
Bu çalışmanın temel amacı, petrol boru hattının bir bölümü yakınında yapılan ve patlatmanın kaçınılmaz olduğu bir kazı çalışması sırasında boru hattına hasar vermeyecek patlatma tasarımı yapmak ve patlatma sonucu titreşim ölçümlerinin değerlendirilmesidir. Bu amaçla yapılan çalışmada sahaya ait sarsıntı iletim "K" ve sönümleme " β " katsayıları güçlü bir korelasyonla belirlenmiştir. Elde edilen sonuçlar ppv değerlerinin kabul edilebilir limitler içerisinde olduğunu göstermiş ve

boru hattında patlatma kaynaklı bir hasarın olmayacağı gözlenmiştir.

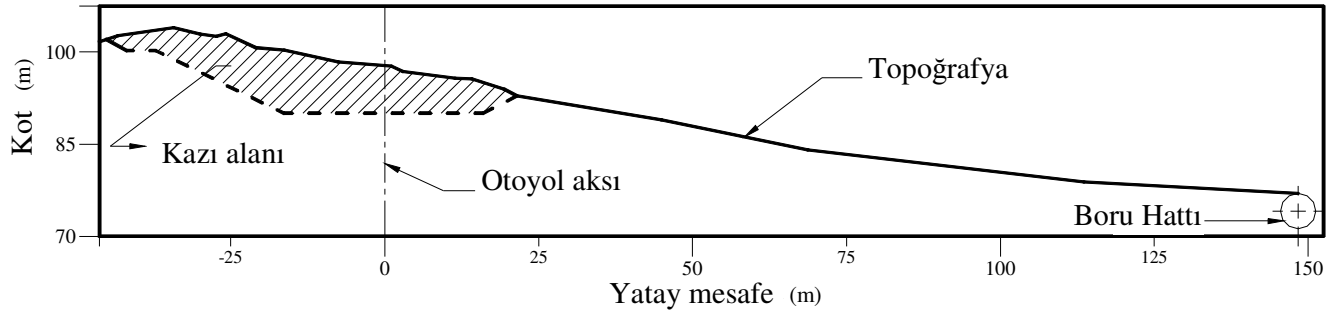
geçiyor olması kontrollü patlatma çalışması yapılmasını zorunlu kılmıştır (Şek. 2).

2 ÇALIŞMA ALANININ TANITIMI

Çalışma alanı Adana iline 181 km mesafedeki Yumurtalık ilçesi yakınlarındadır (Şek.1). Çalışmanın yapıldığı bölgede, kaya, 1307.1 kg/cm²'lik tek eksenli basınç dayanımı ve 45.7'lik Schmidt çekici değerine sahip bazalt formasyondan oluşmaktadır. Kazı çalışmasının başlangıcında, kazı sistemi olarak hidrolik kırıcı seçilmesine karşın, formasyonun yapısından kaynaklanan kazı zorluğu ve aşırı derecede makine yıpranmalarından dolayı kazı hızı oldukça yavaş ve maliyet oldukça yüksek olmuştur. Bu nedenle sorunlu olan bu bölgenin patlatma ile geçilmesine karar verilmiştir. Ancak, bu bölgenin yanından, kazı sahasından daha düşük kotta bulunan Kerkük-Yumurtalık petrol boru hattının



Şekil 1 Çalışma alanı yer gösterme haritası



Şekil 2 Çalışma alanından bir kesit

3 PATLATMA PARAMETRELERİ

Patlatma yapılmasına karar verilen bölgede, boru hattının bulunması nedeni ile patlatmanın amacının, kayayı tamamen kırmak yerine, kayayı olduğu yerde yalnızca gevşetmek olması gerektiği düşünülmüştür. Bu amaçla, patlatma çalışmasında patlayıcı olarak ANFO, yemleyici olarak jelatin dinamit ve gecikmeli kapsül kullanılması kararlaştırılmıştır. Diğer patlatma parametreleri ise aşağıdaki gibi belirlenmiştir,

- i) Dilim kalınlığı : 1.5 – 2 m
- ii) Delikler arası mesafe : 1.5 – 2 m
- iii) Delik çapı : 76 mm
- iv) Delik boyu : 1.5 – 3.5 m
- v) Delik eğimi : Düşey
- vi) Gecikme aralığı : 17 ms

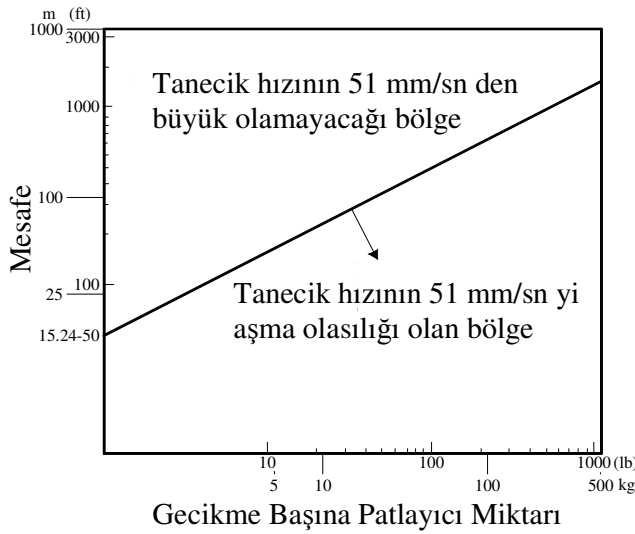
4 ÇALIŞMA PROSEDÜRÜ

Boru hattının hasar görmemesi için boru hattı, tarihi bir yapı gibi düşünülmüş ve Çizelge 1'de tanımlandığı gibi kabul edilebilecek maksimum tanecik hızı 51 mm/s olarak kabul edilmiştir. Bu durum Şekil 3'de Nobel's Explosives Company Limited (ICI) tarafından gecikme başına patlayıcı miktarı ve tanecik hızı ilişkisi şeklinde tanımlanmıştır. Teorik patlatma dizaynı 51 mm/s tanecik hızının geçilmeyeceği şekilde yapılmış ve deneme atımları ile test edilmiştir.

Elde edilen bulgular, tanecik hızının kabul edilen limiti geçmediğini göstermiş ve patlatma çalışmasına geçilmiştir. 30 adet patlatma gözlenmiş ve titreşim ölçümleri Instanetel MiniMate Plus model titreşim ölçer ile yapılmıştır.

Çizelge 1 Maksimum parçacık hızı ve yapılarda hasar limiti (Langefors & Kihlström 1973) (Paşamehmetoğlu ve diğ. 1995'den alınmıştır)

ppv (Maksimum parçacık hızı) (mm/s)	Hasar
51	Hasar alt sınırı, görünür hasar yok, hatta eski binalarda bile %5'den az
127	Hafif hasar, sıva çatlağı, ciddi şikayetlerin başlangıcı
305	Tahkimatsız galerilerde göçük
635	Kayada kırılma başlangıcı
2540	Kayanın kırılması



Şekil 3 Mesafe ve gecikme başına şarj miktarı ilişkisi (ICI)

Patlatma kaynaklı yer titreşiminin belirlenmesi için bir çok değerli araştırmacılar ampirik ilişkiler önermişlerdir (Dowding 1985; Adhikari ve diğ. 1989; Roy 1989; Singh & Roy 1993; Hao ve diğ. 1998; Rustan 1998; Wu ve diğ. 1998; Kim & Lee 2000; Liang ve diğ. 2002; Triphaty & Gupta 2002; Korichi & Bensaker 2003; Dhakal & Pan 2003). Bu çalışmaların hepsi ölçekli mesafe ve tanecik hızı ilişkisini baz almışlardır. Bu noktadan hareketle, patlatma noktası ve ölçüm istasyonu arası uzaklıklar ölçülmüş ölçekli mesafe, gecikme başına şarj miktarının fonksiyonu olarak (1) numaralı denklem ile bulunmuştur.

$$SD = \frac{R}{\sqrt{W_d}} \quad (1)$$

Burada, SD ölçekli mesafe, R ölçüm istasyonu ve patlatma noktası arasındaki uzaklık (m) ve W_d gecikme başına şarj miktarını ifade etmektedir.

Diğer yandan çoğu yaklaşımın önerdiği maksimum tanecik hızı (2) numaralı denklem ile bulunmuştur.

$$ppv = K \cdot SD^{-\beta} \quad (2)$$

Burada, K sahaya ait sarsıntı iletim, β ise sönümlenme katsayılarıdır. Elde edilen 2 no'lu eşitliğin güvenilirliğini saptamak için elde edilen korelasyonun 0.7 den az olmaması gerekmektedir. Eğer 0.7 den az ise verilerle ilgili bazı sorunlar veya çelişkiler var demektir. Bu durumda çalışmanın veya verilerin yeniden gözden geçirilmesi veya ilave çalışmaların yapılması gerekmektedir (Kahriman 2002). Bununla birlikte enine (V_T), boyuna (V_L) ve düşey (V_V) dalga hızları kullanılarak bileşke hız, 3 numaralı eşitlik ile belirlenmiştir.

$$V_R = \sqrt{V_T^2 + V_L^2 + V_V^2} \quad (3)$$

4.1 Ölçüm sonuçlarının değerlendirilmesi

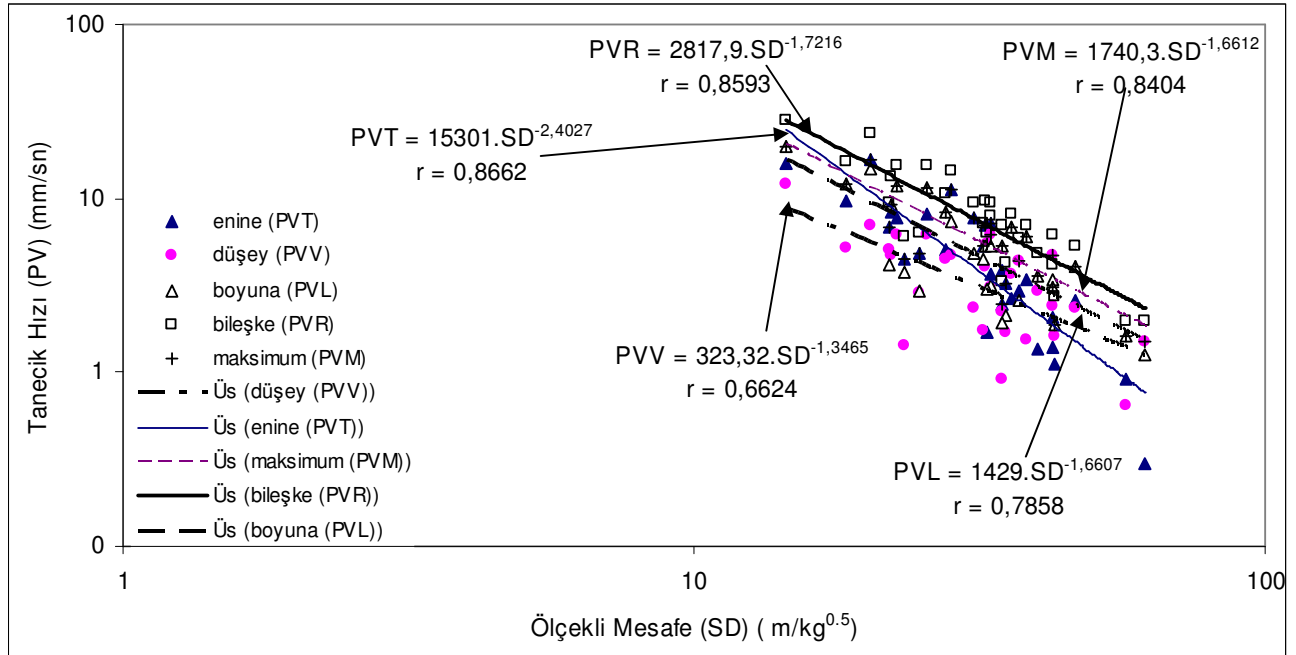
Patlatmadan kaynaklanan tanecik hızlarını ölçmek amacı ile boru hattı güzergahı üzerinde uygun noktalar, ölçüm istasyonu olarak seçilmiştir ve titreşim ölçer bu noktalara yerleştirilerek ölçüm yapılmıştır. 30 adet atım gözlenmiş ve bu patlatmalara ait veriler kaydedilmiştir. Elde edilen kayıt sonuçları, gecikme başına şarj miktarları, ölçüm noktasının uzaklığı, ölçekli mesafe değerleri Çizelge 2'de sunulmuştur. Bileşke hız 3 no'lu eşitliğe göre hesaplanmış ve maksimum tanecik hızı bileşeni belirlenmiştir. Kullanılabilir bir ilişki elde edebilmek amacı ile veri seti için enine, boyuna, düşey, maksimum ve bileşke hız değerlerinin ölçekli mesafe ile olan ilişkileri, regresyon analizi ile belirlenmiştir. Regresyon analizi, basit, logaritmik, üstel ilişki olarak irdelenmiştir. Bu irdeme sonucunda 4 numaralı denklemin en güçlü korelasyonu verdiği görülmüştür.

$$ppv = 15301 \cdot \left(\frac{R}{\sqrt{W}} \right)^{-2.4027}, \quad (r = 0.8662) \quad (4)$$

Bu korelasyonla ampirik olarak elde edilen K ve β saha sabitleri sırası ile 15301 ve 2.4027'dir. Bu bağıntı, enine tanecik hızı ölçüm değerleri ile elde edilen ve en iyi korelasyonu veren bağıntıdır. Her bir tanecik hızı bileşeninin ölçekli mesafe ile olan ilişkileri Şekil 4'de verilmiştir. Çizelge 3 ile de her bir bileşene ait olarak elde edilen saha sabitleri sunulmuştur.

Çizelge 2. Kaydedilen ve hesaplanan titreşim değerleri ve veriler

Atım No	Tanecik Hızı (mm/s)					Maksimum hız karşılık gelen frekanslar (Hz)	Mesafe (m)	Gecikme başına patlayıcı (kg)	Ölçekli mesafe (m/kg ^{0.5})
	Enine	Düşey	Boyuna	Bileşke	Maksimum				
1	4.78	2.86	2.95	6.30	4.78	14.00	90.00	13.10	24.87
2	3.70	6.20	3.20	7.90	6.20	26.30	137.00	17.23	33.00
3	2.05	4.70	3.40	6.15	4.70	30.10	135.00	10.05	42.57
4	1.35	2.95	3.60	4.85	3.60	24.60	133.00	11.08	39.96
5	1.40	2.40	3.10	4.16	3.10	25.30	131.00	9.53	42.43
6	1.10	1.60	1.90	2.72	1.90	28.60	135.00	9.88	42.96
7	2.65	3.65	6.80	8.16	6.80	29.70	153.00	18.00	36.06
8	2.95	4.35	2.60	5.86	4.35	28.30	153.00	17.00	37.11
9	6.80	5.05	4.15	9.43	6.80	33.30	130.00	35.08	21.95
10	0.30	1.50	1.25	1.98	1.50	38.60	205.00	11.00	61.81
11	1.70	5.40	3.00	6.41	5.40	15.70	153.00	21.90	32.69
12	15.80	12.00	20.00	28.17	20.00	26.00	85.00	34.40	14.49
13	3.24	1.70	2.14	4.24	3.24	14.00	150.00	18.33	35.03
14	3.89	2.22	5.37	6.99	5.37	32.00	145.00	17.50	34.66
15	0.91	0.65	1.60	1.95	1.60	7.10	186.00	10.67	56.95
16	3.40	1.54	5.98	7.05	5.98	34.00	160.00	17.50	38.25
17	5.08	4.52	8.40	10.81	8.40	37.00	150.00	29.38	27.68
18	16.80	7.02	14.80	23.46	16.80	32.00	150.00	54.09	20.40
19	8.33	4.71	9.21	13.28	9.21	27.00	150.00	46.00	22.12
20	7.70	6.22	11.90	15.48	11.90	17.00	150.00	43.67	22.70
21	7.06	4.02	5.38	9.74	7.06	20.00	150.00	21.63	32.26
22	7.81	2.32	4.78	9.45	7.81	22.00	150.00	23.69	30.82
23	2.59	2.33	4.05	5.34	4.05	10.00	100.00	4.63	46.50
24	9.67	5.19	12.10	16.34	12.10	26.00	100.00	29.44	18.43
25	8.11	6.13	11.50	15.35	11.50	19.00	140.00	29.78	25.66
26	11.30	4.76	7.33	14.29	11.30	24.00	160.00	32.14	28.22
27	7.14	3.11	5.38	9.47	7.14	18.00	160.00	23.31	33.14
28	2.49	0.91	1.94	3.28	2.49	27.00	160.00	21.42	34.57
29	5.32	1.75	4.44	7.15	5.32	12.00	160.00	24.67	32.22
30	4.43	1.43	3.76	5.98	4.43	13.00	160.00	46.88	23.37

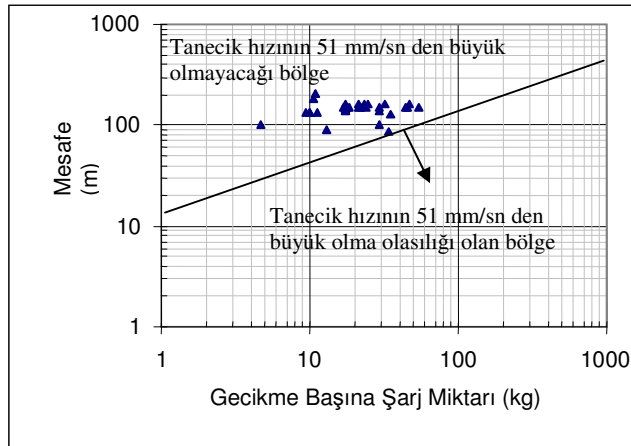


Şekil 4. Ölçekli mesafe ve tanecik hızı bileşenleri arasındaki ilişki

Çizelge 3 Bütün patlatmalar için ölçülen hız bileşenleri, saha sabitleri ve korelasyon değerleri

Saha sabiti	Tanecik Hızı (mm/s)				
	Enine	Düşey	Boyuna	Bileşke	Maksimum
K	15301	323.32	1429	2817.9	1740.3
β	2.4027	1.3465	1.6607	1.7216	1.6612
r	0.8662	0.6624	0.7858	0.8593	0.8404

İncelenen 30 adet atım için oluşturulan mesafe ve gecikme başına şarj miktarı ilişkisi de Şekil 5’de verilmiştir. Bu ilişki ICI tarafından tanımlanan 51 mm/sn tanecik hızı limitini ifade etmekte ve şekil üzerinde de görüldüğü gibi bu limitin ihlal edilmediği anlaşılmaktadır. Atımlara ait ölçülen frekanslar USBM ve OSMRE’ye göre analiz edildiğinde standartlar içerisinde kaldığı görülmüştür (Şekil 6). Elde edilen (4) numaralı bağıntının geçerliliğini test etmek amacı ile beş adet ilave test atımı yapılmış, ölçüm ile bulunan değerler, 4 numaralı bağıntının kullanılması ile elde edilen değerlerle karşılaştırılmıştır (Çizelge 4). Ölçülen değerler ile hesap yoluyla tahmin edilen değerlerin birbirlerine çok yakın olduğu görülmüş ve bu saha için elde edilen 4 numaralı ilişkinin rahatlıkla kullanılabileceğine karar verilmiştir. Deneme atımlarından elde edilen ölçüm verileri ve 4 nolu denklemi kullanarak hesap yolu ile tahmin verileri, regresyon analizi ile karşılaştırılmış ve $r=0.9872$ gibi güçlü bir korelasyon verdiği görülmüştür (Şek. 7).

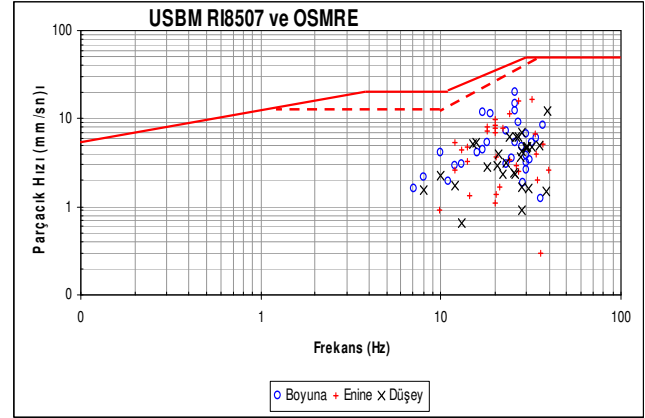


Şekil 5 Mesafe ve gecikme başına şarj miktarı ilişkisi (ICI’ya göre)

5 SONUÇLAR

Patlatma sonucu oluşan çevresel sorunlar, madencilik ve kazı çalışmaları sırasında patlayıcı

madde kullanımını sınırlandırmaktadır. Titreşim ölçümü yapılarak, sahaya ait parametrelerin belirlenmesi ve kontrollü patlatma yapılması, patlatma operasyonlarının başarısı açısından oldukça önemlidir.



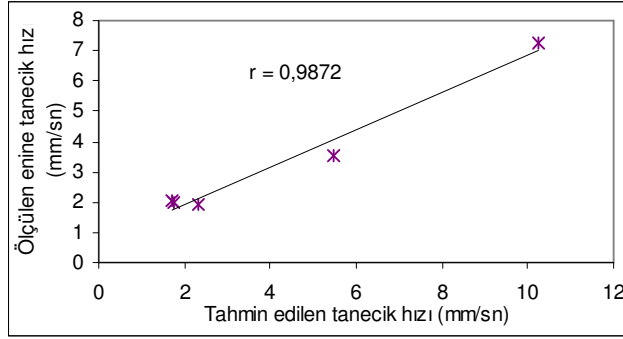
Şekil 6 Atımlara ait frekans analizi

Bu öneminden dolayı 30 yıldan fazla süredir konu üzerinde çalışmalar devam etmektedir. Genel olarak şunlar söylenebilir; eğer 450 m mesafeden daha yakın mesafelerde bina, yapı, endüstriyel tesisin bulunduğu ortamlarda patlatma yapılması kaçınılmaz ise bina veya yapının durumu da göz önüne alınarak, delik düzeni, gecikme aralığı, uygun gecikme başına şarj miktarlarının kullanılması ve kontrollü patlatma yapılması, titreşim sorunlarının minimize edilmesi bakımından çok önemlidir. Kabul edilebilir tanecik hızı limitinin belirlenmesi ve deneme atımı ile bu limitin geçilip geçilmediğinin kontrol edilmesi kaçınılmazdır.

Bu çalışmadan elde edilen sonuçlar özetle şöyle sıralanabilir; (1) kabul edilen limitin üzerine çıkmadığı ve boru hattında, yapılan tasarım ile, patlatma kaynaklı bir hasarın oluşmadığı görülmüştür; (2) $r = 0.8662$ gibi en yüksek korelasyonla elde edilen saha sabitlerinin $K=15300$ ve $\beta = 2.4027$ olduğu görülmüştür; (3) deneme atımları ile elde edilen verilere göre tahmin edilen ve ölçülen değerler arasında $r = 0.9872$ gibi yüksek bir korelasyon bulunduğu dolayısı ile elde edilen (4) numaralı eşitliğin geçerli olduğu anlaşılmıştır; (4) ölçekli mesafe ile düşey tanecik hızının diğer bileşenlerden daha düşük korelasyon verdiği, bunun sebebinin de boru hattının, patlatma çalışması yapılan bölgeden daha düşük kotta bulunmasından kaynaklanabileceği; (5) bu çalışmadan elde edilen bilgi ve bulguların bölgede daha sonra yapılabilecek olan patlatma çalışmalarında kullanılabileceği görülmüştür.

Çizelge 4 Hız bileşenlerinin ölçülen ve tahmin edilen değerleri

Atım No	Tanecik Hızı (mm/s)					Tahmin edilen	Ölçekli uzaklık (m/kg ^{0.5})
	Enine	Düşey	Boyuna	Bileşke	Maksimum		
1	1.95	0.83	2.11	2.99	2.11	2.34	38.71
2	7.25	3.14	5.51	9.63	7.25	10.24	19.95
3	1.97	0.60	1.27	2.42	1.97	1.77	43.53
4	3.51	2.33	2.06	4.69	3.51	5.46	27.21
5	2.05	1.17	2.57	3.49	2.57	1.69	44.27



Şekil 7 Tahmin edilen ve ölçülen tanecik hızı ilişkisi

TEŞEKKÜR

Yazarlar bu çalışmaya verdiği destekten dolayı Çukurova Üniversitesi Bilimsel Araştırma Fonuna (Proje No: MMF2002BAP52), kazı çalışmasını yürüten firmanın Proje Müdürü Abidin Akbulut ve teknik emniyet ve işçi sağlığı danışmanı Sabahattin Öztaş'a vermiş oldukları olanaklardan dolayı teşekkür ederler.

KAYNAKLAR

- Adhikari G.R., Singh M.M. & Gupta R.N. 1989. Influence of Rock Properties on Blast-Induced Vibration. *Mining Science and Technology*. Elsevier Science Publishers B.V. Amsterdam. Vol. 8, 297-300.
- Dhakal R.P. & Pan T.C. 2003. Response characteristics of structures subjected to blasting-induced ground motion. *Int. Journal of Impact Engineering*. Vol 28, 813-828.
- Dowding C.H. 1985. *Blast vibration monitoring and control*. Prentice – Hall, Englewood Cliffs.
- Hao H., Wu C. & Zhou Y. 1998. Numerical analysis of blast-induced stress waves in a rock mass with anisotropic continuum damage models Part:1 Equivalent material property approach. *Rock Mechanics and Rock Engineering*. Vol 35, No 2, 79-94.
- ICI. *Explosives - safety practice and storage*. Nobel's Explosives Company Limited, 12p.
- Kahriman A. 2002. Analysis of ground vibrations caused by bench blasting at Çan Open-pit Lignite Mine in Turkey. *Environmental Geology*. 41: 653-661.
- Kim Dong-Soo, Lee Jin-Sun. 2000. Propagation and attenuation characteristics of various ground vibrations.

Soil Dynamics and Earthquake Engineering. No 19, 115-126.

- Korichi T. & Bensaker B. 2003. Design of a model blasting system to measure peak p-wave stress. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. (Article in press).
- Langefors U. & Kihlström A. 1973. *The Modern Technique of Rock Blasting*. 405p.
- Liang S.M., Wang J.S. & Chen H. 2002. Numerical study of spherical blast-wave propagation and reflection. *Shock Waves*. Vol 12, 59-68.
- Paşamehmetoğlu A.G., Özgenoğlu A. & Karpuz C. 1995. *Kaya şev stabilitesi*, TMMOB Maden Müh. Odası. 357s.
- Roy P.P. 1989. Characteristics of ground vibrations and structural response to surface and underground blasting. *Geotechnical and Geological Engineering*. Vol 16, 151-166.
- Rustan P.A. 1998. Micro-sequential contour blasting – how does it influence the surrounding rock mass? *Engineering Geology*. No 49, 303 – 313.
- Singh B. & Pal Roy P. 1993. *Blasting in Ground Excavations and Mines*. A.A. Balkema/Rotterdam. 177p.
- Tripathy G.R. & Gupta I.D. 2002. Prediction of ground vibrations due to blasts in different types of rock. *Rock Mechanics and Rock Engineering*. No 35, Vol 3, 195-204.
- Wu Y.K., Hao H., Zhou Y.X. & Chong K. 1998. Propagation characteristics of blast-induced shock waves in a jointed rock mass. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. No 17, 407-412.

İstanbul Metrosu örneğinde yeraltı kaya yapıları için karar sayısı yaklaşımı

Determinative number aspect for underground excavations and an assessment from İstanbul Metro case

M.D. Köksal

Perçem Sokak Arca Apt. No 23 Daire 13 34730 Göztepe İstanbul

ÖZET: İstanbul Metro projesinin çeşitli aşama ve güzergahlarında kaya ve geçiş kayası ortamında yedi yıllık sürede elde edilen ve birebir gözlemlere dayalı veriler, kazı ve destekleme sonrası geriye dönük olarak çok ayrıntılı bir biçimde incelenmiştir.

Konu ile ilgili parametreler, birbirleri arasında mümkün olan en yüksek güvenilirlikte ilişkilendirilmeye çalışılmıştır. En uygun kazı süresi ve bir defada yapılabilecek en uygun ilerleme aralığı, önerilen *Karar Sayısı* (*Nd - Determinative Number*) yöntemi kullanılarak denenmiştir.

Karar sayısı; mühendislik jeolojisi, jeomekanik, jeoteknik ve jeoteknolojik disiplinlerine ait verilerin, farklı ağırlıklarda ve farklı proje aşamalarında kullanılabilecek biçimde kurgulanmış, 0,25 ile 2,5 arasında olumsuzdan olumluya doğru değişen bir öz değeridir. Basit ancak fazla sayıda parametre ve kötüden iyiye doğru standart 10'lu kriter gruplarını değerlendirerek bu sayıya ulaşılır, en uygun kazı süresi ve en uygun ilerleme aralığı, önceden belirlenebilir. Bu yöntem yardımıyla projenin diğer aşamalarında da, o anda, ileriye ya da geriye dönük çözümler, önerilen eşitlikler yardımıyla yapılabilir.

ABSTRACT: An approach has been designed to be applicable to the project stages of feasibility, detail, application and construction. A total of 112 data from the disciplines of engineering geology, geomechanics, geotechnics and geotechnology are used.

This method can be applied to an underground rock structure at one point, on a part of a section, or on the whole during, before or after any of the above stages. Back and forth assessments and analyses are made possible by using the given simple equations. In this way, the engineer shall be able to reach the optimum determination for the present status and the future in addition to the evaluation of the past decisions. The overall controlling factor for these actions with the contribution of *N EG*, *N GM*, *N GT*, *N GTY* is called the *Determinative Number (Nd)*.

1 GİRİŞ

İnsanlığın ihtiyaçlarına hizmet vermek ve yaşam kalitesi düzeyini yükseltmek amacını taşıyan teknik girişimlerin bir grubunu oluşturan yeraltı kaya mühendislik yapıları, diğer bütün projelerde olduğu gibi belirli planlı aşamalar sonucunda hizmete girebilmektedirler. Bu yapıları oluşturan ve farklı disiplinlerin kurallarına göre yıllar süren çeşitli teknik aşamalar boyunca toplanan bütün verilerin tek hedefi, bu verileri önce bilgiye, oradan da çözüm-önlem-işlem-yöntem-yönetimden oluşan karar ve sonuca ulaştırıp teknik girişimi zamanında ve başarıyla bitirmektir. Projenin zamanında ve başarıyla bitirilmesi, doğru kararların alınmasına bağlıdır. Doğru kararlar, ise, sağlam bilgilere sahip olunması durumunda verilebilir. Sağlam bilgileri ise ancak ölçüme, deneye, izlemeye, gözleme ve

deneyime dayalı veriler oluşturabilir. Bu çalışmada, verilerden hareketle çeşitli *en uygun* kararların alınması amacına yönelik olarak tasarlanıp kurgulanmış, disiplinler, proje aşamaları, veriler, kriterler, koşullar, durumlar, bilgiler arasındaki ilişkiyi inceleyen yeni bir anlayış ve yöntem getirilmeye çalışılmıştır.

Bir teknik proje, ana hatlarıyla araştırma-uygulama ve işletim aşamalarından oluşmaktadır. Bu aşamaların geleneksel terimlerle biraz daha ayrıntılı olarak karşılığı mastır plan, yapılabilirlik, kesin ve uygulama projesi ve yapım aşamasıdır. Bunu izleyen işletim süresince de hizmet ömrü boyunca devam eden bakım, onarım, izleme ve iyileştirme çalışmaları sürdürülür. Bütün bu aşamalar, mühendislik yapısının önemine göre genellikle çok uzun yıllara yayılan bir süreçtir. Bu aşamaların her birinde anlamları ve önem dereceleri

birbirinden farklı karar mekanizmaları çalıştırılarak yapının istenen şartları sağlaması amaç edinilir. İstenen şartlar, gereksiz maliyet ve aşırı boyutlandırma yüzünden çoğu zaman olabilecek en iyi ya da en güvenli durum değil, optimum maliyet-güven-kalite-uygunluk-hız-verim ve benzeri kavramların kesiştiği nokta, çizgi ya da bölgedir. En uygun koşulların sağlanması sırasında çeşitli disiplinlerin kabullerine göre kararlar alınır (Vardar 1999). Bu çalışma, sözü edilen kararların alınması sırasında yeraltı kaya mühendislik yapısını oluşturan farklı aşamalarda farklı önem ve öncelik arz eden öğelerin ve kriterlerin birleştirilmiş bir yaklaşımını ve sayısal olarak tanımlanabilen bir *Karar Sayısı*na (*Nd*) indirgenmiş halini önermektedir (Köksal, 2001).

Önerilen yaklaşım yeraltı kaya yapısının yapılabirlik projesi, kesin proje, uygulama projesi ve yapım aşamalarında kullanılmak üzere tasarlanmıştır. Bu dört aşamanın her birinde mühendislik jeolojisi, jeomekanik, jeoteknik ve jeoteknolojik kriterler farklı önem derecelerine göre pay almaktadırlar. İncelenen ve ilişkilendirilen toplam kriter sayısı 112 olup, bunların her biri, standartlaşmayı sağlamak için 10 puan üzerinden değerlendirilecek biçimde (en kötüsü 1 puan, en iyisi 10 puan) şablonlar halinde derecelendirilmiştir.

Yöntem, yeraltı kaya yapısının tek bir noktasına, belirli bir kesimine, ya da tamamına, sözü edilen aşamalardan herhangi biri sırasında (karar verilecek anki durum saptaması ve kararı belirlemek için), öncesinde (gerekli projelendirme ve planlama hazırlıklarını yapmak için) ya da sonrasında (geriye dönük çözümleme yapmak için) kullanılabilir.

1.1 Amaç

Bu çalışmanın amacı, mühendisin yeraltı kaya yapıları ile ilgili olarak yapılabirlik projesi, kesin proje, uygulama projesi ve yapım aşamalarında geriye ya da ileriye dönük olarak ya da bulunduğu anda kullanabileceği hızlı ve kontrollü ve çok sayıda farklı veriye ve kritere dayanan bir karar verme yöntemi geliştirmek ve bu yöntemi sayısal olarak karar verilecek her durum, konu ve koşul için eşitlikler yardımıyla tanımlayarak, değerlendirme yapmasını kolaylaştırmaktır.

1.2 Kapsam

Bu çalışmada, İstanbul Metro projesinin bir kesimindeki verileri kullanarak önerilen karar

yöntemi ve sayısı, yeraltı kaya yapıları ile yapılabirlik projesi, kesin proje, uygulama projesi, yapım aşamaları için geçerli olup, sınırları yeraltı zemin yapıları, yerüstü kaya-zemin yapılarına ve muhtemel diğer mühendislik projelerine uygun olacak şekilde genişletilebilecek kapasitede esnek tasarlanmış ve kurgulanmıştır. Yöntemi, sunulan haliyle Yeni Avusturya tünel açma yöntemi ilkeleri içinde değerlendirmek ve kullanmak doğru olacaktır.

1.3 Çalışma alanının tanıtımı

Çalışma alanı, Asya ve Avrupa kıtalarının birleştiği İstanbul şehrinin Avrupa (batı) yakasında olup, İstanbul Boğazının 2 km kadar batısında, yüzeyden ortalama 30 m derinlikte kuzeye doğru sola kurplu bir güzergah izleyen İstanbul Metrosunun Şişli – 4. Levent kesimidir (Şekil 1). İnceleme alanındaki güney ucun koordinatları, Hat 1 Tüneli eksenini için N: 4548562.52, ve E: 415449.57 dir.

İstanbul Metrosu güzergahı, kilometre sistemine göre düzenlenmiştir ve araştırma alanı, km. 13+250 ile 17+800 arasında yer alır. Güney kesimi Şişli – Mecidiyeköy, kuzey kesimi ise 4. Levent adıyla anılır. Bu çalışma, Şişli - 4. Levent güzergahında Km. 13+250 ile 17+800 arasındaki 4550 metrelik kesim ile ilgilidir.



Şekil 1 Çalışma alanının İstanbul'daki yeri

1.4 İstanbul Metrosu

İstanbul Metrosu 1. aşama inşaatının yapımı fiilen 11 Eylül 1992'de başlamış olup iki kısım halinde

Taksim – 4. Levent arasında, 1. kısım 3862 m, 2. kısım 3654 m olmak üzere 7516 metrelik (kuzeye doğru uygulama aşaması sırasında uzatılmıştır) bir güzergaha Dolapdere ve Gayrettepe’den yatay, Şişli - Mecidiyeköy ve Zincirlikuyu’dan şaftla güzergaha ulaşılarak gerçekleştirilmiştir. Yeraltı kazıları, Tip A, Tip B1, Tip B3, Tip P, Tip T olarak adlandırılan kesitlerin kullanılmasıyla yapılmıştır. Tip A olarak tanımlanan tünel kesiti esas kazı kesiti olup metro vagonlarının geçtiği birbirine aks uzaklıkları 16 metre ile 32 metre arasında değişen yan yana iki hat şeklinde inşa edilmekte, yaklaşık 250 m’de bir Tip B1 tünelleri ile bağlanmakta, bazı istasyonlarda delme tünel platform olarak Tip P tünel kesiti kullanılmaktadır. Yan yana olan Tip A tünellerinden araçların birbirine geçmesi için yapılan makas bölgelerinde ise en büyük ebatlı Tip T tünel kesitleri kullanılmaktadır.

1.5 Güzergahın mühendislik jeolojisi özellikleri

İstanbul Metrosu 4 Levent – Şişli güzergahında kilometre 13+250 ile 17+800 arasındaki yeraltı çalışmaları sürecinde elde edilen veriler ve önceki çalışmalar ışığında, Alt Karbonifer yaşlı Trakya Formasyonunun mühendislik jeolojisi karakteristikleri özetle aşağıdaki gibi tanımlanabilir.

Trakya Formasyonu bir kaya ortamı olup, yüzeye yakın kesimlerde geçiş kayası ortamına, tektonizmanın etkisiyle de derinlerde yer yer zemin karakterinde bir yapıya kadar değişen geniş bir yelpazede gözlemlenebilmektedir. İstanbul Metrosu, 4. Levent – Şişli güzergahının tamamı Trakya Formasyonu’nun stratigrafik olarak orta – üst bölümlerinde yer almaktadır. Formasyon, farklı kalınlıkta ünitelerin sistemsiz sayılabilecek ar dalanmasından oluşan ve bloklu bir yapıya sahip bir istiftir. Kendi içlerinde mühendislik özellikleri ile de ayrılabilen bu fasiyesler, orta-kalın tabakalı kumtaşları, orta-kalın tabakalı lamine kilaşları ve silttaşları, kumtaşı-kilaşı-silttaşı ar dalanmaları, ince tabakalı lamine kilaşları ve silttaşları, volkanitler (diyabaz ve andezit dayk ve silleri) ile bir mikrogabro stok olarak özetlenebilir.

Trakya Formasyonu, yaklaşık 7 m açıklıklı tünel koşulunda desteksiz durma süresi birkaç dakikadan onlarca yıla kadar değişerek çok geniş bir alanda duraylılık farklılığı gösteren, mühendislik özellikleri birbirinden son derece farklı ve 1 m aralıklarla bile ani ve ciddi oranda değişen, geleneksel hafif kazı yöntemlerinden hidrolik darbeli kırıcılara ve kontrollü ağır patlatma tasarım ve uygulama koşullarına kadar farklı yöntemlerin kullanılmasını gerektiren, şiddetle tektonizmaya uğramış,

ardalanmaların, arakatlıkların, orta ve ileri derecede ayrışma düzeylerinin gözlemlendiği kıvrımlı, bol kırıklı, ve faylı, RMR’ye göre (%35) “zayıf – orta kaya” kalitesinde bir Palaeozoyik çökel kaya grubudur. Kalın - çok kalın tabakalı bazı kumtaşları ve kalınlıkları birkaç cm’den onlarca m’ye kadar değişebilen andezit ve diyabaz sokulumları, taze ya da az ayrışmış durumdayken RMR’ye göre (%70 – 85) “iyi – çok iyi kaya” grubuna girmektedirler. Andezit ve diyabazlar, tabakalar arasına girmiş halde, bunları değişik açılarla kesen biçimde, bazen de fay düzlemlerine yerleşmiş olarak bulunmuşlardır.

İnceleme alanındaki kaya ortamı, farklı ayrışma derecelerine sahip olup, bu özellik, kaya boşalma ve göçükleri ile tünel inşaat işlem ve yöntemlerinin zaman zaman gözden geçirilmesine ve ani durum değerlendirmeleri yapılarak farklı önlemler alınmasına neden olmuştur. Trakya Formasyonu’nun bu çalışmada incelenen derinlikteki kesimi, “orta derecede ayrışma” düzeyinde ($W=3/5$) tanımlanmıştır. Hakim litoloji olan kumtaşları için ayrışma rengi orta sarımsı kahverengi (10 YR 5 / 4) olarak karakteristiktir.

Çalışma alanındaki kumtaşları, silttaşları ve kilaşları, ince tabakalı (60-200 mm) grupta yoğunlaşmaktadır. Kumtaşları orta-ince tabakalı, silttaşları çok ince tabakalı, kilaşları ise çok ince tabakalı-lamine sınıfına girerler. Kumtaşlarında saptanan en yüksek tabaka kalınlığı 270 cm’dir. Tabakalar, Formasyon genelinde düz-pürüzlü grupta ortalama vermiştir. Kumtaşları pürüzlü, silttaşları, kilaşları, ar dalanma ve arakatlı seviyeler genellikle düzdür. Tabaka dalgalılıkları az dalgalı olarak bulunmuştur. Kumtaşları düzlemsel-az dalgalı, silttaşları, kilaşları, ar dalanmalı ve arakatlı birimler az dalgalı-dalgalıdır.

Çatlak sıklığı, inceleme alanının tamamı için kırıklı (3-10 adet/m) seviyesinde belirlenmiştir. Kumtaşları kırıklı, silttaşları ve kilaşları kırıklı-çok çatlaklı düzeyde saptanmıştır. Diabazlar az çatlaklı/kırıklı (1-3 adet/m), andezitler kırıklı gruptadır. Çatlak pürüzlülükleri genelde düz-pürüzlü, kumtaşları pürüzlü, silttaşları ve kilaşları düzdür. Diabaz ve andezitler ise pürüzlü-çukurtuludur. Çatlak dalgalılıkları genelde düzlemsel-az dalgalı olarak tanımlanmıştır. Kumtaşları düzlemsel-az dalgalı, silttaşı ve kilaşları az dalgalı-dalgalı gruptadır.

Süreksizliklerin çok büyük bölümü dolgu olup açık süreksizlikler yok denecek kadar azdır. Dolgu malzemesi olarak, kumtaşlarında FeO, MnO ve kalsit/aragonit, kilaşları ve silttaşlarında kuvars, pirit ve kil çoğunluktadır.

Tünel içi deformasyonlar ortalama 7-8 mm civarında ilk 2-3 günde kendini göstermiş, en çok 1 ay içinde de hızlarını kaybederek sönümlemişlerdir. Bunların yüzeye etkisi en çok 1/3 düzeyinde kalmıştır. Formasyonda saptanan en yüksek konverjans, 34 mm ile Mecidiyeköy bölgesinde olmuştur. Tünel içi hareketler herhangi bir biçimde son kaplama aşaması için sorun oluşturmamışlardır. Formasyonun düşeyde ve kapalı sistemde harekete karşı duyarlılığı ve iletkenlik hızı oldukça düşük olarak tanımlanabilir. Ancak tek yüzeyi açık (hava şartlarına maruz) kaya koşullarında (tünel aynası ya da derin açık kazı yüzeyi), tabakalanma, çatlak [takımları] ve faylardan oluşan süreksizlik düzlemlerinin, birbirlerini tetikleyerek, aralarındaki dolgu-pürüzlülük-dalgallılık-ayırışma ve yönelimlerinin denetiminde ani kopma, kayma, sökölme ve diğer boşalma türlerini gerçekleştirdikleri gözlenmiştir. Bu sökölme, kilttaşları ve silttaşlarında yataya yakın eğim açılarında bulunan tabakalı kesimlerde tabaka kopma ve kaymaları, kumtaşlarında ise tabakalanma ve çatlak takımlarının uygun açılarda birleşip baklava biçimli blok kopmaları ve kama kaymaları biçiminde gözlenmiştir. Süreksizliklerin açık ya da kapalı olması ve dolgu malzemesi, bu tür sökölme türlerinde denetleyici parametrelerden biri olarak belirlenmiştir.

Zincirlikuyu Tünellerinde 188 m boyunca kesilen ve mikrogabro bileşiminde tanımlanan son derece sağlam karakterli ve ancak patlatma ile geçilebilmiş bir sokulum, birçok kez diyabazlar tarafından da kesilmiştir. Taksim-Şişli hattında da genel yapısı itibarıyla diorit bileşimli olan bir başka sokulum daha rastlanmıştır. Sokulumların dokanaklarında hem kontak, hem de tektonik işaretler gözlenmiştir. Mikrogabro, daha çok N-S, andezit ve diabazlar ise genelde E-W doğrultuludurlar. Sokulumların dokanakları genelde yüksek su gelişleri nedeniyle boşalmalarda etkili olmuştur. Aralarında çoğunlukla fay bölgeleri ve ayırışma ürünleri de barındıran bu gibi ani litoloji değişiklikleri nedeniyle tünelde (kaya ortamı), davranışın dengelenmesi ve duraylılığın sağlanması konularında az da olsa sorun yaşanmıştır.

Bizans ve Osmanlı dönemlerine ait İstanbul'un eski su yolları (isale hatları), tünel kazısı sırasında sık sık kesilmiş olup bunlar genelde volkanik sokulumları ve fay bölgelerini izlemektedir.

2 YÖNTEM

2.1 Karar sayısı yaklaşımı

Yeraltı kaya mühendislik yapıları için yapılabirlik projesi, kesin proje, uygulama projesi ve yapım aşamalarında kullanılmak üzere *Karar Sayısı – Nd Yöntemi* tasarlanmış, ön geliştirmesi yapılmış ve İstanbul Metrosu'nun 2 km'lik bir kesimi için denenmiştir. Söz konusu yöntemin kullanılmasıyla, yeraltı kaya yapısının herhangi bir nokta ya da kesitinde ya da tamamında herhangi bir anda mühendislik jeolojisi, jeomekanik, jeoteknik ve jeoteknolojik disiplinler kapsamında ayrıntılı ve standartlaştırılmış bir biçimde durum değerlendirmesi yapılarak, teknik girişimde çoğu zaman son derece önem taşıyan ve projenin başarıyla zamanında bitirilmesini denetleyen “önlem, işlem ve yöntemde değişiklik, uygunluk, iyileştirme, verim artırma ve benzeri önemli kararların alınmasını kolaylaştırmak” daha mümkün ve güvenilir olabilecektir. Yöntem; tekrarlanabilir, hızlı, hem fikir hem de karar verici olup, doğru verilere dayanarak sonuçta güvenilir bilgi ve kararlara varmayı amaçlamaktadır ve aynı zamanda da geliştirilmeye açıktır. *Karar Sayısı* yönteminin tasarımı sırasında düzenli bir biçimde önce çözümleme sonra birleştirme mantığı kullanılmıştır. Bu yolla mühendisin ya da yüklenicinin – danışmanın – işverenin sahada yapım sırasında ya da tasarım ofisinde herhangi bir aşamadaki planlama ya da projelendirme esnasında karar vereceği tek bir sayıya – bilgiye – sonuca ulaşılması sağlanmaya çalışılmıştır. Sonuçta bulunan *Karar Sayısı Nd*, istenirse bazı alt sayılar aracılığı ile de (*NEG – NGM – NGT – NGTY*) beraber değerlendirilerek, sürekli denetlenebilir ve denenebilir durumdadır. Yöntem, karar sürecindeki tüm çalışmalarda hem Mühendise geniş yorum ve tartışma olanakları hem de esnek düşünebilme imkanı sağlamakta, böylece de en uygun kararı vermesine yardımcı olmaktadır.

2.2 Olumlu yönler

Karar Sayısı Nd, ayrıntılı ve oldukça kapsamlı bir veri tabanını kullanarak elde edilmiştir.

Yeraltı kaya mühendislik yapıları ile ilgili olarak yapılabirlik projesi, kesin proje, uygulama projesi ve yapım aşamalarında kullanılabilir.

Herhangi bir anda geriye ya da ileriye dönük olarak çalıştırılabilir ve bu yolla da geçmiş – gelecek kararların gözden geçirilip değerlendirilmesine olanak verir. Kaya yapısının belirli bir noktasına,

kesitine, belirli bir derinlik – genişlik – uzunluk – doğrultu vb kesimine ya da tamamına uygulanabilir. Hesaplamalarda yalnızca basit aritmetik işlemler kullanılmaktadır.

Mühendislik jeolojisi, jeomekanik, jeoteknik ve jeoteknoloji disiplinlerinin verileri, kuralları ve kabullerinin önemli bir bölümünü kullanır.

Sonuçta her proje aşaması için “tek” bir *Karar Sayısına* N_d ulaşılır. Bu sayı, dört proje aşaması için “aynı” değerdedir.

Karar sayısının bir kademe öncesinde ise değerlendirmelerde son derece yardımcı olan yukarıda sözü edilen dört disiplin için ayrı ayrı birer sayı daha bulunur. Bunlar yukarıda bahsedilen sırayla N_{EG} , N_{GM} , N_{GT} ve N_{GTY} olarak kısaltılmıştır. Bu sayıların ise her proje aşamasında aldıkları değerler birbirlerinden oldukça “farklıdır” ve karar süreci aslında bu dört sayının değerlendirilmesi ile başlar.

Kararlar, çalışmada verilen çok sayıda eşitlikler yardımıyla acil ve hızlı sonuç gerektiren durumlarda yöntemin tamamını kullanmadan, küçük bir kısmı (yalnızca herhangi bir disiplinin sayısı (örneğin N_{EG}) bulunarak) uygulanarak bile yeterli bir duyarlılıkta alınabilir.

112 verinin her biri için puanlama 1’den 10’a kadar olacak şekilde standart olup verilecek puanlar tek hanelidir.

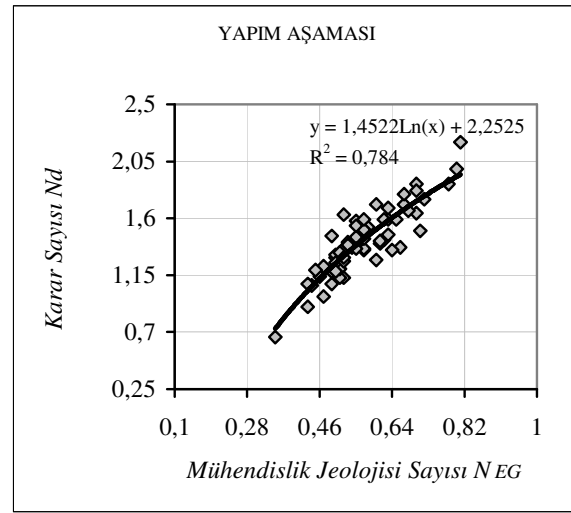
2.3 Olumsuz yönler

Yöntemin uygulanması, arazide kullanım açısından şu aşamada birtakım güçlükler getirebilir. Bilgisayar olmaksızın hesaplamaların yapılması zaman alıcıdır. Yöntemin kullanılmasının ve 112 verinin bir arada rahatça okunabilir biçimde örneğin bir el kitapçığı boyutuna indirgenmesi işi henüz yapılmamıştır ancak kolaylıkla gerçekleştirilebilir.

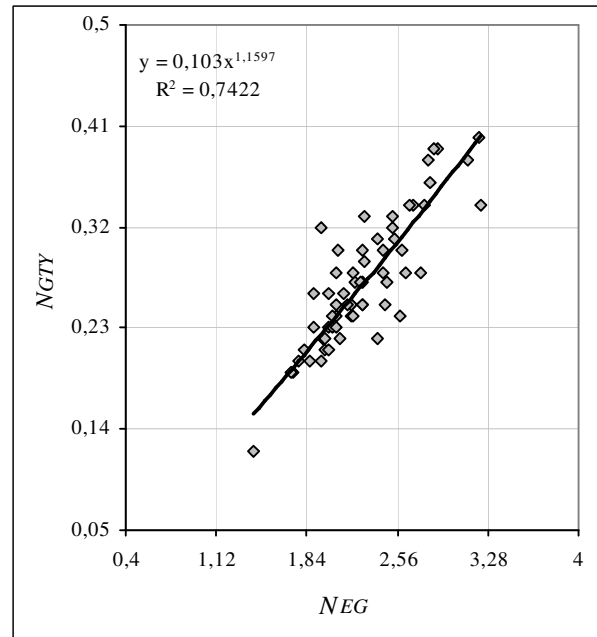
Karar sayısının kapsamı, halihazırda ancak yeraltı kaya mühendislik yapıları ile sınırlı tutulmuştur. Yeraltı zemin mühendislik yapıları, yerüstü kaya ve yerüstü zemin yapıları ve örneğin denizaltı kaya ve zemin yapıları için gerekli düzeltmeler yapılmadan kullanılamaz.

Karar sayısını doğru olarak elde etmek için 112 verinin tamamına puan verilmesi gerekmektedir. Mühendisin, bazı verilere karşılık gelen puanları verirken zorlanacağı beklenmektedir. Doğru puanın verilememesi durumunda her veri, farklı derecede sonuca az çok etkir. Mühendisin, puanlamada görgü, deneyim ve bilgisini sürekli göz önünde tutması önerilir. Karar sayısına (N_d) ulaşmak için 112 verinin puan karşılıklarının bulunması şartı vardır. Ancak mühendis, örneğin doğru olarak 47 adet

mühendislik jeolojisi veri ve kriterinin sonucunda N_{EG} sayısını bulursa, yukarıda bahsedildiği gibi eşitlikler yardımıyla yeterli bir sonuca ulaşabilir (Şekil 2 & 3).



Şekil 2 Yapım aşaması için mühendislik jeolojisi sayısı (N_{EG}) ile karar sayısı (N_d) arasındaki ilişki



Şekil 3 Yapılabilirlik projesi aşaması için mühendislik jeolojisi sayısı (N_{EG}) ile jeoteknolojik sayı (N_{GTY}) arasındaki ilişki (Karar sayısı N_d ve alt dört sayı, küsuratlıdır)

2.4 Veriler, kriterler

Verilerin tamamının ortak özelliği, kriterlerin “1 ile 10 arasında olumsuzdan olumluya doğru sıralanan” bir derecelendirme biçiminde oluşturulmuş

olmasıdır. Her veri için puanlar arasındaki fark, standart olarak 1 (bir) puan olacak biçimde ayarlanmış olmasına rağmen, aralıklar verinin türüne en uygun olacak şekilde tasarlanmıştır. Kriterlerin en düşük ve en yüksek değerleri/sınırları, yeraltı kaya yapılarında rastlanması mümkün olan bütün koşulları çok büyük bir oranda kapsarlar. Puanlara karşılık gelen değerlerin aralarındaki farklar eşit, katlamalı, yarı logaritmik, logaritmik, bazılarında geleneksel kabullere göre, ya da daha farklı biçimlerde yöntemin kurallarına en uygun biçimde düzenlenmiştir.

Bazı veriler halihazırda yaygınca kullanılmakta olup, “Pürüzlülük gölge oranı”, “Ezilme süresi” ve benzeri birçokları ise deneme amaçlı olarak ilk defa bu çalışmada önerilmektedir.

2.4.1 Mühendislik jeolojisi

Bu bölümde incelenen özellikler 47 tane olup, hepsi aynı standart içinde incelenmiştir. Mühendis, Çizelge 1-3’te verilen örneklerle puanlar vermek suretiyle, *Mühendislik jeolojisi sayısını (NEG)* bulur ve değerlendirir. Bunlar, boyut, çevre-durum, nicelik, nitelik ve tür başlıkları altında toplanmışlardır (Deere, 1966).

2.4.2 Jeomekanik

35 adet jeomekanik özellik tanımlanmış olup, bunlar, her proje aşamasında farklı öneme sahiptir. Bunlar, sınır koşulları ve ortamın davranış özellikleri ile ilgilidir (Rossamanitti, 1990).

Çizelge 1 Mühendislik jeolojisi sayısının (NEG) bulunmasında kullanılan parametrelere bir örnek

Yeraltı kaya yapısı özellikleri	
Mühendislik jeolojisi No 5	
Boyut	
Özellik	Bir ilerleme için kazılan tünel aynasının alanı (m ²)
Puan	
1	> 150
2	100 - 150
3	70 - 100
4	50 - 70
5	35 - 50
6	20 - 35
7	10 - 20
8	4 - 10
9	2 - 4
10	< 2.

Çizelge 2 Ortamın değişme sıklığı özelliği için mühendisin değerlendireceği kriterler ve karşılığında vereceği puanlar

Yeraltı kaya yapısı özellikleri	
Mühendislik jeolojisi No 9	
Durum	
Özellik	Ortam değişme sıklığı
Puan	
1	Her < 1 m ilerlemede en az bir kez sağlam kayadan zemine doğru herhangi bir aralıkta
2	Her m’de en az bir kez sağlam kayadan zemine doğru herhangi bir aralıkta
3	Her 1-2 m’de en az bir kez sağlam kayadan zemine doğru herhangi bir aralıkta
4	Her 3-5 m’de en az bir kez sağlam kayadan zemine doğru herhangi bir aralıkta
5	Her 5-10 m’de en az bir kez sağlam kayadan zemine doğru herhangi bir aralıkta
6	Her 20-40 m’de en az bir kez sağlam kayadan zemine doğru herhangi bir aralıkta
7	Her 40-80 m’de en az bir kez sağlam kayadan zemine doğru herhangi bir aralıkta
8	Her 80-150 m’de en az bir kez sağlam kayadan zemine doğru herhangi bir aralıkta
9	Her 150-300 m’de en az bir kez sağlam kayadan zemine doğru herhangi bir aralıkta
10	Her >300 m’de en az bir kez sağlam kayadan zemine doğru herhangi bir aralıkta

Çizelge 3 Sistem büyüklüğü göz önüne alınarak değerlendirilmesi önerilen fay durumunun saptanması ve puanlanması

Yeraltı kaya yapısı özellikleri	
Mühendislik jeolojisi No 35	
Nicelik	
Özellik	Fay - fay bölgesi - Ezilme bölgesi varlığı
Puan	Toplam fay kalınlığı / Sistem büyüklüğü çapı
1	1
2	0.75 - 1.
3	0.5 - 0.75
4	0.3 - 0.5
5	0.15 - 0.3
6	0.1 - 0.15
7	0.05 - 0.1
8	0.03 - 0.05
9	0.01 - 0.03
10	< 0.01

2.4.3 Jeoteknik

9 adet jeoteknik parametre çalışılmış olup, bazı örnekler, yüzeyde yapılaşma durumu, konverjans oranı, yüzey oturma oranı, aşırı sökülme, konverjans-diverjans hızı, yüzey oturma hızı, desteksiz durma süresi olarak verilebilir.

2.4.4 Jeoteknolojik

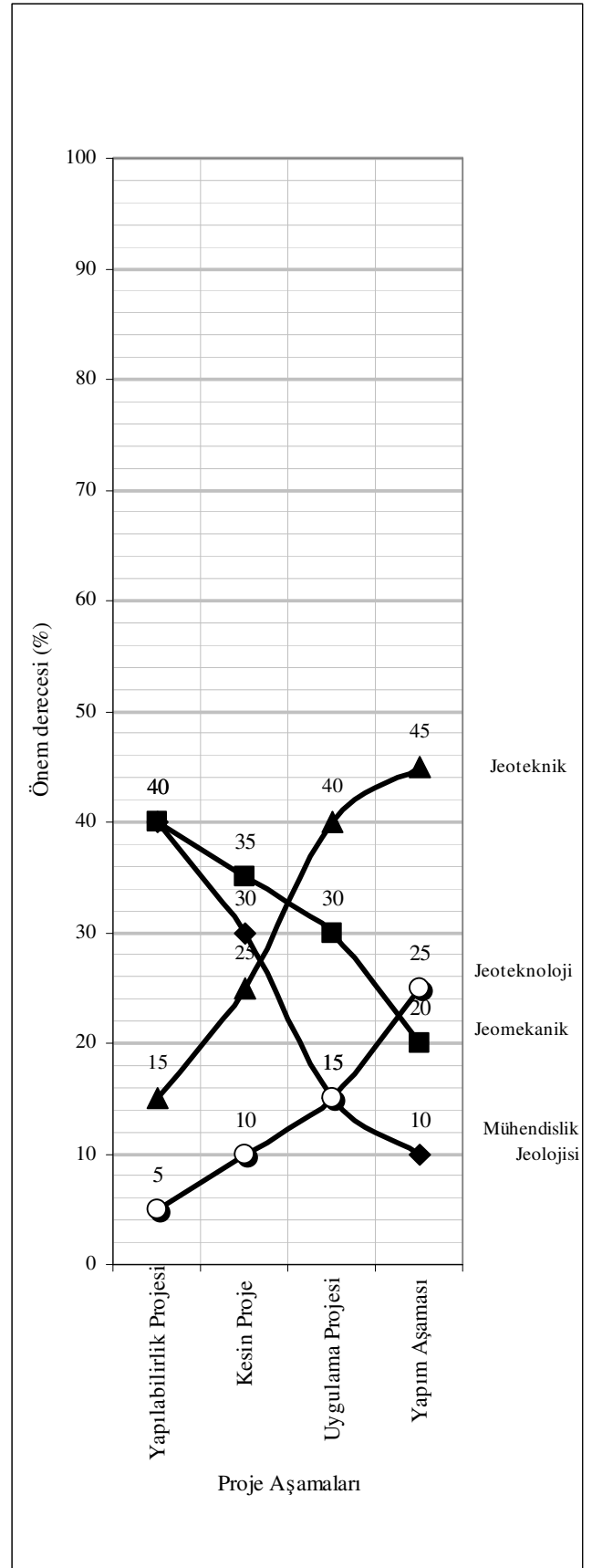
Çizelge 4'te 12 numaralı jeoteknolojik özelliğe ait bir örnek verilerek, 20 adet jeoteknolojik kriter belirlenmiştir. Bilindiği gibi bu alt disiplin, yapım ve sonrasındaki proje aşamalarında önem kazanmaktadır. Bunun yanında inşaat ve kazı süreleri, bunların değişimi, değişim hızları, kazılabilirlik, *delinebilirlik*, *boşalma*, *göçük sıklığı*, püskürtme beton kullanım miktarı ve sıklığı, ve hatta çalışanların yeterliliği, memnuniyeti vb. kriterler oluşturulmuştur (Köksal, 1996). İnsan faktörü düşünülmeden bir teknik girişimin başarıya ulaşması güçtür.

Çizelge 4 Önlem, işlem ve yöntemde (homojen bölge geçişleri nedeniyle) değişiklik yapma gereği durumunun değerlendirilmesi

Yeraltı kaya yapısı özellikleri No 81	
Jeoteknoloji No 12	
Etkileri düzeltme – iyileştirme	
Özellik	Önlem - işlem - yöntem değiştirme gereğinin sıklığı
Puan	
1	> 12 saatte bir kez
2	Günde 1 - 2 kez
3	2 günde 1 kez
4	3 günde 1 kez
5	3 - 5 günde 1 kez
6	5 - 10 günde 1 kez
7	10 gün - 1 ayda 1 kez
8	1 - 8 ayda 1 kez
9	> 8 ayda 1 kez
10	Uygulama aşaması boyunca hiç

3 BULGULAR

Mühendislik jeolojisi, yapılabirlik projesi aşamasında yüksek bir önem derecesine sahipken, yapım aşamasına doğru, bu önem derecesini diğer disiplinlere bırakır. Jeomekanik, yapılabirlik aşamasında yüksek bir değere sahipken, bu önem derecesini yapım aşamasına doğru gidildikçe kaybetmektedir. Jeoteknik, yapılabirlik projesi aşamasında düşük bir önem derecesine sahipken, yapım aşamasına doğru, bu önem derecesini yükseltir. Jeoteknoloji, yapılabirlik projesi aşamasında düşük bir önem derecesine sahipken, yapım aşamasına doğru, yüksek önem derecelerine çıkar (Şekil 4).



Şekil 4 Dört disiplinin dört proje aşamasındaki önem dereceleri

4 SONUÇLAR

Bu çalışma, yeraltı kaya mühendislik yapılarında önlem, işlem ve yöntemde en uygun seçimlerin yapılmasını sağlamak amacıyla, sayısal ve yeni bir karar verme yaklaşımı olarak önerilen *Karar sayısı-Na yöntemi* ile ilgilidir.

Bu yöntemin oluşturulmasına, halihazırda yaygınca kullanılmakta olan gerek sınıflama, gerekse karar verme amacını taşıyan anlayışların, yeraltı açıklıklarında henüz açılmamış kesimlerin öngörüsünde kullanılabilmesi için yeterince güvenilir ve sayısallaştırılmış olmaması düşüncesiyle karar verilmiştir.

Yöntem aracılığıyla bulunan *Na* sayısının yanında, mühendislik jeolojisi, jeomekanik, jeoteknik ve jeoteknoloji disiplinlerine ait 112 adet veri temeline dayanan ve bazı hesaplamalar sonucunda elde edilen (üstteki sırayla) *NEG*, *NGM*, *NGT* ve *NGTY* sayıları kullanılarak, herhangi bir yeraltı teknik girişiminin yapılabilirlik projesi, kesin proje, uygulama projesi ve yapım aşamaları için en uygun kararların verilebileceği gibi, geçmişte verilenlerin değerlendirilebilmesi, gelecekteki kararların da daha güvenle planlanabilmesi mümkün olabilecektir. Bu amaçla,

$$\text{Karar} = f(N_d) \quad (1)$$

$$N_d = f(NEG, NGM, NGT, NGTY) \quad (2)$$

anlayışından yola çıkarak tanımlanabilecek ana felsefe (1 ve 2), yukarıda sözü edilen proje aşamaları için irdelenmiştir.

Yöntem, yalnızca yeraltı açıklığını yaratmak amacıyla yapılan her türlü hacim boşaltma (kazı, oyma vb.) işlemi sırasında yalnızca kazı alanı boyutunda gözlenen, ölçülen, denenilen, izlenen kaya(ç) parametrelerini değil, onu çevreleyen ve herhangi bir koşulda yapılan teknik işlemlerden etkilenerek bir bütün halinde etkileşimde bulunan boyutun tamamı, yani sistem büyüklüğü dikkate alınarak tasarlanmaya çalışılmıştır. *Karar sayısı Na yöntemi*, İstanbul Metrosu'nun bir bölümü için denenmiştir.

Km 13+500 ile 15+500 arasındaki 2 km'lik kesim, Paleozoyik yaşlı çökel bir kaya ortamı olan Trakya Formasyonu'nun karakteristiklerinin hemen hemen tamamına sahip olduğu kabulüne dayanarak ve yöntemin uç noktalarını test edebilecek özellikleri sunması nedeniyle seçilmiştir.

Yöntemin, yeterli düzeyde genel yerbilimleri bilgisine sahip bir mühendis tarafından kullanılması önerilir. Mühendisin her özellik için vereceği puanlar, standart olarak 1-10 arasında olumsuzdan

olumluya doğru değişen kriterlerin karşılıkları olarak tasarlanmışlardır. Kriter aralıkları, veri türüne göre farklı olabilmektedirler. Veriler her ne kadar yalnızca “bir” disiplinin sınırları içinde değerlendirilmemeliyseler de, anlam ve işlevleri açısından belirli bir düzende gruplandırılmışlardır. Değerlendirmelere temel oluşturan 112 adet veri, dört ana bölümde toplanmıştır. Bunlar; mühendislik jeolojisi, jeomekanik, jeoteknik ve jeoteknoloji disiplinleri olup, aynı sırayla her biri 47, 35, 10 ve 20 adet veri tarafından meydana getirilmiştir. I başlığı altındaki mühendislik jeolojisi grubu, işlevine uygun olacağı düşünülerek, boyut, çevre-durum, nicelik, nitelik ve tür adları altında alt sınıflara ayrılmıştır. Bilindiği gibi mühendislik jeolojisinde ana hedef, homojen bölge sınırlarının çizilerek bölgeleme yapılmasıdır. Bölgeler ise, kararların değiştiği alanlar olarak tanımlanabilirler. “Mühendisin ilk işi, incelediği kesimin nasıl bir ortamda, boyutta ve koşulda bulunduğunu bilmek olmalıdır” görüşünden hareketle, sistem büyüklüğü, homojenlik, deprensellik, süreksizlik kavramlarının vurgulanmaya çalışıldığı ve doğayı sayısal ifade etme amacına hizmet edeceği düşünülen bu grubun, kendi içinde yeterli derecede tutarlı olmasına çalışılmıştır. II. grupta yer alan jeomekanik ise, sınır koşulları başlığı altında incelenmiştir. Burada dayanım ve deformasyon özellikleri açısından geleneksel verilerin yanında, kaya ve taş arasında çeşitli fazlardaki oransal ilişkiler üzerinde de durulmaya çalışılmıştır. Bu grupta verilecek puanlamalar sırasında mühendisin, deneyimli bir kaya mekaniği uzmanından görüş alması önerilir. III. sırada sunulan jeoteknik grupta, ortamın davranış özellikleri kapsamında incelenen yüzey, yapılaşma, konverjans, oturma, aşırı sökülme ve benzeri konular, özellikle şehir içi yeraltı kaya yapıları açısından önem taşıdıkları kabul edilerek verilmiştir. IV. ve son disiplin olarak incelenen jeoteknolojik grupta da, davranışın etkilemesi başlığı altında kazılabilirlik, delinebilirlik, ilerleme adımları ve süreleri, işi yavaşlatan etmenler, MJKM önemi ve çalışma koşulları dikkate alınmıştır. Verilerin çok sayıda olasılık dahilinde birbirlerini etkileyerek çeşitli yatay-dikey-çapraz geçişlerle yeni veri grupları ve matrisler oluşturdukları, böylece bunların aslında, yaşayan ve yaşatan etmenler olduğu, sürekli etkileme ve etkilenme içinde bulundukları, çalışma sürecinde bizzat gözlenmiş olup söz konusu muhtemel ilişkiler verilmiştir. Yukarıda söz edilen bu dört disiplin çerçevesinde sıralanan geleneksel verilerin ve etkilerin yanında, sayısallaştırılmaya çalışılmış bazı yeni veri adları, tanımlar, ve benzeri kriterler önerilmiş olup bunların başlıcaları, *tabakalanma oranı*, *çatlak oranı*, *pürüzlülük gölge*

oranı, ezilme süresi, arazi dayanımı ve delinebilirlik' tir.

Uygulama açısından katkı sağlayabileceği düşüncesiyle, tünel inşaatında işin zamanında ve başarıyla bitirilmesi hedefinde önemli yeri olan karar süreçlerinden bir tanesi için yöntemin kullanılması, Şekil 5'te verilen diyagram aracılığıyla açıklanmaya çalışılmaktadır.

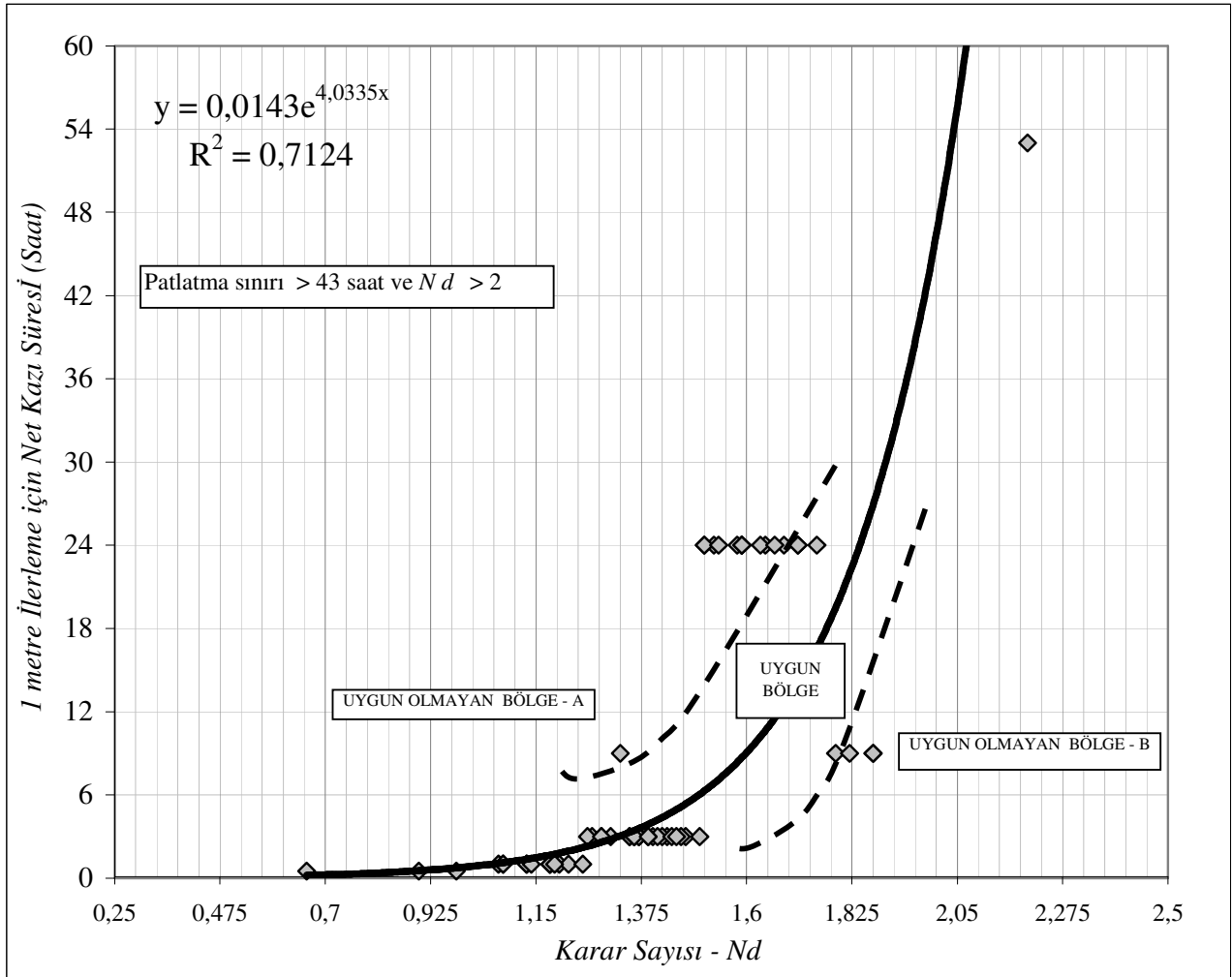
Tünel kazı ve destekleme işlerini denetleyen faktörlerin en önemlilerinden biri, bir seferde kaç m ilerleme yapıldığıdır. Tüneller, Yeni Avusturya yönteminde kısa aralıklarla kazılıp hemen desteklenmektedir. Birbiri arkasına hiç durmadan devam eden böyle bir işlem nedeniyle, her kalem işin süresi, projenin tamamlanma süresi için çok önemli duruma gelmektedir. Bunun yanında ilerleme adımının uygun seçilmesinde daha dikkat çekici olan nokta, uygun olmayan ilerleme aralıkları ile

çalışılması durumunda, ya tehlikeli ya da aşırı güvenli bölge içine girilmiş olunmasıdır. Şekil 5'te, ilerleme konusu ile ilgili olarak, tariflenmiş bir kapasite için net kazı süresi ile N_d ilişkisi gösterilmektedir. Kazı süreleri, her ilerleme adımı için değişkenlik arz eden kalemlerden biri olup, sonuçta iş gecikmelerine neden olabilmektedirler. Alt sayılar aracılığıyla düzenli kontroller yapılmak suretiyle kazı süresi en uygun bant (kesikli çizgiler arası) içinde tutulmaya çalışılmalıdır. Söz konusu karar alma işi için,

1 m ilerleme için net kazı süresi =

$$0,0143e^{4,0835 N_d} \quad (3)$$

eşitliği önerilmektedir.



Şekil 5 Karar sayısının bilinmesi durumunda (tanımlanan inşaat-kazı koşullarında) 1 m ilerleme yapılması için net kazı süresinin önceden (Yapım aşaması öncesi proje aşamaları dahil) saptanması

KAYNAKLAR

- Deere U. & Miller R.P. 1966. *Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock*, Technical Report No: AFWL-TR-65-116, Air Force Weapons Lab., Kirkland Air Force Base, New Mexico.
- Köksal M.D. 1996. İstanbul Metrosu Zincirlikuyu tünelleri üzerine bir değerlendirme, 1. baskı, Türk Ulusal Kaya Mekaniği Derneği, 3. *Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumu*, Ankara, 310 s.
- Köksal M.D. 2001. *İstanbul Metrosu grovaklarındaki süreksizliklerin jeostatistik incelemesi*, Doktora Tezi, İ.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 242 s.
- Rossamanitti H.P. 1990. Mechanics of jointed and faulted rock, 1. baskı, ISBN 90 6191 155 9, Balkema Publishers, *Proceedings of the International conference on mechanics of jointed and faulted rock*, - Institute of Mechanics – Technical University of Vienna, 18 – 20 April 1983 s.
- Vardar M. 1999. Türkiye'deki yeraltı kaya yapılarının tasarım ve uygulamasında mühendislik jeolojisinin yeri ve önemi, 10. Yılında Erguvanlı'yı Anma Kollokyumu – Yeraltı Kaya Yapılarında Mühendislik Jeolojisi, *Mühendislik Jeolojisi Türk Milli Komitesi Bülteni*, Yıl 22, Sayı 17, İstanbul, 26-36.

An insight into the New Austrian Tunnelling Method (NATM)

M. Karakuş¹ & R.J. Fowell²

¹*Department of Mining Engineering Inonu University Malatya 44069 Turkey*

²*Department of Mining & Mineral Engineering Leeds University LS2 9JT UK*

ABSTRACT: The objective of this paper is to investigate a particular tunnelling method, known as the New Austrian Tunnelling Method (NATM), which first appeared in English publications in 1964. NATM was described as a modern tunnelling method by Rabcewicz. Throughout the literature survey, there have been encountered numerous ambiguities and conflicts relating to the NATM. Furthermore, researchers who devoted themselves to tunnelling technology are split into three groups. These are the supporters of the early precursors of the NATM as a new modern tunnelling method (Müller 1978; Golser 1979), the opponents as nothing new and Austrian, and the neutral group. The ultimate criticism against NATM, denying its existence, has been made by Kovári (1994). The applications of this method, however, have accelerated all over the world due to its overwhelming beneficial features compared with other conventional tunnelling methods. Sometimes, NATM is referred to using different titles such as Sprayed Concrete Lining (SCL) (ICE, 1996), Sequential Excavation Method (SEM) as distinct from NATM (Brandt et al. quoted by ICE 1996), CD-NATM, Centre Dividing wall NATM (Kobayashi et al. 1994), CDM, Centre Diaphragm Method (Seki et al. 1989) or CRD-NATM, Cross Diaphragm Method (Narasaki 1989) and UHVS, Upper half vertical subdivision method (Seki et al. 1989). Detailed definitions for NATM are available in the literature and the historical background with characteristic features will be discussed in paper.

1 INTRODUCTION

The first application of NATM in the mining industry in the U.K (Deacon & Hughes 1988) was followed by the Round Hill Road tunnels as the first NATM designed UK highway tunnels (Bowers 1997). The collapse of the Heathrow Express Rail Link Station tunnels on 21 October 1994 forced the method to be put under close examination. The Health and Safety Executive (HSE) carried out an investigation and published its findings in a book for NATM design for safety (1996). An investigation was also followed by the Institution of Civil Engineers (ICE) (1996). At the beginning of the new millennium, some conflicts still remain. Therefore, this paper is aimed to describe the causes of NATM collapses and review failure cases that have occurred in different geological conditions around the world.

2 HISTORICAL BACKGROUND of NATM

The chronological development of the NATM method has been summarised by many researchers in relation to the support systems used (Table 1). These historical advances leading to NATM will be

described here once more to be able to see the developments and applications of NATM.

Several pioneers have made important contributions to tunnelling which have produced the NATM. Sir Marc Isambard Brunel in the early 19th century, introduced a circular shield for soft ground tunnelling (British patent no.4204). Following this, another important contribution was made by Rizha, a German tunnelling engineer. He introduced steel support instead of heavy timber. He also advised that the system that was necessary to handle the difficulties of heavy rock pressure in many cases was its source (Sauer 1988) implying the role of surrounding rock as a part of the support system which is believed to be the key principle of NATM by Rabcewicz (1964). During the 1910s, after the invention of the revolver shotcrete machine by a taxidermist Carl Akeley, shotcrete was used in mines in United States and spread to the Europe in the early 1920s. In 1948, Rabcewicz invented dual-lining supports (initial and final support) expressing the concept of allowing the rock to deform before the application of the final lining so that the loads on lining are reduced. Professor Kovári (1994), however, considers the idea behind this concept as Engesser's arching action published in 1882. The

dual-lining concept is followed by the term New Austrian Tunnelling Method that was proposed during a lecture by Rabcewicz in 1962 and it gained international recognition two years later. The first application of NATM in soft ground was the Frankfurt metro in 1969.

Table 1 Chronological developments leading to NATM (reproduced from Sauer 1988 & 1990; Rabcewicz 1964)

Years	Developments
1811	Invention of circular shield by Brunel.
1848	First attempt to use fast-setting mortar by Wejwanow.
1872	Replacement of timber by steel support by Rziha.
1908-1911	Invention of revolver shotcrete machine by Akeley.
1914	First application of shotcrete in coal mines, Denver.
1948	Introduction of Dual-lining system by Rabcewicz.
1954	Use of shotcrete to stabilize squeezing ground in tunnelling by Bruner.
1955	Development of ground anchoring by Rabcewicz.
1960	Recognition of the importance of a systematic measuring system by Müller.
1962	Rabcewicz introduced the New Austrian Tunnelling Method in a lecture to the XIII Geomechanics Colloquium in Salzburg.
1964	English form of the term NATM first appeared in literature produced by Rabcewicz.
1969	First urban NATM Application in soft ground (Frankfurt am Main).
1980	Redefinition of NATM due to conflict existing in the literature by the Austrian National Committee on Underground Construction of the International Tunnelling Association (ITA).
1987	First NATM in Britain at Barrow upon Soar mine

3 CHARACTERISTICS FEATURES and PHILOSOPHY of NATM

What is NATM? What are the essential features of NATM? Is NATM a tunnelling technique or a philosophy? Similar questions arose after the international recognition of NATM that required to be answered to ensure the principles of this '*philosophy*' or '*technique*' are correctly understood in the tunnelling industry. These issues gained interest of many scientists, practitioners and technical journalists to determine the true concepts of NATM. Therefore, the issue will be reviewed again regarding the existing and new definitions.

When we go back to the origin of NATM, Prof. L.v. Rabcewicz (November 1964), the principal inventor, explains the method as:

"...A new method consisting of a thin sprayed concrete lining, closed at the earliest possible moment by an invert to a complete ring –called an "auxiliary arch"- the deformation of which is measured as a function of time until equilibrium is obtained"

He emphasized three key points, the first is the application of a thin-sprayed concrete lining, the second is closure of the ring as soon as possible and the third is systematic deformation measurement.

The definition given above has then been redefined by the Austrian National Committee on Underground Construction of the International Tunnelling Association (ITA) in 1980 to remove the conflicts that arose in the literature (Kovári 1994). This is as follows:

"The New Austrian Tunnelling Method (NATM) is based on a concept whereby the ground (rock or soil) surrounding an underground opening becomes a load bearing structural component through activation of a ring like body of supporting ground".

Another recent definition on NATM given by Sauer (1988) states that NATM is:

"...A method of producing underground space by using all available means to develop the maximum self-supporting capacity of the rock or soil itself to provide the stability of the underground opening."

Using the statement "all available means", he defines the method in a more general fashion than it was already defined by his fellow Austrian practitioners.

One of the other advocates of NATM, Prof. Dr. Leopold Müller (1978) proposed that

"The NATM is, rather, a tunnelling concept with a set of principles... Thus in the author's opinion it should not even be called a construction method, since this implies a method of a driving a tunnel".

As a result of the above statements, it is clearly agreed by the Austrian proponents that NATM is an approach to tunnelling or philosophy rather than a set of excavation and support techniques. Golser, (1979), Brown, (1990), Hagenhofer (1990), Barton (1994) are supporters of this idea amongst many other scientists.

Prof. Müller (1990), who was extremely keen to explain the key principles of NATM, summarised the important characteristic features of NATM amongst the other twenty-two principles as:

- i. The surrounding rock mass is the main load bearing component and its carrying capacity must be maintained without disturbance of the rock mass.
- ii. The support resistance of the rock mass should be preserved by using additional support elements
- iii. The lining must be thin-walled and necessary additional strengthening should be provided by mesh reinforcement, tunnel ribs and anchors rather than thickening the lining.
- iv. The ring closure time is of crucial importance and this should be done as soon as possible.

v. Preliminary laboratory tests and deformation measurements in the tunnel should be carried out to optimise the formation of the ground ring.

However, his conclusion about a rapid ring closure time in deep tunnels to minimise deformations was not agreed by Rabcewicz and Pacher according to their report in 1975 (Golser 1979), which states:

“However, the principle of ring closure as quickly as possible is only applicable to tunnels in rock with low primary stresses. In tunnels with large overburdens and poor rock quality only a stress to the largest extent possible will achieve the object. Of course, this stress relief, which will continue for many months, must be controlled most accurately by measurements.”

In summary, the following major principles, which constitute the NATM, can be derived from the following references; Tunnels & Tunnelling (1990), Will (1989), Brown (1990), Wallis (1995), ICE (1996), HSE (1996), Bowers (1997), Fowell & Bowers, (1998) as follows:

- i. The inherent strength of the soil or rock around the tunnel domain should be preserved and deliberately mobilised to the maximum extent possible
- ii. The mobilisation can be achieved by controlled deformation of the ground. Excessive deformation which will result in loss of strength or high surface settlements must be avoided
- iii. Initial and primary support systems consisting of systematic rock bolting or anchoring and thin semi-flexible sprayed concrete lining are used to achieve the particular purposes given in (ii). Permanent support works are usually carried out at a later stage.
- iv. The closure of the ring should be adjusted with an appropriate timing that can vary dependent on the soil or rock conditions.
- v. Laboratory tests and monitoring of the deformation of supports and ground should be carried out.
- vi. Those who are involved in the execution, design and supervising of NATM construction must understand and accept the NATM approach and react co-operatively on resolving any problems
- vii. The length of the unsupported span should be left as short as possible

These elements intend to embrace all definitions including many types of tunnelling requirements and ground conditions. However, Murphy, (1994) proposes that:

“...It can be argued that a particular application does not have to involve every element-nor indeed

can it- in order to be legitimately classed as a NATM project.”

3.1 The Rabcewicz shear failure theory around an opening

Recalling his failure theory when a cavity is made in rock, the stress rearrangement occurs in three stages as seen in Figure 1. At first, wedge-shaped bodies on either side of the tunnel are sheared off along the Mohr surfaces and move towards the cavity (I). In stage two, the increase in the span leads to convergence of the roof and floor. The deformation at the crown and the floor of the cavity increases more and the rock buckles into the cavity under the constant lateral pressure (III). The pressures that arise in stage (III) are termed “squeezing pressures” and rarely occur in civil engineering activities due to shallow depth of excavations. Then, Rabcewicz (1964) draws a conclusion that

“...Recognising progressive occurrence of pressure phenomena as described above, because, with the obsolete methods then used, the sections were usually not driven full face but divided into subsequently opened out...”

He validates the excavation method that should be sequential rather than full face by his shear theory.

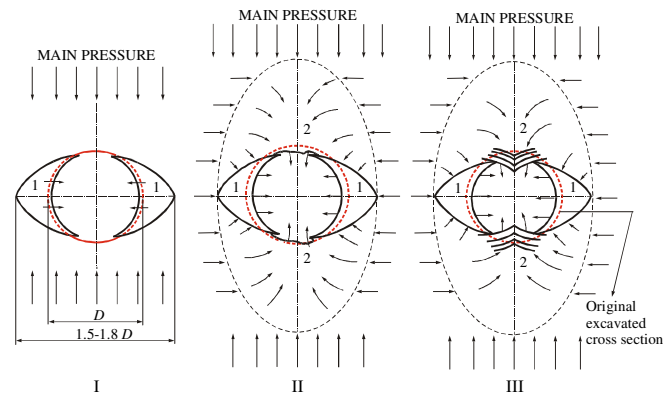


Figure 1 Mechanical process and sequence of failure around a cavity by stress rearrangement pressure (after Rabcewicz 1964)

3.2 Proposed NATM support systems by Rabcewicz

Support systems as proposed by Rabcewicz (1973) fall into two main groups.

“The first is a flexible outer arch-or protective support-design to stabilize the structure accordingly, and consists of a systematically anchored rock arch with surface protection mostly by shotcrete, possibly

reinforced by additional ribs and closed by the invert...

The second means of support is an inner arch consisting of concrete and is generally not carried out before the outer arch reached equilibrium..."

To be able to design the load bearing capacity of the lining for different types of rock or soil, the phenomena of shear failure, explained earlier, should be interpreted accordingly. The relationship between the disturbed ground around the cavity, "protective zone" and the bearing capacity of the support, "skin resistance" is required to be established (Rabcewicz 1964). Mathematical representation of these relations is described by Kastner as:

$$p_i = -c \cot \phi + p_0 [c \cot \phi + (1 - \sin \phi)] \frac{r}{R}^{\frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}} \quad (1)$$

Omitting the cohesion, the Eq. (3.1) yields to

$$p_i = p_0 (1 - \sin \phi) \frac{r}{R}^{\frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}} = np_0 \quad (2)$$

The values of n are given as a function of p_0 and ϕ (see Rabcewicz 1964). Assuming no protective zone in which $r=R$, then the opening reaches equilibrium without any deformation. The formulae given above are derived according to the stress distribution after a cavity has been made, as is sketched in Figure 2.

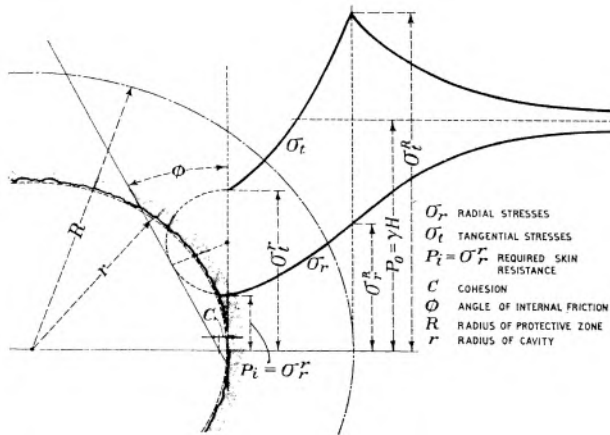


Figure 2 Stress distribution around a cavity under hydrostatic pressure (after Kastner, quoted by Rabcewicz 1964)

The ground response curve (Figure 3) shows the rock/support interaction and deformations in time. It provides a tool to idealise support stiffness and time of installation. When a stiffer support (shown as '2')

is chosen, it will carry a larger load because the rock mass around the opening has not deformed enough to bring stresses into equilibrium. Thus, the safety factor will sharply decrease. After point C, ground behaviour becomes non-linear. If the support (1) is installed after a certain displacement has taken place (point A), then the system reaches equilibrium with a lower load on the support. Thus, Rabcewicz (1973) concluded, "It is a particular feature of NATM that the intersections always take place at the descending branch of the curve". This implies a less stiff support which causes the required deformation as in the case of a NATM application. Moreover, he stressed that rock support should be neither too stiff nor too flexible. After the point B "detrimental loosening" starts and the required support pressure to stop the loosening increases greatly. However, if the support is applied at the right time for the correct deformation, the support pressure takes the minimum value at this point.

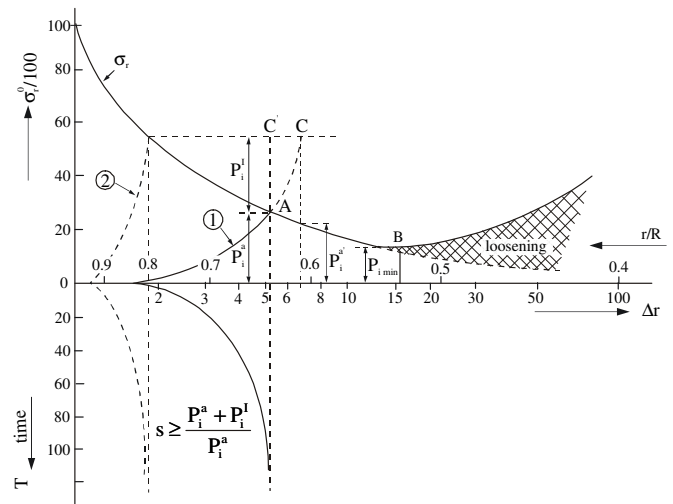


Figure 3 Ground-support interaction curves (after Fenner & Pacher, quoted by Rabcewicz 1973)

Rabcewicz also concluded the following points in regard to the reciprocal relationship of the basic supporting system of NATM, which are shotcrete and the anchored rock arch:

- i. With the same type of rock and overburden relationship between the size of the joint bodies and the excavation area is decisive for the mobility of the material
- ii. With small sections (i.e. 10-16 m²) and joint bodies of a few dm³, a simple shotcrete sealing with $d = 3 \text{ cm} = 0.017 \times R$ usually stabilises the tunnel
- iii. With an underground power station of 400-600 m² on the other hand, a rock with joint bodies of this size behaves like a cohesionless mass, and a

simple shotcrete lining of $0.017 \times R = 19\text{--}24$ cm would never do. A systematically anchored rock arch is imperative in this case.

3.3 Sprayed Concrete Lining (SCL) or NATM?

As has been discussed earlier, NATM has been redefined by some institutions and even by some authors by means of adding new features or disregarding some of its main principles to serve their particular tunnelling purposes or to clear the so-called conflicts that have arisen from that. They have remoulded or tailored as a distinctive tunnelling philosophy and/or technique to fit into these definitions. NATM has been renamed Sprayed Concrete Lining (SCL) by the Institution of Civil Engineers (1996) for soft ground applications. They claimed that any soft ground application of NATM is associated with the following principal measures:

a) Excavation stages must be sufficiently short, both in terms of dimensions and duration.

b) Completion of primary support-in particular, closure of the sprayed concrete 'ring' must not be delayed.

Since these two measures are not applicable for the original NATM philosophy for soft ground, any application of that in urban areas is the preliminary application of the sprayed Concrete Lining (SCL) (ICE 1996). Moreover, this claim is extended as;

"In practice, in soft ground in urban areas, that which is referred as NATM is preliminary sprayed concrete as primary support, followed at a predetermined later date by installation of a permanent lining. Details of the primary support (e.g. thickness of sprayed concrete) are determined by the designer and then not usually varied. Instrumentation is used to monitor performance and safety of the primary support and thereby validate its design...

...In summary, the use of sprayed concrete lining of tunnels in soft ground in urban areas does not employ any claimed NATM philosophy, but rather it is the use of construction techniques often associated with NATM..."

Another definition was introduced by Health and Safety Executive (HSE) (HSE 1996) following the Heathrow Express Tunnel (HEX) collapse. The report prepared by HSE is concerned with the safety measures taken during and after construction of a tunnel and how they can be designed safely disregarding what the term should be used for NATM. According to this definition, NATM (denoted bold italicised) is described as;

"A tunnel constructed using open face excavation techniques and with a lining constructed within the tunnel from sprayed concrete to provide ground support often with the additional use of ground anchors, bolts and dowels as appropriate."

Bowers (1997) has provided an insight to the theory and application of NATM with two case studies (Bowers 1997; New & Bowers 1994) and he noted regarding the HSE definition that

"The issue of the definition was, however, seen as being of less relevance to safe working practices than the nature of procedures employed and so was not explored in great detail."

In summary, whatever NATM is called or defined, it still carries the distinctive features amongst the other conventional tunnelling methods and its application continues under different names around the world. However, these definitions merging in a sense that

i. Utilisation of ground as a part of support is the main concern.

ii. Application of the primary lining to reach equilibrium at the optimum deformation with possible additional support elements, such as rock bolts, steel arches, ribs etc.

iii. Closing the ring at an appropriate time by using the ground support interaction curve and monitoring the ground response with systematic measuring systems

iv. Stabilisation of the tunnel by use of a secondary lining

v. Dimensioning the excavation portions of the tunnel dependent on the ground conditions.

3.4 Design criteria and features of NATM

The principles for an appropriate design methodology for NATM can be divided in two main design groups. The first could be considered as a function of NATM technical requirements with the application in soft ground or rock regarding support system. The second is dependency on the external constraints, such as settlement problems, environmental impacts, safety, engineering technology, and contractual and financial constraints. Golser & Mussger (1978) note, for example, the importance of the contractual design for the NATM that plays a greater role for the successful economic application of NATM. In addition, the contract requirements of a client may effect the satisfactory completion of the works at minimum costs, which can result in changes to the entire design procedure.

The Institution of Civil Engineers (1996) categorised tunnel design philosophies into three

broad groups as illustrated in Figure 4. This general classification is also interrelated to each tunnelling philosophy according to the supports used. Thereby, NATM is interpreted as the combination of the traditional hard and soft ground tunnelling philosophies.

As a general design philosophy for NATM, the essential aspects for design are illustrated in Figure 5. Because, each of these aspects is part of the entire design process, individual design of these features unless integrated with each other may cause failure of the NATM. After determination of the geometry and size in respect to its application in soft ground and/or rock mass, NATM design is mainly related to its support characteristics.

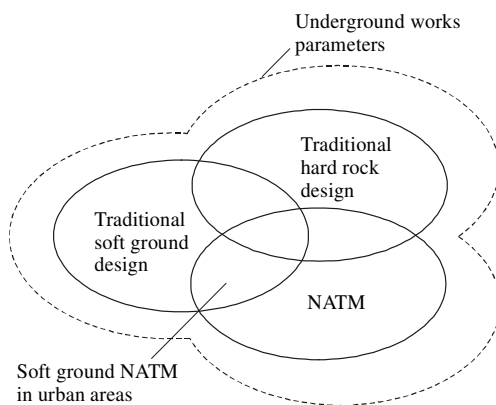


Figure 4 Interrelationships of tunnel design philosophies (after ICE 1996)

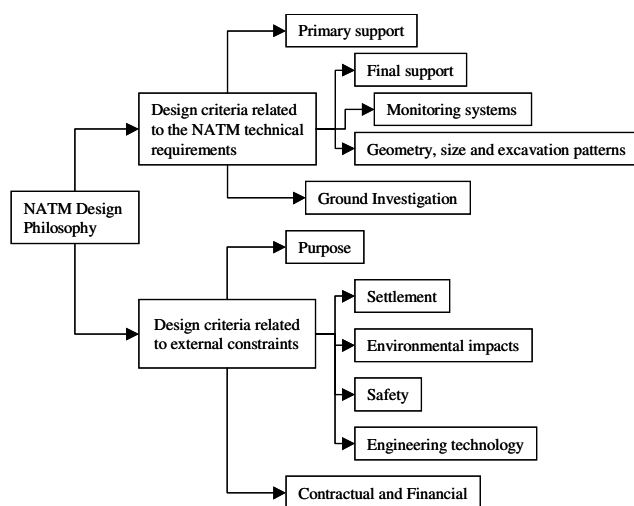


Figure 5 General design aspects for NATM

3.4.1 Primary and final support design

Support design for both shotcrete and the final lining is the main component of the NATM technical

design. The flexibility and the thickness of the primary support with the additional of steel weld mesh or steel fibre reinforcement and rock bolts, forepoling and spiling especially for face stability has to be taken into account in the support design. The time dependency of the lining should be specifically subjected to design considerations as well. The timing for the closure of the ring can be optimised accordingly.

For the initial support design, Rabcewicz (1965) suggests that

“A design of shotcrete should attain a high carrying capacity as quickly as possible, and it must be rigid and unyielding so that it seals off the surface closely and almost hermetically.”

He points out the important point that shotcrete must gain its maximum carrying capacity in a short time.

On the other hand, Vavrovsky (1995) provides an insight for the rock deformation and stress redistribution phenomena associated with NATM applications in rock and soil and he emphasis that

“...The scope of the design is consequently not to support itself but a package of measures including sealing, reinforcement and support of the rock mass during the redistribution process...”

Therefore, the design of the support system is required to be integrated to the deformation characteristics of the ground. Then, the load bearing capacity of the media and the support system can be best understood by the rock support interaction diagram (see Figure 3). From these curves, the amount of support required to stabilise the tunnel can be obtained. Providing an adequate support at optimum time will result in a small amount of support leading to lower cost. If the support elements are installed in intimate contact with the surrounding ground, which is the case with shotcrete, rock bolts and anchors, they will deform with the ground and attract load since the stresses in the ground are redistributed.

Dr. Sauer (1988) notes that the ring must be adequately supported within 1.5D of the face for a single tunnel in unstable rock conditions. However, for cohesionless and/or poor cohesion-ground, the three dimensional stress field has to be supported by an extension of the support shell ahead of the face, forepoling, or leaving an unexcavated wedge to support the face.

Kuesel (1987) points out that the dimensioning and details of the lining are barely related to stress considerations. He suggests that the first consideration should be given to the pore water. Therefore, if the lining must resist hydrostatic pressure, this ought to be governed by the lining design. In order to eliminate groundwater, either drainage or a waterproof membrane can be adopted. Kuesel's second consideration is constructability or

compatibility of the lining design that is suitable for the expected ground conditions, which is mainly related to the stand-up time of the ground.

It is clear that the available closed-form solutions for circular tunnel analysis suggested by Muir Wood (1975), Peck et al. (1972), Mohraz et al. (1975), Sulem et al. (1987) are inappropriate for lining design of non-circular tunnels, NATM. Dr. Watson also states that

“They (closed-form solutions) may be used to a limited extent for the initial assessment of the maximum design loads on circular NATM primary linings, but they fail to consider the beneficial effect of stress relief ahead of the working face or the critical effect of the construction sequence on the development of temporary load conditions on the lining.”

Therefore, the lining design and lining-medium interaction has been subjected to analytical and computational modelling. Ito and Hisatake (1981), for example, have conducted an analytical study to estimate earth pressures and displacements of steel supports and shotcrete in the New Austrian Tunnelling Method by means of considering the elasto-plastic behaviour of the lining. Leca & Clough (1992) analysed the shotcrete lining by the Finite Element Method. They proposed a simplified method for the preliminary design of the NATM tunnel support that estimates the lining thrusts and moments.

In summary, for shotcrete and secondary lining design the following should be considered:

- i.* Ground characteristics, such as strength and stand up time must be determined. The ground support interaction curve obtained accordingly.
- ii.* Ground water must be taken into consideration and required drainage or sealing should be maintained
 - a) If drainage is considered, the long-term stability of the drainage holes must be preserved and the quantity of these holes in respect to the water intake must be determined
 - b) When sealing is considered, water pressure must be taken into account in the design to calculate the loads on the lining. The long-term stability of the waterproof membrane should also be considered.
- iii.* Additional support elements such as rock bolts, spiling, lattice girders, steel welded mesh or steel fibre reinforcement should be used to increase the strength of the shotcrete. Shotcrete materials must be considered in the lining design to optimise time-dependent behaviour to answer the necessary flexibility and load bearing capacity.
- iv.* Monitoring of the stresses in/on the lining and the deformation must be provided.

v. Preliminary design of the initial lining should be conducted using available means of analysis such as empirical methods based on stochastic and/or observations, computational methods and small or full-scale physical models.

vi. The secondary lining is usually a precast concrete lining and they are placed after shotcrete has been applied. These concrete slabs are generally connected to each other with joints, which may be plane, or helical joints, concave/convex joints, convex/convex joints, and tongue and groove joints (Craig & Muir Wood 1978).

3.4.2 Geotechnical design criteria

Recalling NATM's main principle, the surrounding body of an opening is the main load-carrying component in its application. For optimisation of the load bearing capacity of the medium the characteristic ground-support reaction curve needs to be established. Therefore, the possible ground conditions should be interpreted from site and laboratory tests. The importance of these investigations are emphasised by NATM's proponents and the 1996 HSE report. It is also believed that the main cause of failure is unexpected ground conditions. Therefore, the ground investigation must be conducted thoroughly to

ensure that there is no possibility of meeting any unexpected ground conditions (HSE 1996). The strength of the ground, stand-up time, pore water and drainage conditions, homogeneity and non-linearity of the ground, heave potential, time dependency or creep behaviour, discontinuities, the earth pressure at rest, magnitude of overburden pressure must be taken into account during these investigations. As a result, appropriate geotechnical design parameters must be chosen to fulfil analytical or computational preliminary design for eligible excavation patterns and geometry, and face advance in each round, as well as optimum support design.

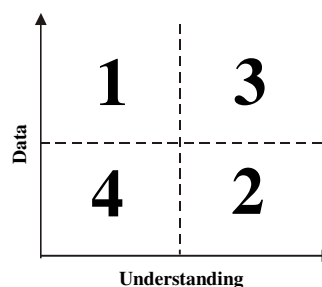


Figure 6 Classification of modelling problems (after Holling, quoted by Starfield 1988)

Starfield (1988) provides an insight into the methodology of rock modelling which can be related to soil mechanics. It has been noted earlier that geomechanical investigation of the ground, in which NATM will be used, is vital to the understanding of the modelling methodology for rock/soil. Figure 6 illustrates the classification of modelling problems. Holling (1978) introduces two axes one that indicates the quantity and/or quality of the available data and the other axis, shows the understanding of the problem to be solved (quoted by Starfield 1988). Then the region is divided into four quadrants. In region 1, there are enough data but little understanding so that statistics could be a proper tool. Region 2 indicates that there is good understanding but not enough data as in region 4 where the required data are unavailable or are not easily obtained. In region 3 both understanding and good data are available. Rock mechanics and the soil mechanics fall into regions four and two, which are data-limited problems. When laboratory and field measurements are main design considerations; the modelling of rock/soil by mathematical or computational methods was believed to be irrelevant or inadequate. Since then, this belief has moved towards computations. The Holling's classification explained here is the general methodology for geotechnical problems. However, this methodology can be regarded as being suitable for the geotechnical design of NATM tunnels as well.

3.4.3 Design of NATM applications in soft ground

In the case of soft ground applications, especially in soils, NATM applications are relatively recent. The main concern pointed out by Muller (1978) is that the shotcrete ring must be closed as early as possible in any soft ground application of NATM. One of the reasons for rapid ring closure is to prevent surface buildings suffering damage from settlement. Another reason is that the shorter stand-up time of soft ground is due to the bond between soil particles being weaker and cohesion is also lower than for rocks. In the near surface soft ground case, the in-situ stress will be relatively low, the ground relatively weak and unable to support redistributed loads. Brown (1990) has reported that

“...In a near surface tunnel excavated in soft ground, it will be generally necessary to close the invert quickly to form a load-bearing ring and to leave no section of the unexcavated tunnel surface unsupported even temporarily...”

It is also important that the length of the unsupported span must be left shorter compared to

tunnelling in rock. In addition, the stability of the working-face must be maintained. To avoid any collapse, the geometry and the size of the excavation section in one round should be optimised accordingly.

The ICE report (1996) on the design of NATM tunnels in soft ground, with particular reference to London Clay, emphasises the same point explained above as the sprayed concrete linings of significant stiffness, i.e. a closed ring of sufficient thickness must be installed as quickly as possible to control the settlement in urban areas. In addition, this report introduces a diagrammatic representation of the design for soft ground applications of sprayed concrete linings as illustrated in Figure 7.

According to the proposed design routes, the analytical route helps dimensioning of the SCL for the foreseeable conditions. The monitoring of the performance of the lining leads to validation of the design. This also allows the designer to enhance safety and allocate soundly based reactions to unforeseen circumstances. The other empirical route allows greater flexibility during construction in order to determine the shotcrete thickness directly from the observed actual ground conditions. However, the empirical route essentially depends on past experience in similar conditions to determine the thickness of the linings required (ICE, 1996).

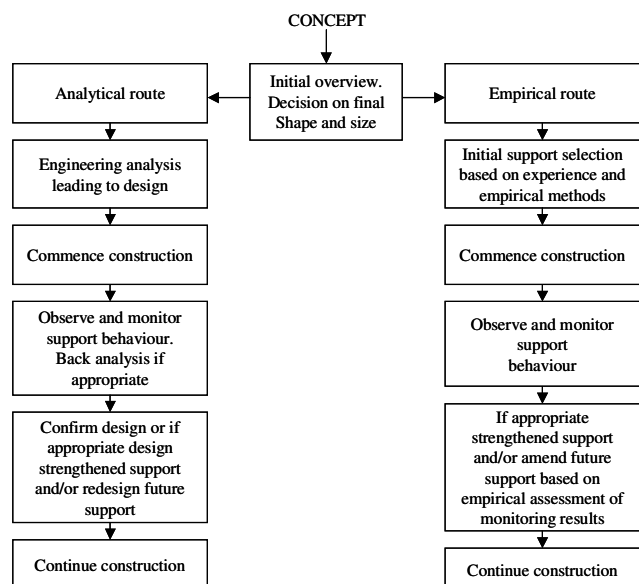


Figure 7 SCL design routes (after ICE 1996)

3.4.4 Design for Safety of NATM tunnels produced by the HSE

Relatively recent soft ground NATM application has brought about collapses some of which produced

catastrophic damage to surface buildings, and some of which caused environmental impact by creating large holes in urban areas. Thus, the safety regulations for underground works have limited the design consideration. After three parallel tunnels, which were being constructed as part of the Heathrow Express Rail Link in London Clay, collapsed, The Health and Safety Executive (HSE) (1996) prepared a report viz. Safety of New Austrian Tunnelling Method (NATM) Tunnels. They have proposed a number of safety measures and design criteria before, during, and after a construction of NATM tunnels. These can be summarised as follows:

- Ground investigation:

This investigation must be carried out to reduce the likelihood of encountering unexpected geological conditions.

- Engineering technology:

The technological improvement in tunnelling equipment must be considered and new technological progress should be employed to take advantage of them. Also, a comparison between new and previous technology should be undertaken to assist in selection of the most appropriate technologies. Moreover, universities, research groups can contribute to the evaluation and investigation of new and/or untried methods of working.

- A risk-based approach to NATM design:

In tunnel design and construction, there has always been some degree of uncertainty. This issue is significantly related to the NATM. Thus, a risk-based approach to design and management is required (more details are given in HSE, 1996).

- Monitoring:

There are two essential objectives of monitoring; design monitoring and construction monitoring. Monitoring should be undertaken to ensure safety of design and construction. Data assessment and interpretation must be done by the geological/geotechnical specialists, tunnel designers, construction managers (including quality and safety managers)

- Stability of the tunnel heading:

The tunnel heading is the part of the tunnel that is excavated ahead of the completed support ring. Most failures occur during or soon after excavation of this part of the tunnel. Therefore, to secure the safety of those who work within the tunnel and in buildings, structures and utilities above the tunnel, stability of the face must be maintained using additional supports such as forepoles, faster excavation, draining ground

water and reducing the face size or advance per round.

- Ground settlement control measures:

To reduce the risk of damage to surface buildings, settlement due to tunnel excavation must be controlled by proper construction of the tunnel heading, under-pinning existing structures, and compensation grouting.

- Sprayed concrete lining design:

The physical properties of the shotcrete such as thickness, additional reinforcement, must be designed according to the project requirements. Necessary computational design as well as small-scale trial works and past experiences should be considered.

3.5 General NATM excavation patterns

A number of different NATM tunnel sizes, geometry, and excavation patterns have been adopted in a range of geological conditions. In most cases, especially in soft ground, it is not applicable to excavate the full tunnel face. Hence, the excavation face is usually divided into small cells that will help the ground stand until completion of the lining. Generally, excavation is carried out in six or more steps depending on the size and the geometry of the tunnel. Figure 8 illustrates a typical main cross-sectional geometry for a NATM tunnel proposed by Rabcewicz (1965). The shape of the tunnel is different from conventional circular tunnels. The Roman numerals indicate the excavation order and subsequently applied support elements. The first step is the excavation of the top heading (I), leaving the central part to support tunnel face. Then, the auxiliary lining (shotcrete) II is formed and followed by removing the top central portion (III) subsequently excavation of left and right walls (IV).

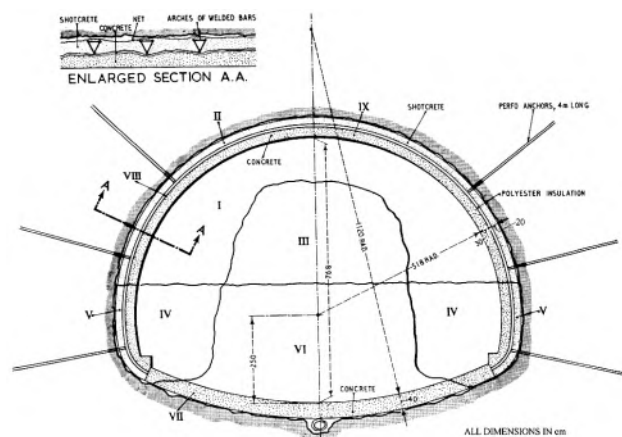


Figure 8 Typical main cross-sectional geometry for a NATM tunnel proposed by Rabcewicz (1965)

The fifth step is the application of shotcrete with additional reinforcements (V) followed by excavation of a bench (VI). Finally, the invert is closed with concrete (VII) following the installation of a waterproof membrane (VIII) and concreting of the inside lining (IX).

4 NATM APPLICATIONS IN EUROPE

The NATM was first used for tunnelling in unstable ground for the Lodano-Mosagno tunnel of the Maggia-Electric Scheme in Switzerland (1951-55) (reported by Sauer et al. 1973). As a temporary support, shotcrete was applied to the walls of the tunnel. Widespread recognition of NATM followed Rabcewicz's article published in English in 1964. NATM was used for the Schwaikheim Tunnel in Germany in 1964 (quoted from Bowers 1997). This was followed by a series of Alpine NATM tunnels such as Arlberg Expressway tunnel constructed between 1973 and 1978. A significant part of the Vienna metro was built in soft and difficult water bearing ground using NATM (Murphy et al. 1994).

During the 1970s and 1980s NATM has been extensively used particularly for the metro systems in Bochum, Frankfurt, Munich, Nuremberg, and Stuttgart in Germany. Soft ground NATM tunnelling was for the first time applied to the Frankfurt/Main metro in Germany in soils of extremely low strength (reported by Sauer et al. 1973). Other soft ground NATM tunnels were for the Hanover-Würzburg high-speed railway line, which is 120 km long and runs through 65 twin-track bored tunnels where a series of major collapses occurred, almost one every 10 km (reported by Wallis 1990).

Elsewhere in Europe, tunnels include the 160 m² cross-sections on the Bilbao metro (quoted from Bowers 1997), and 20 m wide × 9.8 m high Montemor Tunnel, Lisbon (reported by Wallis 1995), 100 m² Ayaş tunnel near Ankara in Turkey (Tümer & Tüdü 1985), the Palabutsch tunnel near Graz passes through the Alps as a traffic tunnel between Germany and Yugoslavia (Mussger et al. 1990), and the Ujo Tunnel which is 5.4 m wide and 6.0 m high, as a railway tunnel in Spain (Leiria 1980) are amongst the many other tunnels constructed using the NATM. The first appearance of NATM in UK was for access tunnels for a gypsum mine at Barrow-upon Soar (Deacon 1988). In 1987, NATM was extensively used during the construction of the Channel Tunnel. The next application was the Round Hill road tunnels in the Lower Chalk. The first application of NATM in London Clay was under Heathrow Airport, one of the busiest airports in the World (Bowers 1997).

4.1 HSE report of failure incidents for NATM in the World

Some of the NATM applications in Europe have been introduced earlier where many of these applications were faced with collapses not only in Europe but worldwide. Providing case studies of NATM collapses is needed to find out the reasons behind these NATM failures. Therefore, the list of worldwide collapses for the NATM is given in Table 2.

As can be seen from Table 2, the worldwide reputation of this method has suffered from unsuccessful applications. Table 2 also gives the location of the collapses in the tunnel.

Type 'A' failures, heading collapses, occurred in the area between the tunnel face and the first complete ring of the sprayed concrete lining, and the type 'B' failures occurred in the region in which sprayed concrete lining is complete (Figure 9). 'C' type of failures occurred in a different part of the tunnel which are located far away from where A and B type of collapses occurred such as collapses at portals or at breakouts from vertical construction shafts

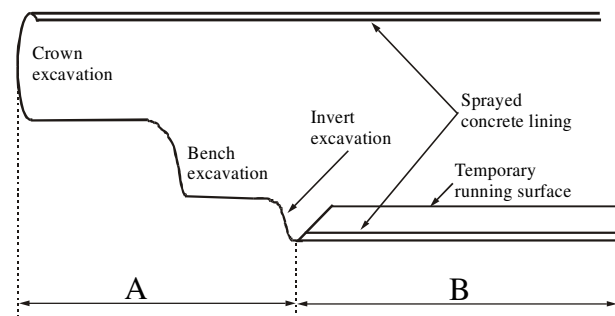


Figure 9 Location of collapses (adapted from HSE 1996)

4.2 Failure patterns for NATM

There are a number of collapses and failures of NATM tunnels that have lead to human death and injury. These collapses brought about serious damage to public buildings and infrastructure. According to the HSE report, 39 major incidents some of which are given in Table 2, have occurred during the 30 years since NATM was first introduced.

The increase in the incidents reported is attributed to a number of factors as follows:

- There are inherent problems with NATM tunnel construction
- Hazards are not being adequately identified, managed and controlled
- There is over-confidence in the method

Table 2 Worldwide NATM Collapse incidents (reproduced from HSE report, 1996)

Date and location of Collapses	Location	Project	Urban or Rural	Consequences
October 1973, A*	Paris, France	Rail	?	?
13 November 1984, A	Landrücken tunnel, Germany	Rail	Rural	?
1984, A, B*	Bochum Metro, Germany (1)	Rail	Urban	Urban disruption
17 January 1985, A	Richthof Tunnel, Germany	Rail	Rural	?
1985, A	Bochum Metro, Germany (2)	Metro	Urban	Urban disruption
August 1985, A	Kaiserau Tunnel, Germany	Rail	Rural	
17 Feb. 1986, A	Kriberg Tunnel, Germany	Rail	Rural	Large surface damage
Before 1987, A, C	Munich Metro, Germany (6 major collapses)	Metro	Urban	Urban disruption, excavator buried
8 Jan 1989, A	Karawanken tunnel, Austria/Slovenia	Road	Rural	
27 Sep. 1991	Kwachon Tunnel, Korea	Metro	Rural	
17 November 1991, A	Seoul Metro, Korea	Metro	Urban	Fractured gas main
27 November 1991, A	Seoul Metro, Korea	Metro	Urban	Substantial urban disturbance
1992	Fungata Tunnel, Japan	Road	Rural	
12 Feb. 1992, C	Seoul Metro, Korea	Metro	Urban	Utilities broken, traffic problem
30 June 1992, A	Lambach Tunnel, Austria	Rail	?	
7 January 1993, A	Seoul Metro, Korea	Metro	Urban	Road disruption
2 February 1993, A	Seoul Metro, Korea	Metro	Urban	Loss of construction plant
Feb/March 1993, A	Seoul Metro, Korea	Metro	Likely urban	
March 1993, A	Chungho Tunnel, Taipei, Taiwan	Road	Rural	
November 1993, A	Road tunnel in Sao Paulo, Brazil	Metro	Urban	Huge Urban disruption
30 July and 1 August 1994, A	Montemor Road tunnel, Portugal	Road	Urban	
August 1994, A	Galgenberg Tunnel Austria	?	? Rural	One death
20 Sept. 1994, A	Munich Metro, Germany	Metro	Urban	4 deaths and 27 injuries, urban disruption
21 October 1994, C	Heathrow Airport London	Metro	Urban	Urban disruption

*See Figure 7.

- There is more open reporting of failures
- NATM is increasingly being used in more demanding environments
- NATM is being used by those unfamiliar with the technique

Figure 10 illustrates the type of collapses that have occurred in headings. These are as follows:

- a) Crown failures where soil flows into the tunnel b) Local face failures where a part of the working face runs in to the tunnel c) Bench failures where a part or the entire of bench slides transversely or longitudinally into the tunnel d) Full face failures in which face, heading and bench flow into the tunnel e) Washout failures f) Pipe failures

Other types of failure that occurred are failures of the lining before and after ring closure, and both before and after ring closure, bearing failure of the arch footings, failure due to horizontal movement of the arch footings, and the failure of the side of the gallery wall which took place after closure of the lining ring. Shear failure, compressive failure, combined bending and thrust failure and punching failure of the lining came about before and after ring closure.

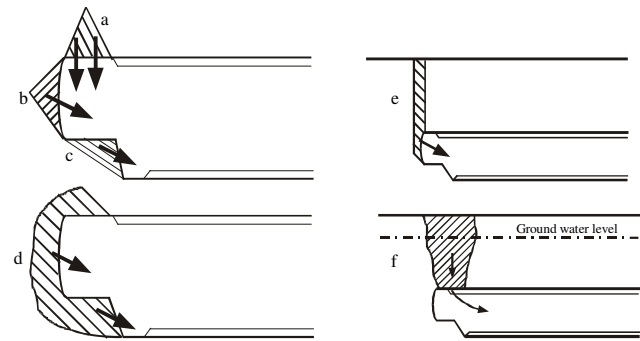


Figure 10 Ground collapses in the heading of NATM tunnels (adapted from HSE 1996)

Causes of these collapses are reported by the HSE (1996) as follows:

- Unpredicted geological causes
- Planning and specification mistakes
- Calculation or numerical mistakes
- Construction mistakes
- Management and control mistakes

4.3 A particular NATM failure case, the collapse at Heathrow Airport

The Heathrow Express (HEX) Station tunnel which collapsed on the 21 October 1994 lead to headlines such as “Britain’s worst civil engineering disaster in modern times” (Bishop 1994). The tunnels at Heathrow were excavated as part of the £235M express rail link to Paddington Station, central London. The HEX Station tunnels comprised two parallel platform tunnels constructed on either side of a concourse tunnel from an existing shaft (Figure 11). As discussed earlier, in many cases, the occurrences of NATM collapses typically take place

in the working face area. On the other hand, the HEX collapses were initiated by the failure of the thin support shells in one of the platform tunnels where it connected to an adit (Oliver 1994a). Another comment made in *Tunnels & Tunnelling* (1994) suggests that "...Indeed, a peculiarity of the collapses at Heathrow is that they did not occur at the face and may well have been initiated where repairs to the invert of the concourse tunnel were being carried out..."

More than 10,000 m³ of concrete was pumped into the tunnel complex to stop further progressive collapses. As a precaution, car parks number 3 and number 5 were evacuated, but Cambourne House, the site headquarters building, tilted on its foundations (Oliver 1994b). Damage to the surface buildings caused by this massive ground loss brought about many speculations in the media as well as meticulous investigations by the Health and Safety Executive.

According to Winney's report (1994), Mike Savage, geotechnical instrumentation specialist, claimed that

"Ground measurement arrays at Heathrow should have given days of warning about the collapse..."

In fact, the danger was spotted two hours before the catastrophe and unfortunately, they were not interpreted as claimed by Mike Savage.

Another recent declaration made by Jonathan Allen, British Airports Authority plc (BAA) area manager, claimed that shotcrete in the construction of the invert has the thickness of 50mm instead of being 300mm (reported by Thompson 1999a). As a result, the main contractor Balfour Beatty, and sub-contractor Geoconsult were prosecuted by the HSE (reported by Thompson 1999b).

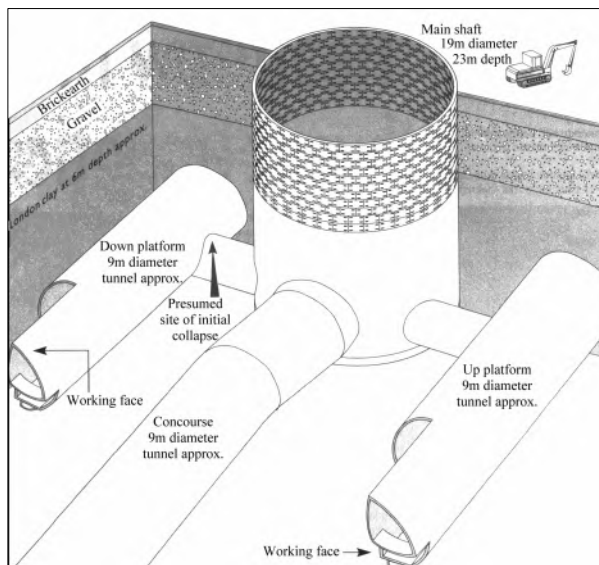


Figure 11 Sketch of the collapsed system at Heathrow (after Oliver 1994a)

In the aftermath of the collapse, the HSE and the ICE have published special reports providing an insight into the origin of NATM and the causes of NATM collapses. These have already been discussed in the previous sections.

5 DISCUSSION

Detailed descriptions of the NATM, its origin, design considerations, failure mechanisms, and causes of failures as well as NATM support design considerations have been revised in this paper. Rabcewicz and other proponents of NATM emphasised that the main objective of NATM is to use the ground as a load-bearing support element to the maximum extent possible. Prof. Kovári (1994) claimed that the role of the ground as a support member is a distinguishing feature for not only NATM, but all means of tunnelling. Moreover, carrying on his criticism, he stated, "...Where NATM is concerned, it is not the construction that is flexible, but rather the definition of NATM, which can be stretched in an arbitrary manner."

From the first time NATM was introduced, up until now, many criticisms, and new definitions have been made by digging the original concepts out and denying that NATM is not a new technique, and so on. On the contrary, during this literature survey, numerous tunnels constructed in accordance with the NATM philosophy were found. This implies that whatever critics say and the conflicts that have arisen; the NATM philosophy runs as good as any other tunnelling method. For instance, The North Downs tunnel as a part of the Channel Tunnel Rail Link (CTRL), the first large NATM tunnel up to 96.2 m² gross free area, commenced using NATM philosophy after Heathrow tunnel collapse (Watson et al. 1999). This shows that NATM or the Sprayed Concrete Lining method has overwhelming advantages when appropriate design procedures are employed taking into account the potential dangers. These advantages can briefly be listed as follows:

- 1 Flexibility to adopt different excavation geometries and very large cross sections.
- 2 Lower cost requirements for the tunnel equipment at the beginning of the project.
- 3 Flexibility to install additional support measures, rock bolts, dowels, steel ribs if required.
- 4 Easy to install a waterproof membrane.
- 5 Flexibility to monitor deformation and stress redistribution so that necessary precautions can be taken.

- 6 Less overall support cost by ensuring that support is sufficient for the loadings and ground conditions without being excessive.
- 7 Providing a good contact surface between support and ground by using shotcrete.
- 8 Easy to install primary support, i.e. shotcrete.
- 9 Flexibility to use in various ground conditions.

In addition, the understanding of the NATM concepts by the tunnelling crew is an important requirement for implementing this tunnelling philosophy correctly. Otherwise, failure of NATM tunnels is inevitable. Monitoring and optimising the ring closure time is of crucial importance for successful application of NATM as well.

REFERENCES

- Barton N. & Grimstad E. 1994. Rock mass conditions dictate the choice between NMT and NATM, *Tunnels & Tunnelling*, Oct. 1994, Vol. 26, 39-42.
- Bishop P. 1994. Industry hit by Heathrow implications, *New Civil Engineer*, 27 Oct. 1994, p. 3.
- Brown E.T. 1990. Putting the NATM into perspective. *Tunnels & Tunnelling*, Summer 1990, special issue, Vol. 22, 9-13.
- Bowers K.H. 1997. *An Appraisal of the New Austrian Tunnelling Method in Soil and Weak Rock*, PhD Thesis, The University of Leeds, 254p.
- Craig R.N. & Muir Wood A.M. 1978. *A review of tunnel lining practice in the United Kingdom*, TRRL Supplementary Report, No 335, Crowthorne, Berkshire, 211p.
- Deacon W.G. & Hughes J.F. 1988. Application of NATM at Barrow-upon Soar gypsum mine to construct two surface drifts, *Tunnelling '88*, IMM, London, 69-77.
- Fowell R.J. & Bowers K.H. 1998. *NATM tunnels in the United Kingdom*, Seminar Notes given at The Department of Mining & Mineral Engineering, University of Leeds, Leeds, UK.
- Golser J. 1979. Another view of the NATM, *Tunnels & Tunnelling*, March 1979, Vol. 11, p. 41.
- Golser J. & Mussger K. 1978. The New Austrian Tunnelling Method (NATM) contractual aspects, *Tunnelling Under Difficult Conditions, Proceedings of the International Tunnel Symposium*, Tokyo, Pergamon Press, Oxford, 387-392.
- Hagenhofer F. 1990. NATM for tunnels with high overburden, *Tunnels & Tunnelling*, March 1990, Vol. 22, 51-52.
- Health and Safety Executive (HSE) 1996. *Safety of New Austrian Tunnelling Method (NATM) Tunnels*, A review of sprayed concrete tunnels with particular reference to London Clay, (HSE) Books, Sudbury, 80p.
- Institution of Civil Engineers (ICE) 1996. *Sprayed Concrete Linings (NATM) for tunnels in soft ground*, ICE design and practice guide, Thomas Telford, London, 88p.
- Ito T. & Hisatake M. 1981. Analytical study of NATM, *Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, AA Balkema, Rotterdam, Vol. 1, 311-314.
- Kobayashi M., Kawata T., Suganuma Y., Takasaki H. & Ohtsuka M. 1994. Observational construction of a large sectional interval twin road tunnel in urban alluvial loose sand soil, *Tunnelling and Ground Conditions*, Balkema, Rotterdam, 157-164.
- Kovári K. 1994. Erroneous concepts behind the New Austrian Tunnelling Method, *Tunnels & Tunnelling*, November 1994, Vol. 26, 38-42.
- Kuesel T.R. 1987. Principles of tunnel lining design, *Tunnels & Tunnelling*, April 1987, Vol. 19, 25-28.
- Leca E. & Clough G.W. 1992. Preliminary Design For NATM Tunnel Support in Soil, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 118, No. 4, 558-575.
- Leiria D. & Oyanguren P.D. 1980. Geotechnical aspects of the Ujo Tunnel construction using the NATM, *Tunnels & Tunnelling*, October 1980, Vol. 12, 51-53.
- Mohraz B., Hendron A.J., Ranken R.E. & Salem M.H. 1975. Liner-Medium Interaction in Tunnels, *Proceedings, ASCE, Journal of the construction Division*, Vol. 101, 127-141.
- Muir Wood A.M. 1975. The circular tunnel in elastic ground, *Geotechnique*, Vol. 25, No. 1, 115-127.
- Müller L. 1978. The reasons for unsuccessful applications of the New Austrian Tunnelling Method, *Tunnelling Under Difficult Conditions, Proceedings of the International Tunnel Symposium*, Tokyo, Pergamon Press, 67-72.
- Müller L. 1990. Removing the misconceptions on the New Austrian Tunnelling Method, *Tunnels & Tunnelling*, Summer 1990, special issue, Vol. 22, 15-18.
- Murphy P. & Deane T. 1994. Twenty-five years of NATM: a UK perspective, *Tunnels & Tunnelling*, May 1994, Vol. 26, 61-64.
- Mussger K. & Gobiet W. 1990. Tunnel solution triumphs in Graz, *Tunnels & Tunnelling*, Summer 1990, Special Issue, Vol. 22, 36-43.
- Narasaki M., Takizawa M., Tsuchiya Y. & Nagai K. 1989. The development of a CRD method for the purpose of controlling the surface subsidence- for urban tunnels, as an example of application, *Proceedings of the International Congress on Progress and Innovation in Tunnelling*, Toronto, ITA, Vol. 1, 375-380.
- New B.M. & Bowers K.H. 1994. Ground movement model validation at the Heathrow Express trial tunnel, *Tunnelling '94*, IMM, London, 301-329.
- Oliver A. 1994a. Heathrow trial runs under question, *New Civil Engineer*, 3 November 1994, p. 4.
- Oliver A. 1994b. Rush to stabilise Heathrow chasm, *New Civil Engineer*, 27 October 1994, 4-5.
- Peck R.B., Hendron A.J. & Mohraz B. 1972. State of the Art of Soft-tunnelling, *Proceedings of the first North American Rapid Excavation and Tunnelling Conference*, 259-86, Chicago, ASCE, AIME.
- Rabcewicz L. 1964. The New Austrian Tunnelling Method, Part one, *Water Power*, November 1964, 453-457, Part two, *Water Power*, December 1964, 511-515.
- Rabcewicz L. 1965. The New Austrian Tunnelling Method, Part one, Part Three, *Water Power*, January 1965, 19-24.
- Rabcewicz L. & Golser J. 1973. Principles of dimensioning the supporting system for the "New Austrian Tunnelling Method", *Water Power*, March 1973, 88-93.
- Sauer G. 1988. When an invention is something new: from practice to theory in tunnelling, *Transactions of the Institution of Mining & Metallurgy*, Vol. 97, Section A, A94-A108.
- Sauer G. 1990. Design concept for large underground openings in soft ground using the NATM, *International Symposium on Unique Underground Structures*, Colorado School of Mines, Earth Mechanics Institute and US Bureau of Reclamation, Vol. 1, 1-1/ 1-20.

- Sauer G. & Lama R.D. 1973. An application of New Austrian Tunnelling Method in difficult builtover areas in Frankfurt/Main metro, *Symposium on Rock Mechanics and Tunnelling Problems*, Vol. 1, 79-92, Kurukshetra, Haryana, India.
- Seki J., Okada M., Inoue H. & Miwa T. 1989. Adaptability of upper half vertical subdivision method to flat and large diameter tunnel construction. *Proceedings of the International Congress on Progress and Innovation in Tunnelling*, Toronto, ITA, Vol. 1, 393-400.
- Starfield A.M. & Cundall P.A. 1988. Towards a Methodology for Rock Mechanics Modelling, *International Journal of Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 25, No. 3, 99-106.
- Sulem J, Panet M. & Guenot A. 1987. An analytical solution for time-dependent displacements in a circular tunnel, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol.24, No.3, 155-164.
- Thompson R. 1999a. HEX collapse case told of “50mm tunnel lining”, *New Civil Engineer*, 28 January 1999, p. 6.
- Thompson R. 1999b. Geoconsult denies quality control role on Heathrow Express, *New Civil Engineer*, 11 February 1999, p. 4.
- Tümer U. & Türdü E. 1985. Cell methods solves soft ground problems in Turkish rail tunnel, *Tunnels & Tunnelling*, Vol. 17, No. 12, 50-51.
- Tunnels & Tunnelling* 1990. What is NATM?, Vol. 22, Summer 1990, p. 7.
- Tunnels & Tunnelling* 1994. Hasten slowly with NATM, Vol. 26, No.12, p. 5.
- Vavrovsky G.M. 1995. NATM: Geomechanical principles explained, *Tunnels & Tunnelling*, October 1995, Vol. 27, 31-34.
- Wallis S. 1990b. Giant urban cavern stretches existing soft ground limits, *Tunnels & Tunnelling*, June 1990, 19-22.
- Wallis S. 1995a. First principles of NATM, *World Tunnelling*, Vol. 8, June 1995, 197-200.
- Wallis S. 1995b. NATM challenge at the Montemor tunnel, *Tunnels & Tunnelling*, Vol. 27, December 1995, 32-34.
- Watson P. 1997. NATM design for soft ground, *Journal of World Tunnelling and Subsurface Excavation*, Vol. 10, 394-400.
- Watson P, Warren C.D., Eddie C & Jäger J. 1999. CTRL North Downs Tunnel, *Tunnel Construction and Piling Symposium*, London, 301-323.
- Will M. 1989. Excavation of Large cross section tunnels in accordance with the basic principles of “New Austrian Tunnelling Method” (N.A.T.M.) with particular regard for the use of Boom-Type tunnelling machines, *World Tunnelling*, April 1989, Special issue, 51-55.
- Winney M. 1994. Heathrow movements ‘went unnoticed’, *New Civil Engineer*, 3 Nov. 1994, p. 3.

New tunneling with monolithic press concrete lining

N. Bulychhev & N. Fotieva

Department of Underground Construction Tula State University Tula Russia

A. Levchenko

Department City-Planngng Policy Development and Reconstruction of Moscow Russia

S. Gilshtein

"Alliance-K" Moscow Russia

ABSTRACT: New tunneling method with press concrete tunnel lining has been revived in Russia and successfully used in Moscow. The method has been revived at a new scientific and technological level. The significant part of the method is the modified concrete. The concreting of the tunnel lining is carried out by pressing the stiff concrete behind a sliding shutter using the shield jacks under pressure 1-2 MPa. The concrete sets and hardens as a result of this pressure. The most useful area of the method is soft ground under historical city centers because it is subsidence proof due to concrete mix pressing. According to surveying of a subsidence of buildings positioned over the tunnel the subsidence along the whole alignment of the tunnel was effectively zero. The design method of the concrete lining is based on modern theory (Underground Structures Design) and analytical method of tunnel lining design.

1 INTRODUCTION

A tunnelling method with concrete mix pressing by jacks of tunnel machine was developed in the second half of last century in former Soviet Union (Marenny 1985). There where constructed tunnels with using that method in Moscow, Minsk, Gorky (now – Nizhny Novgorod), Tbilisi, Prague et al. But the method was not received further development. The fact is for the first time that it was an ordinary monolithic concrete lining. Pressing procedure was used only for placing concrete mix against shuttering. According to field measurements a residual compressive stress on the concrete and rock mass contact interface practically dies out after release of jacks pressure. For the second time the tunnels of Nizhny Novgorod Underground constructed in 1983 by that technology in water bearing ground have brought many troubles during its exploitation up today (Demyanov 2002).

2 NEW TECHNOLOGY

New revived technology of tunneling with using monolithic press concrete lining based first of all on qualitative modification of properties and function of concrete mix in technique of pressing and provision of high strength and water impermeability of the lining. The scheme of the lining technique is shown in Fig.1 (Ilychev et al. 1999).

New modified concrete so called "High Performance Concrete" with new properties of that,

because of application of the unique complex modifier MB-01 of concrete mixture proportion developed in Russia has been used for the press concrete lining (Kaprielov et al. 1997). It is possible due to the modifier to obtain concrete of compressive strength class up to B90. Stiff concrete mix of fluidity life 1.5 hours is used for the lining. Pressing the stiff concrete behind a shutter by the shield jack under pressure 1-2 MPa carries out concreting of the tunnel lining. Concrete set and hardens is going on under that pressure. The graph in Figure 2 summarized the empirical correlation between current time hardening, compressive strength and hardening temperature of high-early-strength concrete mix.

Webs of 0.3-0.5 m perform pressing the concrete mix. One cycle of the concrete pressing takes 2.5-3.0 hours. After 3 cycles the strength of the concrete in the lining must be enough for safe providing of the tunnel.

3 TUNNEL LINING DESIGN

The general design method of multi layer support of circular cross-section opening has been used. That is analytical method based on rigorous solutions of the corresponding elasticity theory contact problems in accordance to the principle of contact interaction and the postulates of modern theory of underground structures design what is known as Underground Structures Mechanics (Bulychhev & Fotieva 2001).

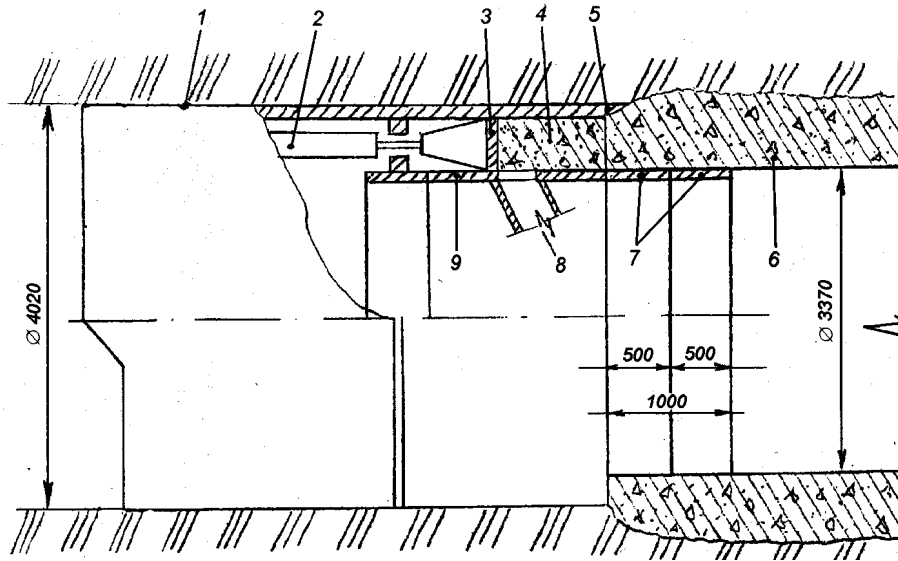


Figure 1 Scheme of the lining technique: 1 – shield, 2 - shield jack, 3 - pressure ring, 4 – pressure chamber, 5 – rear part of shield shell, 6 - lining, 7 – form shuttering, 8 – concrete mix hole, 9 – shield shuttering

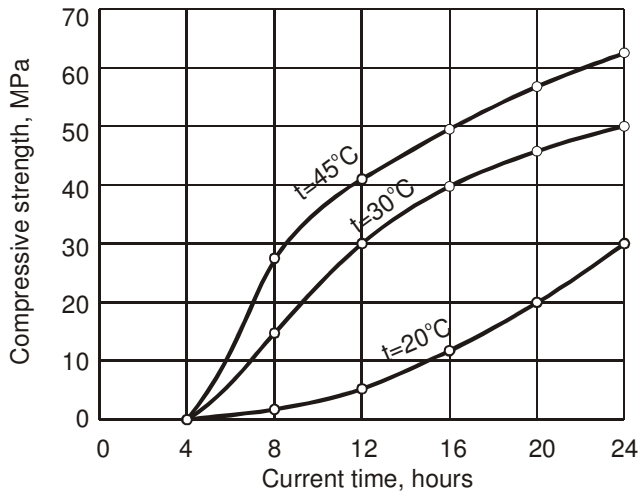


Figure 2 Graph of hardening of high-early-strength concrete mix

The basic principle in the theory is that of joint contact interaction of groundmass and the lining. In accordance with that principle the lining and the groundmass are elements of a common deformable “ground-support” system subjected to external loads and actions. There are also two postulates in the base of the mechanics of underground structures. The first of them is that the linear deformable medium (the elastic medium) can be taken as the groundmass model. This postulate is very important. The linear deformable model allows dividing the stress state of the groundmass surrounding an underground opening into the initial (intact) and the additional ones. The additional (removed) stress state is produced by extraction of ground during the

formation of the opening and is the cause of ground deformation and ground pressure.

Calculations can be carried out with using modified computer program PK2 the first version of which was developed by the Design Institute “Lenmetrogiprotrans” in 1975. But in this case of circular cross-section press concrete lining calculation can be performed with using of only an ordinary calculator.

Tunnel lining erection technology plays a leading role in construction of the tunnel lining design scheme as shown in Figure 3. According to the technology the artificial initial stress state (*a*) is produced in the concrete lining and surrounding ground due to pressing (*P*) stiff concrete mix behind the shuttering. The second stage (*b*) is concrete demolding and the lining loading because of the relief (removal) of the radial stress (*P*) from inner surface of the lining.

The tunnel lining stress state is determined as sum of the initial (*a*) and additional (relief, *b*) stress states. All components of initial stress state of the lining are equal to the compressive stress *P* due to concrete mix pressing including radial stresses:

$$p_0^{(0)} = P, \quad p_1^{(0)} = P \quad (1)$$

where $p_0^{(0)}$, $p_1^{(0)}$ are the radial initial stresses on inner ($r = r_0$) and outer ($r = r_1$) contours of the lining cross section correspondingly. Additional (relief) stress state is a result of interaction between the

lining and ground under action of the relief radial stress on inner contour of the lining cross section:

$$p_0^{(1)} = -P \quad (2)$$

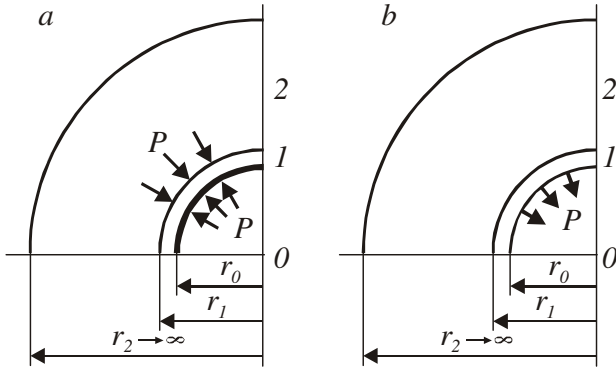


Figure 3 Design scheme of press concrete lining design: *a* – stage of initial stress state of early age concrete due to pressing; *b* – stage of concrete demolding; 1 – lining, 2 – ground

The additional radial stress on the outer contour we have (Bulychev 1989)

$$p_1^{(1)} = K_1^* (-P) \quad (3)$$

where K_1^* is the coefficient of stress transfer from the inner contour to the outer one:

$$K_1^* = \frac{d'_{2(1)}}{d'_{1(1)} + 2 \frac{G_1}{G_0} (c_1^2 - 1)}$$

$$d'_{2(1)} = \kappa_1 + 1, \quad d'_{1(1)} = c_1^2 (\kappa_1 - 1) + 2,$$

$$\kappa_1 = 3 - 4\nu_1, \quad c_1 = r_1 / r_0,$$

G_1, G_0 are the shear moduli of the lining material and the groundmass correspondingly, ν_1 is the Poisson's ratio of the lining material.

Summing (1), (2) and (3) we get the full radial stresses on the inner and the outer contours of the lining:

$$p_0 = 0, \quad p_1 = P(1 - K_1^*) \quad (4)$$

The tunnel lining undergoes uniform compressive stresses only. Normal tangential stresses on the inner and outer contours of the lining cross-section are expressed in the following forms:

$$\sigma_\theta^{in} = p_1 \frac{2c_1^2}{c_1^2 - 1}, \quad \sigma_\theta^{out} = p_1 \frac{c_1^2 + 1}{c_1^2 - 1} \quad (5)$$

Finally we obtain average, across the thickness of the lining, normal tangential stresses that needs for concrete compressive strength assessment

$$\bar{\sigma}_\theta = p_1 \left(\frac{2c_1^2}{c_1^2 - 1} - 0.5 \right) \quad (6)$$

We say that according to above results the ground pressure and the tunnel lining stress state sufficiently depend from the ratio of the lining material and the groundmass of shear moduli for the moment of the concrete demolding. Results of calculation performed to fit lining parameters of 4 m tunnel diameter are given in the following table where R_b is the rated compressive strength of the concrete for the moment of it demolding.

G_1/G_0	K_0^*	p_1/P	$\bar{\sigma}_\theta / P$	R_b / P
10	0,537	0,46	7,8	10
100	0,109	0,89	15,0	19
1000	0,012	0,99	16,7	21

4 CASE HISTORY

A sewer tunnel of 4 m diameter has been constructed in the center of Moscow with use the press concrete technology. Tunneling complex “Granite” including excavator type shield with open head part was used. Tunnel construction started in November of 1997. After 244 m tunnel drive a water bearing sand inrush took place in May 1998. In 1999 a new tunneling complex “Topaz” with TBM shield contained a pressurized chamber was designed and produced. Construction of the tunnel in total length 570 m was finished in September of 2001. Pace of tunnel construction comprised 2.4-3.0 m per day.

Taking into account a complicated engineering geological condition of tunnels construction in Moscow (week water bearing ground and depth up to 30 m) increased requirements to the concrete quality and lining technique were made:

- the class of concrete strength was B60,
- the strength of high-early-strength concrete mix after 5 hours was 5.0 MPa and after 7.5 hours was 11 MPa,
- the brand of watertight was W16,
- average length of the web was 0.33 m,
- concrete mix pressing cycle took 2.5 hours,

- operating pressure on concrete mix was 1.3-1.5 MPa.

According to surveying of a subsidence of buildings placed over the tunnel the subsidence is practically lacking along the whole alignment of the tunnel.

CONCLUSIONS

Press concrete subsidence proof tunnelling method has been revived as a new method. New tunnelling complexes with sliding shuttering have been launched including tunnelling complex "Malachite" that has been developed and produced for very hard hydro geological conditions. The complex contains a shield with compressive air chamber.

Analytical computation method of in situ compressed concrete tunnel lining has been developed. The problem of high strength and quality concrete in early age of hardening has been solved.

The method is used today for sever tunnels driving in Centrum of Moscow in hard engineering geological condition.

ACKNOWLEDGEMENTS

The work is supported by grant of President of Russian Federation on Leading Scientific Schools 1013.2003.5.

REFERENCES

- Bulychev N.S. 1989. *Mechanics of Underground Structures in instances and problems*. Moscow: Nedra (in Russian).
- Bulychev N.S. 1994. *Mechanics of Underground Structures*. Moscow: Nedra (in Russian).
- Bulychev N.S. & Fotieva N.N. (Adachi et al. eds.). 2001. Theory and practice of tunnel lining design. *Proc. of the Int. Symp. on Modern Tunnelling Science and Technology*. Kyoto, Japan. Tokyo: A.A.Balkema, 445-450.
- Demyanov A.L. 2002. About condition of tunnels with monolithic press concrete lining of Nizhny Novgorod underground. *Metro and Tunnels* (No 3), p. 38 (in Russian).
- Ilyichev V.A., Kaprielov S.S., Lerner V.G., Sheynfeld A.V. & Gilshteyn S.R. 1999. Monolithic press concrete lining of high compressive strength. *World Underground Space* (No 2-3), 37-41 (in Russian).
- Kaprielov S.S., Sheynfeld A.V. & Batrakov V.G. 1997. Complex modifier of concrete MB-01. *Concrete and Reinforce Concrete* (No 5), 38-41 (in Russian).
- Marennny Ya.I. 1985. *Tunnels with monolithic press concrete lining*. Moscow: Transport (in Russian).
- Semenov A.N., Gilshteyn S.R. & Karanda G.M. 1999. Construction of tunnel with monolithic press concrete lining in Moscow centre. *World Underground Space* (No 2-3), 42-45 (in Russian).

Analytical method of designing shallow tunnel linings of a variable thickness

A.S. Sammal, N.S. Bulychev, S.I. Khrenov

Tula State University Tula Russia

ABSTRACT: This paper presents a new analytical method of designing shallow tunnel linings of a variable thickness constructed in urban areas. The method allows to determine the lining stress state under the action of the rocks (soils) own weight, underground water pressure and weight of buildings or structures both existing before the tunnel driving and erected near the already constructed tunnel. The method is based on the investigation of interacting the tunnel lining and the surrounding soil (rock) mass as elements of a united deformable system applying the new analytical solutions of the elasticity theory plane problems for a semi-infinite linearly deformable medium weakened by an opening of an arbitrary shape (with the one axis of symmetry) supported by a ring of a variable thickness.

1 INTRODUCTION

The analysis of experience of the underground constructing shows that the tunnel linings, which possess a variable thickness, have widely been spread in recent time. So at Tula State University within many years the theory and analytical methods of designing such underground structures under the action of different kinds of loads have been developed. Those methods allow to determine the stress state of closed monolithic linings of deep tunnels of an arbitrary cross-section shape and multi-layer linings of deep tunnels (Fotieva & Sammal 1998) not subjected to the influence of the Earth surface and buildings or structures on it. This paper presents new analytical method of determining the stress state of shallow tunnel linings with a variable thickness under the action of the rocks (soils) own weight, underground water pressure and weight of buildings or structures both existing before the tunnel driving and erected near the already constructed tunnel.

2 The METHOD of the DESIGN

The design method proposed is based on the analytic solution of the elasticity theory plane contact problem for a ring of a variable thickness simulating the tunnel lining and supporting the opening of an arbitrary shape in a half - infinity linearly deformable weighty medium simulating the rock mass. The design scheme is given in Figure 1.

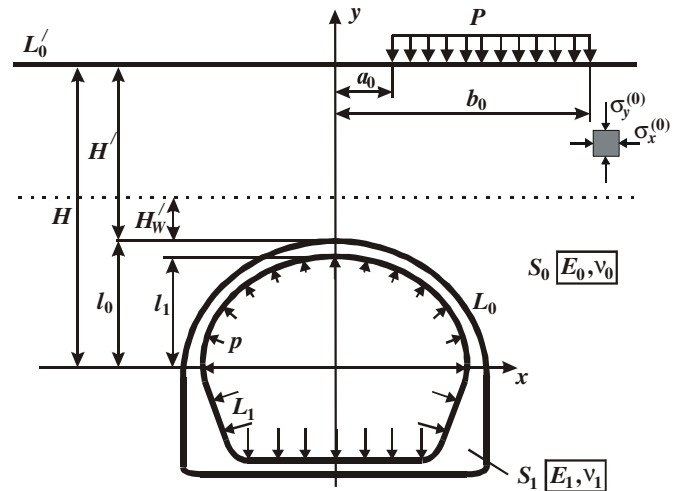


Figure 1 The design scheme

Here the S_0 semi-infinite medium and the ring S_1 of variable thickness are fulfilled from different materials possessing the E_j ($j = 0, 1$) deformation modules and the ν_j ($j = 0, 1$) Poisson's ratios undergo deformation together i.e. conditions of displacements and complete stresses vectors continuity are satisfied on the L_0 contact line. The action of gravity forces caused by rock's own weight is simulated by a presence of initial stresses changing with depth in the S_0 medium and determined by formulae:

$$\sigma_x^{(0)} = -\lambda\gamma(H - y), \quad \sigma_y^{(0)} = -\gamma(H - y), \quad \tau_{xy}^{(0)} = 0 \quad (1)$$

Here λ is the lateral pressure coefficient in an intact soil, γ is the soil unit weight, H is the tunnel depth considered as sum of the H' thickness of cover rock mass above the top of the tunnel and the l_0 distance from the x co-ordinates axis (the y is the axis of symmetry) to upper point of the L_0 contour.

The underground water pressure of the $H_w > l_0$ level counted off from the tunnel axis is simulated by initial stresses

$$\sigma_x^{(0)} = \sigma_y^{(0)} = -\gamma_w(H_w - y), \quad \tau_{xy}^{(0)} = 0 \quad (2)$$

where γ_w is water unit weight.

The internal outline L_1 is free from forces or loaded with normal pressure, simulating the acting of liquid filled up the tunnel

$$p = p_0 + \gamma'_w(l_1 - y) \quad (3)$$

where p_0 is the internal head, γ'_w is the liquid unit weight, l_1 is the distance counted off from the tunnel axis to upper pint of internal outline L_1 .

The L'_0 boundary of the semi-plane is loaded on its part $a_0 \leq x \leq b_0$ by a uniformly distributed P pressure simulating the weight of the building or structure on the Earth surface.

There are two cases under consideration - when the structure on the surface is being built after the tunnel construction or vice-versa when the tunnel is being constructed under the already existing structure. In the latter case initial displacements in the soil mass caused by the P pressure are excluded from the consideration. The method allows the presence of several buildings on the surface to be considered.

The limited size of the load in the direction along the tunnel axis is approximately taken into account by the correcting multiplier k obtained following the paper by Fotieva et al. (2003) as the relation between maximal vertical stress appearing in solid semi-plane on the level of the tunnel arch due to the action of the load of a limited $2a$ width and due to an infinite load corresponding to the conditions of the plane strain.

If the lining is being constructed at some l_0 distance from the opening face the α^* correcting coefficient offering the possibility of the problems spatial character to be approximately taken into account is introduced into the results of the lining design upon the action of the soil own weight and surface loading before the lining construction. This coefficient may be determined by formula given in the paper by Bulychiev (2002).

The contact problems of the elasticity theory described have been solved with the application of the complex variables analytic functions theory (Muskhelishvili 1966) using the way proposed in the paper by I.G. Aramanovich () including the complex potentials analytical continuation into an upper semi-plane across the L'_0 straight line and the operations with complex series. This approach allows to come to the corresponding problems for a non-circular ring of a variable thickness supporting an opening in a whole plane the boundary conditions of which contain additional terms represented in the form of the Laurent series.

Then using the conform mapping the exteriors of the unit circles γ_j ($j=0, 1$) in planes of ζ_j variables are transformed into the exteriors of the corresponding L_j ($j=0, 1$) outlines in the plane of a z variable the above problem have been solved following the way given in the papers (Ivanov 1972; Fotieva & Sammal 1998) with the applying Faber's polynomials and complex series (solving this problem we can consider the additional terms as known ones). As a result for the determining the additional terms mentioned above we come to the iteration process consisting of sequential solving a number of problems for a non-circular ring having variable thickness in the whole plane the boundary conditions of which are being specified on the each step of iterations.

The solution described has been realised in the computer program allowing the effective multivariant calculations of underground structures to be fulfilled in the practical aims.

After creation of the method presented the results obtained according to it with the applying of the computer programme were verified. With this aim some underground structures have been considered and stresses and forces obtained in a lining considered were compared with the corresponding results obtained by the other authors and given as examples in scientific literature. So the samples of deep tunnel lining of an arbitrary cross-section having a variable thickness designed with the applying finite element method and method by Fotieva & Sammal (1998), of shallow tunnel lining with circular cross-sections have been considered. The comparison of the results obtained according the method proposed and other methods have displayed that they were identical.

For determining the lining stress state caused by transport means the problem concerning the action of surface loads appearing after the tunnel construction is considered and the maximal compressive and tensile stresses appearing in the lining during the all time of moving the certain transport means across the tunnel are being obtained in the form of the two envelope curves (for compressive and tensile stresses) of stress diagrams received by multi variant calcula-

tions fulfilled at different situations of the surface load respectively the tunnel. For registration of the dynamic character of the load the dynamic coefficient is applied obtained from the well-known solution of the problem for the load moving along the straight boundary of a solid semi-plane. That coefficient $\tilde{k}$ is determined by the following operations (Fotieva 2002):

$$\begin{aligned} c_1^2 &= \frac{2G(1-\nu_0)}{\rho(1-2\nu_0)}, \quad c_2^2 = \frac{G}{\rho}; \quad \beta = \sqrt{1 - \frac{\nu^2}{c_1^2}}, \\ \gamma &= \sqrt{1 - \frac{\nu^2}{c_2^2}}; \quad B = \frac{(1+\gamma^2)^2}{4\beta\gamma}, \quad \theta = \frac{G}{1-\nu_0}; \\ \tilde{k} &= \frac{(1-\gamma^2)\theta}{4G\gamma(1-B)}, \end{aligned} \quad (4)$$

where G , MPa is the shear modulus of soil, ρ , kg/m³ is the soil density, ν , m/s is the transport movement velocity.

If the load moves along the tunnel the envelope diagrams are not required and determining the lining stress state is fulfilled directly from the solution of the problem mentioned above applying the multiplier $k\tilde{k}$. In that case the length and width are signified as $2a$ and l correspondingly.

3 EXAMPLES of the DESIGN

As an example the concrete lining of a shallow tunnel is considered below. The shape and sizes of the structure cross-section are shown in Figure 2.

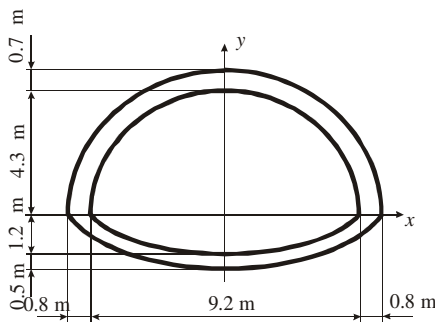


Figure 2 The shape and sizes of tunnel lining cross-section

The actions of rocks' own weight and underground water pressure have been considered.

The input data were the following: $H' = 4.3$ m, $H_w = 4.4$ m, $\nu_0 = 0.3$, $\nu_1 = 0.2$, $E_0/E_1 = 0.01$, $\lambda = 0.8$, $\alpha^* = 1$.

The distributions of the computation normal tangential stresses along the internal lining of the lining are shown in Figure 3a, b. The results obtained taking into account the action underground water pressure only are given in Figure 3a. The same stresses appearing along the lining's internal outline calculated considering only the action of rock's own weight are given in Figure 3b (for taking up the combined action of those loads we have to sum the corresponding values of stresses).

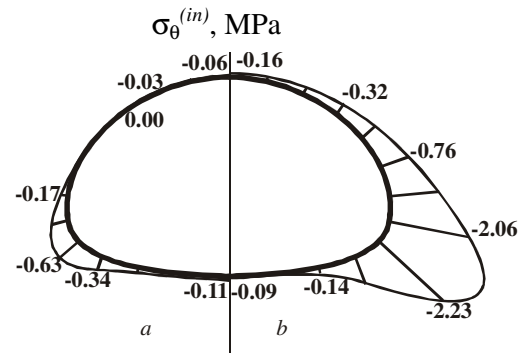


Figure 3 The designed diagrams of normal tangential stresses appearing along the lining's internal outline

CONCLUSION

In conclusion we can mark that the new method proposed is a further development of existing analytical methods which are widely applying in practical aims in Russia at present time. This method gives the possibility to take into account either deep or shallow tunnel lining with a variable thickness having arbitrary cross-section on the base of a common methodology.

ACKNOWLEDGEMENT

The work has been carried out within the framework of the project supported by Council of Program on Russian State support of leading scientific schools N° IIII-1013.2003.5.

REFERENCES

- Fotieva N.N. & Sammal A.S. 1998: *Design of multi-layer linings of hydrotechnical tunnels*, Collection of Scientific Proceedings, Academy of Mining Science, Moscow, 83-88.
- Ivanov G.M. 1972. *Stress state of an isotropic elliptical plate weakened by elliptical openings*, Applied Mechanics, Vol. VIII, № 11, 82-87.
- Muskhelishvili N.I. 1966. *Some basic problems of the mathematical theory of elasticity*. Nauka, Moscow.

Study of parallel undersea or under-river tunnel linings stress state

N.N. Fotieva & I. Yu. Voronina

Department of Materials Mechanics Tula State University Tula Russia

ABSTRACT: Analytical method of designing parallel undersea and under-river circular tunnel linings under the action of the rocks own weight and the water pressure on the bottom including the case of water penetration into the bottom rock is described in this paper. Results of multivariant calculations illustrating dependencies of maximal stresses appearing in the linings of two parallel tunnels on main influencing factors are given.

1 INTRODUCTION

One of basic features of the design of undersea and under-river tunnel linings is the necessity to take into account the action of the water pressure uniformly distributed on the bottom surface and the possible water penetration into the bottom rock surrounding the tunnels.

With this aim an analytical method of designing undersea and under-river tunnel linings of a circular cross-section shape under the action of the bottom rocks own weight, water pressure on the bottom or pressure of water penetrating through the bottom rocks was developed by Fotieva & Bulychyev (1997). The method is based on mathematical modelling the interaction of the tunnel lining with the surrounding rock mass undergoing the pressure of water covering the bottom or with the water bearing rock mass (in the case of water penetration into the bottom rock) having an initial stress field caused by the rock own weight and by the whole water head counted off from the tunnel axis. Further that method was generalized for designing multi-layer linings of undersea and under-river tunnels (Fotieva & Bulychyev 2000) and for designing linings of several parallel circular undersea and under-river tunnels (Fotieva et al. 2003). The latest method is applied in the paper presented for investigations of the linings stress state depending on main influencing factors.

The method is based on consideration of tunnel linings and the surrounding rock mass as elements of a united deformable system and on the analytical solution of the corresponding elasticity theory plane problem for a semi-infinite linearly deformable medium simulating the bottom rock mass weakened by an arbitrary number of arbitrary located circular

openings of different radii supported by rings of different thickness simulating the tunnel linings.

2 DESCRIPTION of the DESIGN METHOD

The design scheme is given in Figure 1.

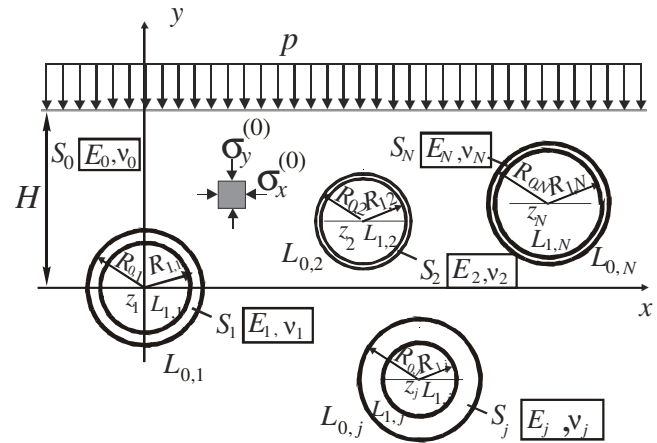


Figure 1 The design scheme

As it follows from the works mentioned above both of problems - if the bottom rock mass is considered as non penetrated by water (case 1) and if the bottom rocks are water bearing once (case 2) may be solved as a single problem for the medium having the initial stresses expressed by formulae:

$$\sigma_x^{(0)} = -[\lambda' \gamma' (H - y) + \gamma_w H_w] \quad (1)$$

$$\sigma_y^{(0)} = -[\gamma' (H - y) + \gamma_w H_w], \quad (2)$$

where H_w = depth of sea or river, γ_w = water unit weight, H = depth of the left tunnel,

$$\gamma' = \gamma, \lambda' = \lambda \text{ in case 1} \quad (3)$$

$$\gamma' = \gamma^* + \gamma_w, \lambda' = \lambda + (1 - \lambda) \frac{\gamma_w}{\gamma} \text{ in case 2} \quad (4)$$

Here γ = rock unit weight, γ^* = bearing water rock unit weight, λ = lateral pressure coefficient in an intact rock mass.

The problem has been solved with the application of the complex variable analytic functions theory (Muskhelishvili 1966) using the analytical continuation of complex potentials regular in the lower semi-plane out of the openings into the upper semi-plane across the straight boundary (Aramanovich 1955), apparatus of complex series and modified iteration process described by Fotieva, Bulychiev & Sammal (1996) in every approximation of which a closed solution of the problem for a single ring supporting an opening in a whole plane is applied at the boundary conditions including some additional members reflecting the influence of the straight boundary of the semi-plane and the other supported openings.

The solution of the problem has been verified by evaluation of accuracy of satisfaction of the boundary conditions depending on number n of members kept in the series. It was obtained that at $n = 20$ inaccuracy is not more than 3%. In particular case of a single tunnel the results strongly coincide with the data obtained by Fotieva & Bulychiev (1997).

A sequence of the N tunnels construction may be approximately taken into account by considering several problems the design schemes of which include an increasing number of tunnels correspondingly to the construction stage (Fotieva & Kozlov 1992) and by introducing the certain correcting coefficients α_j^* ($j=1, \dots, N$) into the solutions of the corresponding plane problems. The influence of time-dependent properties of rocks on the linings stress state may be taken into account on the basis of the linear hereditary creep theory applying the method of variable modules according to which characteristics of rocks deformability included in the elastic solution are represented as time functions (Amusin & Linkov 1974).

The safety factors of linings are determined by formulae:

$$k_s^{(j)} = \min \left(\frac{R_b^{(j)}}{|\sigma_{\theta \max}^{(j)(c)}|}, \frac{R_{bt}^{(j)}}{\sigma_{\theta \max}^{(j)(t)}} \right) (j=1, \dots, N) \quad (5)$$

where $\sigma_{\theta \max}^{(j)(c)}$, $\sigma_{\theta \max}^{(j)(t)}$ are maximal compressive (negative) and tensile (positive) circumferential stresses appearing on the linings internal outlines, $R_b^{(j)}$, $R_{bt}^{(j)}$ are resistances of the linings' materials to the compression and tension.

The method proposed has been realized by developing the corresponding computer program allowing the multivariant calculations to be fulfilled in practical purposes.

3 EXAMPLE of the DESIGN

The system of three parallel tunnels is considered in the rock mass not penetrated by water (case 1).

The input data assumed for the design are the following: $\lambda = 0.375$, $H_w = 30$ m, $\gamma_w = 0.01$ MN/m³, $\gamma = 0.02$ MN/m³, the deformation modulus of the rock is $E_0 = 500$ MPa, the Poisson's ratio is $\nu_0 = 0.27$; the deformation and strength characteristics of the linings materials (concrete) are $E_j = 27,000$ MPa, $\nu_j = 0.2$, $R_{bc}^{(j)} = 11.5$ MPa, $R_{bt}^{(j)} = 0.9$ MPa ($j=1, 2, 3$); the distances of the lining being constructed from the tunnel face are assumed to be $l_j = 1$ m ($j=1, 2, 3$). Numbers of tunnels corresponding the sequence of their construction, coordinates of the tunnel centers, depths of the tunnels, external and internal radii of linings are given in Table 1.

Table 1 Geometrical parameters of the tunnels complex

Numbers of Tunnels	Co-ordinates of centers, m		Tunnel depth, m	Radii, m	
	x	y		external	internal
1	0	0	25	4.5	4.0
2	20	0	25	4.5	4.0
3	10	-4	29	3.0	2.6

As a result of the design the following safety factors of the tunnel linings have been determined: for the first tunnel $k_s^{(1)} = 12.91, 11.27, 11.68, 6.14, 6.79$ on stages before the second tunnel driving, during the second tunnel driving, after the second tunnel supporting, during the third tunnel driving and after the third tunnel supporting correspondingly; for the second tunnel $k_s^{(2)} = 12.01, 6.22, 6.90$ before the third tunnel driving, during the third tunnel driving and

after the third tunnel supporting correspondingly; for the third tunnel $k_s^{(3)} = 11.31$.

Diagrams of normal tangential stresses $\sigma_{\theta}^{(in)}$, MPa appearing on the internal lining outlines of the first and second tunnels during the third tunnel driving (the most unfavourable stage) and of the third tunnel are given in Figure 2.

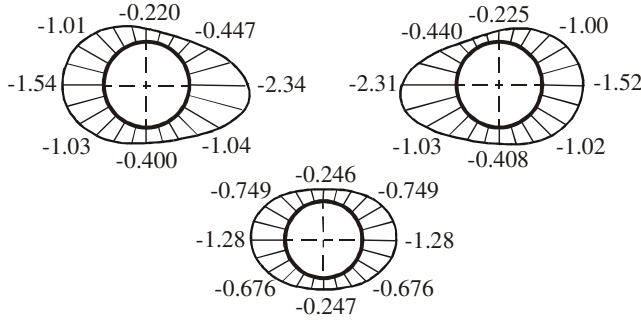


Figure 2 Diagrams of stresses $\sigma_{\theta}^{(in)}$, MPa in the linings

4 DEPENDENCIES of STRESSES in LININGS on MAIN INFLUENCING FACTORS

For investigation of dependencies of linings stress state on main influencing factors the two parallel tunnels are considered.

The design scheme is given in Figure 3.

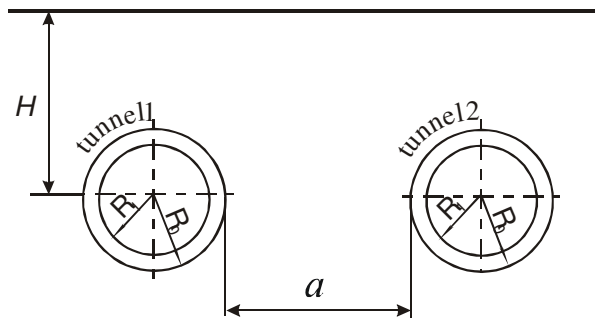


Figure 3 The design scheme of twin tunnels

The example given below has been calculated taking the water penetration into account at the following input data: $\gamma = 0.02 \text{ MN/m}^3$, $\gamma_w = 0.01 \text{ MN/m}^3$, $\gamma^* = 0.017 \text{ MN/m}^3$, $R_0 = 4.0 \text{ m}$, $R_1 = 3.6 \text{ m}$, $a = 2 \text{ m}$, $v_0 = 0.3$, $v_1 = 0.2$, $\lambda = 0.43$, $H = 8 \text{ m}$, $H_w = 40 \text{ m}$, $E_0 = 1500 \text{ MPa}$, $E_1 = 30,000 \text{ MPa}$.

Diagrams of circumferential stresses appearing on the linings internal outlines are given in Figure 4

by solid lines. The same stresses in every lining calculated without taking the mutual influence of tunnels into account are shown by dash lines for comparison (values are given in parentheses).

Dependencies of maximal compressive (negative) stresses along the lining internal outlines $\sigma_{\theta \max}^{(in)} / \alpha^*$ on the relative thickness of the overburden H'/R_0 (where $H' = H - R_0$) obtained at $a/R_0 = 1$, $\beta = E_0/E_1 = 0.05$ (soft rock) and $\beta = 0.8$ (hard rock) are shown in Figures 5, 6 where curves 1, 2, 3 correspond to the relative values of $H_w/R_0 = 1.5, 10, 30$.

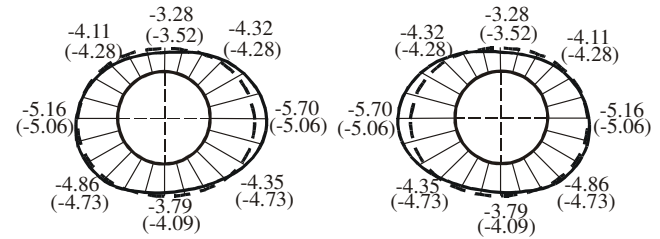


Figure 4 Diagrams of circumferential stresses along internal lining outlines

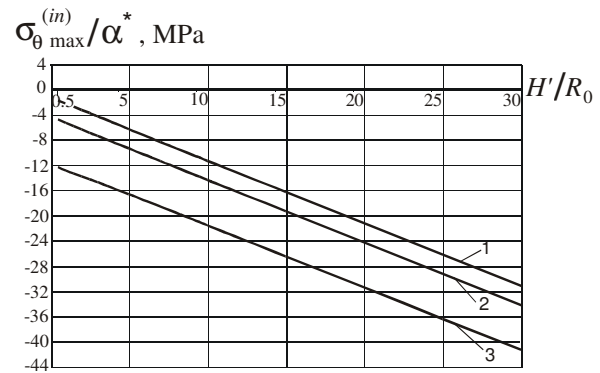


Figure 5 Dependencies of $\sigma_{\theta \max}^{(in)} / \alpha^*$ on the relative thickness of the overburden at $\beta = 0.05$

From Figures 5, 6 one can see that these dependencies have practically linear character.

Dependencies of $\sigma_{\theta \max}^{(in)} / \alpha^*$ on the relative length a/R_0 of the pillar between tunnels at the relative thickness of the overburden $H'/R_0 = 5$ and values of $\beta = 0.05, 0.8$ are given in Figures 7, 8 correspondingly. The sense of curves 1, 2, 3 is the same as in Figures 5, 6.

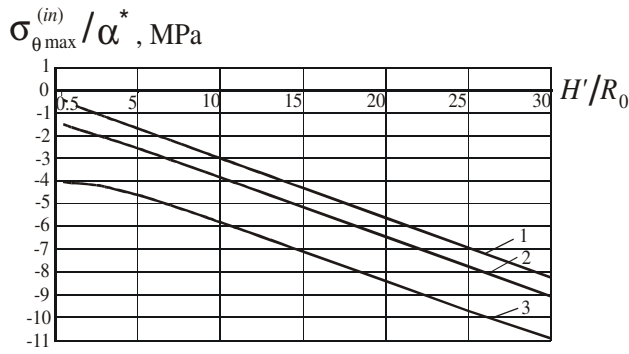


Figure 6 Dependencies of $\sigma_{\theta \max}^{(in)} / \alpha^*$ on the relative thickness of the overburden at $\beta = 0.8$

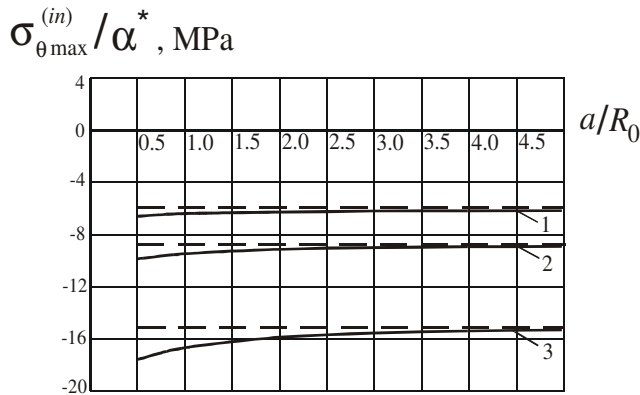


Figure 7 Dependencies of $\sigma_{\theta \max}^{(in)} / \alpha^*$ on the relative length of pillar at $\beta = 0.05$

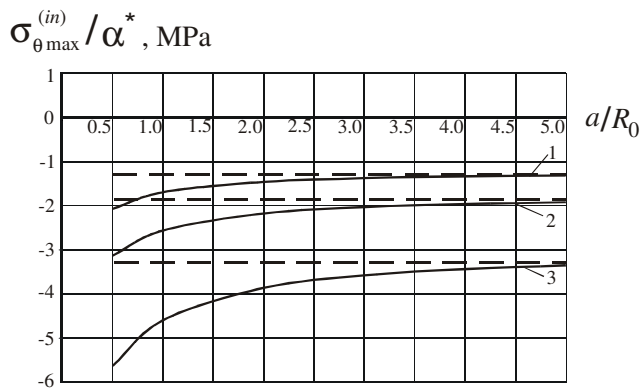


Figure 8 Dependencies of $\sigma_{\theta \max}^{(in)} / \alpha^*$ on the relative length of pillar at $\beta = 0.8$

As one can see from Figures 7, 8 maximal (by their absolute) stresses decrease with the increasing of the length of pillar and asymptotically turn to the ones appearing in the lining of a single tunnel shown by dash lines.

Dependencies of normal tangential stresses $\sigma_{\theta \max}^{(in)} / \alpha^*$ on the deformation modules relation $\beta = E_0 / E_1$ at relative length of the pillar between tunnels $a/R_0 = 1$ and relative thickness of the overburden $H'/R_0 = 5$ are given in Figure 9.

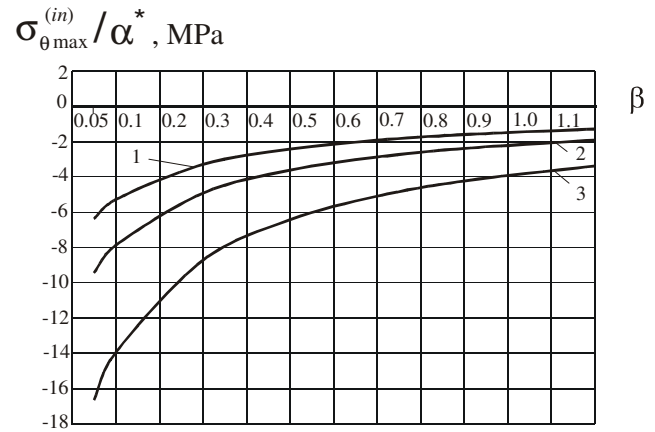


Figure 9 Dependencies of stresses $\sigma_{\theta \max}^{(in)} / \alpha^*$ on the relation $\beta = E_0 / E_1$

Similar investigations have been carried out for the same tunnels the centers of which are located on the vertical straight line. The input data were the same as in the example above but the depth of the second tunnel was $H = 18$ m.

Diagrams of circumferential stresses along the linings internal outlines are shown in Figure 10 by solid lines; stresses calculated for each of tunnel considered as a single one are given by dash lines.

Dependencies of maximal circumferential stresses appearing along the internal linings outlines on the relative thickness of the overburden are practically linear for both of tunnels as in the previous cases. Dependencies of stresses $\sigma_{\theta \max}^{(in)} / \alpha^*$ on the relation $\beta = E_0 / E_1$ have also the same character as in examples considered above. But there is a substantial difference in dependencies of maximal stresses on relative length of the pillar a/R_0 especially in the second lining. It may be explained by an increase of stresses in the second lining due to increasing of its depth and by the fact that a mutual influence between tunnels with centres located on the vertical line results in the decrease of stresses in points of a horizontal diameter where stresses are maximal by their absolute. This is why these stresses increase with the increasing of a/R_0 .

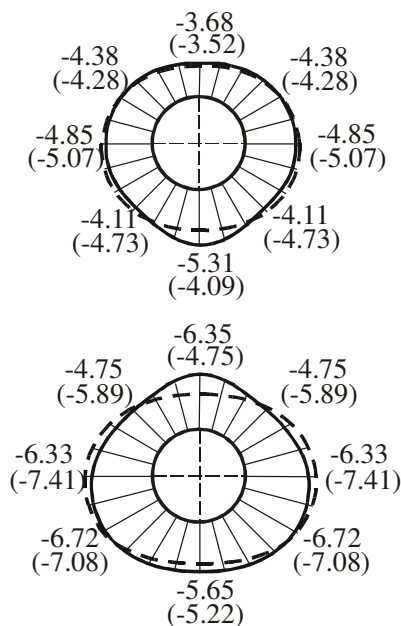


Figure 10 Diagrams of stresses $\sigma_{\theta}^{(in)} / \alpha^*$

Similar dependencies of stresses on the main influencing factors have been also investigated without taking the penetration of water into the rock mass into account (case 1). The comparison of results shows that stresses in case 1 are substantially less than the ones obtained for tunnels in water bearing rocks of the bottom.

5 CONCLUSION

The design method proposed and the corresponding computer program allow the stress state of arbitrary located parallel circular undersea and under-river tunnel linings to be determined taking the sequence of the tunnel driving and the influence of rheological properties of the bottom rock (in the framework of the linear hereditary creep theory) into account.

The influence of the sequence of the tunnel driving was illustrated in Figure 2 where the difference between stresses appearing in the linings of the first and second tunnels during the third tunnel driving is explained by the assumption that the second tunnel was driven after the first tunnel construction. This resulted in different safety factors $k_s^{(1)} = 6.14$ and $k_s^{(2)} = 6.22$ on the stage considered. It is necessary to mark that the influence of this feature will substantially increase with the decrease of the distance between tunnels.

The method gives also the opportunity to calculate the multiple undersea and under-river tunnel linings both in the rock mass non penetrated by water

and in the water bearing bottom rocks. The results of calculations show that in the second case stresses in the linings exceed the ones obtained without taking the water penetration into the bottom rocks.

The method may be generalized for the design of undersea and under-river tunnel linings of an arbitrary cross-section shape.

ACKNOWLEDGEMENTS

The work presented is supported by grant of Ministry of Education of RF № TO2-12.1-483 and by grant № HIII-1013.2003.5 of Council on state support of leading scientific schools of RF. This support is gratefully acknowledged.

REFERENCES

- Amusin B.Z. & Linkov A.M. 1974. Applying the method of variable modules for solving the one class of problems of the linear hereditary creep theory. *News of AN USSR, Solid Body Mechanics*, № 6: 162-166.
- Aramanovich I.G. 1955. Distribution of stresses in an elastic semi-plane weakened by a supported circular opening. *Reports of AN USSR*, issue 104, № 3: 372-375.
- Bulychev N.S. 2002. On designing tunnel linings in very soft soils. *Problems of Underground Construction. Proceedings of International Conference*, Tula, Russia: 35-37.
- Fotieva N.N. & Kozlov A.N. 1992. *Designing the support of parallel openings in seismic areas*. Moscow, Nedra.
- Fotieva N.N., Bulychev N.S. & Sammal A.S. 1996. Design of shallow tunnel linings. *Proceedings of ISRM International Symposium*, Torino, Italy: 654-661.
- Fotieva N.N. & Bulychev N.S. 1997. Design of undersea and under-river tunnel linings. *ARMS'97 Proceedings of the 1st Asian Rock Mechanics Symposium*, volume 1, Seoul, Korea. Rotterdam: Balkema: 211-215.
- Fotieva N.N. & Bulychev N.S. 2000. Design of under-river tunnel multi-layer linings. *Geocology and Computers. Proceedings of the third International Conference on advances of computer methods in geotechnical and geoenvironmental engineering, 1-4 February 2000*. Rotterdam: Balkema: 109-111.
- Fotieva N.N., Bulychev N.S., Sammal A.S. & Voronina I.Yu. 2003. Design of parallel mutually influencing undersea and under-river tunnel linings. *Proceedings of the ITA World Tunnel Congress 2003*, Volume 2, Amsterdam, the Netherlands: 1123-1125.
- Muskhelishvili N.I. 1966. *Some Basic Problems of Mathematical Elasticity Theory*. Moscow, Nauka.

İstanbul Metrosu tünel kazılarında kullanılan hidrolik kırıcıların verimliliğinin incelenmesi

Investigation of hydraulic crushers' performances used in İstanbul Metro excavations

A. Kahriman, A. Karadoğan, U.G. Akkaya, G. Tuncer, İ. Karamustafa & M. Aksoy
İstanbul Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Maden Mühendisliği Bölümü 34850 Avcılar İstanbul

ÖZET: Bu çalışma kapsamında; İstanbul Metrosu Taksim-Yenikapı hattı tünel kazılarında kullanılan hidrolik kırıcının verimliliği incelenmiştir. Bu amaçla, ağırlıkları birbirinden farklı iki adet hidrolik kırıcı kullanılarak yapılan kazı çalışmalarında, hidrolik kırıcıların verimlilik etütleri; tünel çalışmalarındaki tüm faaliyetlerin ele alındığı ortalama saatlik kazı ve sadece kırım faaliyetlerinin ele alındığı ortalama saatlik kazı açısından incelenmiştir. İstanbul Metrosu Taksim-Yenikapı hattı tünellerinde çalışma süresince ilerleme yapılan güzergahta bulunan kumtaşı, silttaşı, kiltası ve çamurtaşı birimleri ile bunların ardalanmasından oluşan kaya birimlerinin sağlamlık dereceleri, RMR kaya sınıflama sistemi kullanılarak belirlenmiştir. Söz konusu tünellerde Yeni Avusturya tünel açma yöntemi uygulandığı için, yukarıda belirtilen ilerleme ve kazı hacimleri üstyarı ve altıyırı kazıları için ayrı ayrı hesaplanmıştır. Yapılan ölçümler ve değerlendirmeler sonucu toplamdaki ortalama saatlik üstyarı ve altıyırı kazı hacimleri esas alınan en düşük değerin altına hiç düşmemiştir.

ABSTRACT: In this study, the performance of the hydraulic hammers used during the tunnel excavation of the Taksim-Yenikapı line of İstanbul subway has been investigated. It is aimed that the performances of two hydraulic hammers having different weights have been studied in terms of average excavation rate per hour including all operations and average excavation rate per hour including just rock breakage. The formations encountered during tunneling have been identified as sandstone, siltstone, clay stone and mudstone, and they have been rated by using RMR system. Advance rate and rock volume for head and bottom excavation have been calculated separately because of the fact that the tunnel has been driven by applying New Australian Tunneling Method (NATM). As a result of measurements made and evaluations, it is seen that average rock volume for head and bottom excavation was not lower than the minimum level taken as base value.

1 GİRİŞ

Madencilik ve inşaat sektöründe yeraltı yapılarının önemi teknolojik gelişmelere paralel olarak gün geçtikçe artmaktadır. Günümüzde metrolar, yalnızca kentsel ulaşım sistemleri olarak değerlendirilmemektedir. Yenilenen ve gelişen şehircilik kavramları arasında metro artık bir yaşam biçimidir. Amacı, kent insanını bir yere ulaştırmak değil, büyük kent hayatını yaşanabilir kılmaktır. Burada temel hedef, kentlinin zaman ve yarar değerlerini en üst düzeye çıkarmak, onu rahat ve huzurlu bir ortamda, güvenli ve düzenli koşullarda kentsel öğelerle ilişkili kılmaktır, uygarca yaşatmaktır (Vardar 1994).

Bilindiği üzere; İstanbul'da ulaşım günümüze kadar tamamen lastik tekerlekli araçlar üzerine oturtulmuş ve teşvik edilmiş, İstanbul ulaşım sistemi bugünkü kötü durumuna gelmiştir.

İstanbul'daki ulaşım sorununu ortadan kaldırmak amacıyla inşası yapılan İstanbul Metrosunda tüneller, bilinen tünel açma yöntemlerine göre açılmaktadır. Bu tünel açma yöntemleri genel olarak iki grupta incelenmektedir. Bunlardan birincisi; kayada tünel açma, ikincisi ise; zeminde tünel açma yöntemidir (Taşlıca 1984).

İstanbul Metrosu tünellerinin büyük bir çoğunluğu kayada açılmaktadır ve yüklenici firma tarafından ilk yatırım maliyetinin de düşük olmasından ötürü kazı hidrolik kırıcılarla gerçekleştirilmektedir.

Hidrolik kırıcılar maden ve inşaat mühendisliğinin uğraşı alanı içerisindeki pek çok işte kullanılmaktadır. Modern hidrolik kırıcılarının yapısı oldukça basittir. Serbestçe hareket eden piston darbe enerjisini çok kısa sürede gerekli hacimdeki yağı sağlayan bir akümülatörden almaktadır. Bu akümülatör devamlı olarak hidrolik pompa

yardımıyla şarj edilmektedir (Bilgin 1989). Delme-patlatma ve roadheader kazısına göre, hidrolik kırıcıların ilk yatırım maliyetlerinin daha düşük olması, daha az işçiye ihtiyaç duyması ve daha hızlı olmasından dolayı, ayrıca da TBM'e göre değişik kazı ortamlarına daha hızlı uyum göstermesi ve hareketliliğinin fazla olması nedenleriyle çeşitli üstünlüklere sahiptirler (Nelson vd. 1993).

Bu bildiri kapsamında Yeni Avusturya tünel açma metodu ile açılan İstanbul Metrosu tünellerinde kullanılan hidrolik kırıcıların verimliliği etüt edilmiştir. Karbonifer yaşlı Trakya Formasyonu'nun üç farklı ortamında, ağırlıkları birbirinden farklı iki hidrolik kırıcı ile yapılan çalışmalarda kazı işlemine iki farklı açıdan bakılmıştır. Bunlardan birincisi tünel çalışmalarındaki tüm faaliyetlerin ele alındığı ortalama saatlik kazı, ikincisi ise; sadece kırım faaliyetlerinin ele alındığı ortalama saatlik kazı olmuştur.

2 ÇALIŞMANIN AMACI

Bu çalışmada; İstanbul Metrosu Taksim-Yenikapı arasında gerçekleştirilen ana hat tünelleri (Hat-1 ve Hat-2) kazısının 290 m'lik kısmında karşılaşılan üç farklı kaya ortamında elde edilmiş veriler ışığında hidrolik kırıcılar ile kazı yapılacak bir tünelde makine ve makineye uygun kırıcı seçiminde hangi değişkenler ve unsurların ele alınması gerektiği konusuna katkı sağlanması düşünülmüştür.

3 ÇALIŞMA SAHASI ve JEOLJİSİ

Metro güzergahının genel jeolojik yapısını, Karbonifer yaşlı Trakya Formasyonu oluşturmaktadır. Bu birim genel olarak kumtaşı, silttaşı, kiltası ve çamurtaşı birimleri ile bunların ardalanmasından oluşmaktadır. Kalınlığı 600-1700 m arasında değişmektedir.

Avrupa yakasının geniş alanlarında yüzeyleyen ve İstanbul Palaeozoik'inin en üst kesimini oluşturan Trakya Formasyonu, kireçtaşı mercekli fosfat yumruları içeren çört tabakaları ile başlamaktadır. Bunların üstüne doğru kumtaşı, türbiditik kumtaşı ve çamurtaşlarından oluşan-ince kırıntılı-bir istif şeklinde gelişir. Trakya Formasyonu Karbonifer yaşlı bir birim olup, en az iki zamanda ve doğrultuda yanal tektonik kuvvetlerin etkisinde kalan bir formasyondur (Köksal 1999).

Trakya Formasyonu, bütün Palaeozoik istif aşırı kıvrımlı-kırıklı ve faylı tektonik yapı ile tektonik dokanaklarla sınırlı litolojik ilişkilendirilmesi

yapılamayan bir yapı kazanmıştır. Açık gri, kirli sarı, sarı-kahverengi ve açık yeşil renklidir. Ayrıca Trakya Formasyonu içerisinde, Üst-Kretase volkanizması ile ilişkilendirilen volkanik sokulumlar görülür. Trakya Formasyonu magmatik sokulumları hariç bölümlerinde, genel olarak tünel açımına elverişli bir kaya kalitesi sergiler.

1998-1999 Anadolu Metro Ortaklığı'nın yaptığı sondajlara göre Km 4+550 - 7+000 arası Hat-1 tünelinin keseceği toplam ortam, jeoloji formasyonları ve kaya-zemin adları aşağıda verilmektedir:

KAZI	• 1475 m Kaya
ORTAMI	• 650 m Zemin
	• 325 m Kaya-Zemin geçişi

3.1 İstanbul Metrosu tünel kazıları

İstanbul Metrosu Taksim – Yenikapı hattı ana hat tünelleri (Hat-1 ve Hat-2) kazısı, Yeni Avusturya tünel açma yöntemi ile yapılmaktadır. Tünellerde kazı işlemi iki aşamada gerçekleştirilmektedir. İlk aşama, belirlenen bölümde tünel kesitinin üst yarısının kazılmasıdır. Kayacın yapısı ve oluşan deformasyonlara göre belirli bir üstaryı ilerlemesi gerçekleştirildikten sonra, ikinci aşama, belirlenen tünel kesitinin altıyırı kazısıdır. Söz konusu tünellerde bu şekilde gerçekleştirilen kazı işlemleri hidrolik kırıcılarla yapılmaktadır (Karamustafa 2002).

3.2 Kazılarda kullanılan kırıcılar hakkında bilgiler ve karşılaşılan sorunlar

İstanbul Metrosu tünellerinde kazı işlemi; jeomekanik kaya sınıflama sistemine göre “orta kaya” olarak adlandırılan bölgede Liebherr marka ekskavatör ve “iyi kaya” olarak adlandırılan birimde ise Daewoo marka ekskavatör tarafından yapılmaktadır. Kırıcılardan 750 kg olan Liebherr marka ekskavatöre, 900 kg olan da Daewoo marka ekskavatöre monte edilmiştir. Her ikisi de Krupp firması tarafından üretilmiş kırıcılardır. Üstlenici müteahhit firma tarafından ekskavatör operatörlerinin bu tip makineleri kullanma konusunda deneyim sahibi olduğu ifade edilmiştir. 750 kg'lık kırıcının; orta kaya olarak isimlendirilen bölgede, 900 kg'lık olan kırıcının ise; iyi kaya olarak adlandırılan bölgede kullanılması tercih edilmiştir. Bu tip bir seçim yapılırken ekskavatörlerin kapasitesine ve çalışılan bölgenin kaya özelliklerine bakılarak karar verilmiş olduğu müteahhit firma

tarafından ifade edilmiştir. Kazılarda kullanılan kırıcıların teknik özellikleri Çizelge 1’de verilmektedir.

Çizelge 1 Kullanılan kırıcıların teknik özellikleri

Marka	Tabanca Ağırlığı (Kg)	Darbe Enerjisi (J)	Darbe Sayısı (darbe/dak)	Çalışma Basıncı (MPa)	Yağ Debisi (l/dak)
KRUPP	750	1500	390-580	12.7 14.7	100-120
KRUPP	900	1700	400-500	15.7-17.7	100-140

Hidrolik kırıcı takılı ekskavatör ile tünel kazmanın iki önemli zorluğu gözlenmiştir. Bunlar doğrudan makinenin kendisinden kaynaklanmaktadır. Bunlar ekskavatörden kaynaklanan zorluk ve hidrolik kırıcıdan kaynaklanan zorluk olarak ifade edilebilir. Kazı adımı (bir turda açılan tünel uzunluğu) bir metreden fazla olduğu zaman, kazı esnasında çıkan pasa makine ile ayna önünde bir yığıntı oluşturmaktadır. Oluşan bu yığıntı doğal olarak bir hacim işgal etmektedir. Bu hacim (yer) işgali, zorunlu olarak makine ile kazılacak ayna arasında bir yaklaşma mesafesine sebep olmaktadır. Bu yaklaşma mesafesinin uzunluğu ekskavatörün verimini doğrudan etkilemektedir. Bunun nedeni mesafe uzadıkça makine kolunun kazı yapılacak bölgeye erişmesi zorlaşmakta ve/veya ulaşsa bile kol yeni pozisyonda makineden yeterli gücü alamamaktadır. Bu durumda çoğunlukla kazı bitirilemeden ekskavatör aynadan çekilmekte, biriken pasa boşaltılmakta ve kazıya ikinci defa başlanmaktadır ki, bu da kazı süresinin uzamasına sebep olmaktadır.

İkinci zorluk ise; hidrolik kırıcılardan kaynaklanmaktadır. Kırıcıların kırım yapılacak yüzeye 90° (dik) açıyla darbe yapması gerektiği halde bu durum hiçbir zaman sağlanamamaktadır. Bu durumda hem kazı verimi düşmekte, hem de kırıcı çok sık arıza oluşturmaktadır.

Hidrolik kırıcı ile kazıda, kırıcının çalışması gereken konum ve açıda çalıştırılmaması, bu kazı türünün en büyük sakıncası olarak görülmektedir. Gerek kazı süresinin uzaması gerekse makinede arızaların meydana gelmesinin en büyük sebebinin bu olduğu görülmektedir (Sonuç vd. 1994).

4 ARAŞTIRMADA UYGULANAN YÖNTEM

Bu çalışmada, İstanbul Metrosu Taksim–Yenikapı hattı ana hat tünellerinde (Hat-1 ve Hat-2) alt karbonifer yaşlı Trakya Formasyonu içinde yapılan kazılarda kullanılan hidrolik kırıcıların verimliliklerinin etüt edilmesi amacıyla, Hat-1 tüneline toplam 108.8 m, Hat-2 tüneline ise toplam 181.6 m’lik kısımda üstyarı ve altıyırı kazıları için, kazı süreleri, ilerleme miktarları ve kazı alanları ölçülmüş ve tünel güzergahları boyunca kaya tanımlamaları, RMR kaya sınıflama sistemine göre yapılmıştır.

Kazı sürelerinin ölçümü yapılırken, kazıda meydana gelen gecikmeler (operatör bekleme, makinenin hararet yapması, mazotun bitmesi vb.) ile tünel içerisindeki birtakım organizasyon bozukluklarından kaynaklanan gecikmeler ve makinede oluşabilecek arızalar ihmal edilmiştir.

İstanbul Metrosu tünel kazıları ve destekleme çalışmalarının tüm üstyarı ve altıyırı faaliyetleri Çizelge 2’de gösterilmiştir. Çizelge 2’de belirtildiği gibi, tünellerde 10 adet üstyarı ve 5 adet altıyırı faaliyetleri göz önünde bulundurulmuş ve yapılan tüm çalışmalara bir faaliyet numarası verilmiştir. Bundan sonraki bölümlerde bahsi geçen faaliyetler, numaraları ile belirtilmiştir.

Çizelge 2 Üstyarı ve Altıyırı kazı faaliyetleri

Üstyarı Kazı Faaliyetleri	
Faaliyet No	Faaliyet Adı
1	Hidrolik kırıcı ile kazı
2	Yükleyici+kamyon ile oluşan pasanın alınması
3	Tarama ve ayakların çekilmesi
4	Birinci kat çelik hasır montajı
5	İksa montajı
6	Birinci kat püskürtme beton
7	İkinci kat çelik hasır montajı
8	İkinci kat püskürtme beton
9	Kaya saplama işlemleri (Delme+enjeksiyon+çakma)
10	Sürgü çubuğu işlemleri (Delme+enjeksiyon+çakma)
Altıyırı Kazı Faaliyetleri	
Faaliyet No	Faaliyet Adı
1	Hidrolik kırıcı ile kazı
2	Yükleyici+kamyon ile oluşan pasanın alınması
3	Birinci kat çelik hasır montajı
4	İkinci kat çelik hasır montajı
5	Püskürtme beton

Çalışma kapsamında tünel güzergahları boyunca farklı RMR değerinde olan kaya birimlerinde

yapılan kazılar sırasında yapılan ölçümler sonucunda, hidrolik kırıcılarla yapılan saatlik kazı miktarları; tüm faaliyetlerin ele alındığı ortalama saatlik kazı ve sadece hidrolik kırıcılarla yapılan kazı faaliyetinin ele alındığı ortalama saatlik kazı olarak ayrılmış ve hesaplanmıştır. Tünellerde kazı işlemi devam ederken, diğer faaliyetlerde meydana gelen bir aksaklık veya gecikme, ortalama saatlik kazının değişmesine sebep olmaktadır. Bu yüzden, tüm faaliyetlerin ele alındığı ortalama saatlik kazı hacmi önem kazanmaktadır.

5 ÇALIŞMA KAPSAMINDA YAPILAN ÖLÇÜMLER

Hesaplamalar yapılırken kullanılan değişkenler, bu değişkenlerin anlamları ve birbiriyle olan ilişkileri belirlenmiş ve aşağıda verilmiştir. Buna göre,

$$H_T = L_T \times S_* \quad (1)$$

H_T : Toplam kazı hacmi (m³)

L_T : Toplam ilerleme (m)

S_* : Kazı alanı (m²)

$$h = l \times S_* \quad (2)$$

h : Ayna kazısı hacmi (m³)

l : Bir iksalık ilerleme (m)

$$K_o = (H_T/T_K) \times (1/24) \quad (3)$$

K_o : Toplamdaki ortalama saatlik kazı (m³/saat)

T_K : Toplam kazı süresi (gün)

$$k_o = (h/t_{ak}) \times 60 \quad (4)$$

k_o : Ortalama saatlik kazı hacmi (m³/saat)

t_{ak} : Ayna kazısının ortalama süresi (dakika)

5.1 Hat-1 tüneli kazısı

Bu çalışmada, İstanbul Metrosu Taksim – Yenikapı hattı Hat-1 tüneli 5 + 576⁶⁰ – 5 + 467⁸⁰ km'leri arasında toplam 108.8 m'lik kısımda, hidrolik kırıcı ile yapılan üstyarı ve altıyırı kazılarında gerekli ölçümler yapılmıştır. Yapılan bu ölçüm ve hesaplamalar üstyarı kazıları için Çizelge 3 ve altıyırı kazıları için de Çizelge 4'de verilmiştir (Karamustafa 2002).

Çizelge 3 Hat1 üstyarı saatlik kazı miktarları

Kaya Birimi: Kumtaşı – Kilitaşı Ardalanması				
Jeolojik Formasyon: Alt Karbonifer Yaşlı Trakya Formasyonu				
Tünel Km.'si: 5+576 ⁶⁰ – 5+467 ⁸⁰ (Üstyarı)				
Kazı Alanı: 28.7856 m ²				
Ekskavatör Markası: LIEBHERR				
Tabanca Ağırlığı: 750 kg				
Tüm faaliyetlerin ele alındığı ortalama saatlik kazı				
RMR	L _{top} (m)	V m ³	T _{top} gün	k _{ok} m ³ /saat
34-45 Orta Kaya	15.8	454.81	11	1.723
40-45 Orta Kaya	24.0	690.85	13	2.214
43-45 Orta Kaya	23.0	662.07	12	2.299
42-45 Orta Kaya	22.0	633.28	11	2.399
43-45 Orta Kaya	24.0	690.86	12	2.399
Sadece kırım faaliyetin ele alındığı ortalama saatlik kazı				
34-45 Orta Kaya	1.00	28.79	98	17.624
40-45 Orta Kaya	1.00	28.79	110	15.701
43-45 Orta Kaya	1.00	28.79	127	13.600
42-45 Orta Kaya	1.00	28.79	116	14.889
43-45 Orta Kaya	1.00	28.79	120	14.393

Çizelge 4 Hat1 altıyırı saatlik kazı miktarları

Kaya Birimi: Kumtaşı – Kilitaşı Ardalanması				
Jeolojik Formasyon: Alt Karbonifer Yaşlı Trakya Formasyonu				
Tünel Km.'si: 5+576 ⁶⁰ – 5+473 ⁰⁰ (Altıyırı)				
Kazı Alanı: 8.0610 m ²				
Ekskavatör Markası: LIEBHERR				
Tabanca Ağırlığı: 750 kg				
Tüm faaliyetlerin ele alındığı ortalama saatlik kazı				
RMR	L _{top} (m)	V m ³	T _{top} gün	k _{ok} m ³ /saat
34-45 Orta Kaya	14.8	119.30	2	2.485
40-45 Orta Kaya	22.2	178.96	3	2.485
43-45 Orta Kaya	25.9	208.78	3	2.900
42-45 Orta Kaya	18.5	149.13	2	3.107
43-45 Orta Kaya	22.2	178.95	3	2.485
Sadece kırım faaliyetin ele alındığı ortalama saatlik kazı				
34-45 Orta Kaya	3.70	29.83	245	7.304
40-45 Orta Kaya	3.70	29.83	228	7.849
43-45 Orta Kaya	3.70	29.83	235	7.615
42-45 Orta Kaya	3.70	29.83	223	8.025
43-45 Orta Kaya	3.70	29.83	230	7.781

5.2 Hat-2 tünel kazısı

Hat 2 tüneline 5+693⁴⁰ – 6+066⁰⁰ km'leri arasında Daewoo marka hidrolik kırıcı çalışmasından alınan ölçümler üstyarı ve altıyarı kazısı için Çizelge 5 ve Çizelge 6'da sırasıyla verilmiştir. Ayrıca, Hat 2 tüneline 5+494⁰⁰ – 5+416³⁰ km'leri arasında Liebherr marka hidrolik kırıcı çalışmasından alınan ölçümler üstyarı ve altıyarı kazısı için Çizelge 7 ve Çizelge 8'de sırasıyla verilmiştir.

Çizelge 5. Hat 2 üstyarı saatlik kazı miktarları

Kaya Birimi: Kumtaşı – Kilitaşı Ardalanması				
Jeolojik Formasyon: Alt Karbonifer Yaşlı Trakya Formasyonu				
Tünel Km.'si: 5+963 ⁴⁰ – 6+066 ⁰⁰ (Üstyarı)				
Kazı Alanı: 28.7856 m ²				
Ekskavatör Markası: DAEWOO				
Tabanca Ağırlığı: 900 kg				
Tüm faaliyetlerin ele alındığı ortalama saatlik kazı				
RMR	L _{top} (m)	V (m ³)	T _{top} (gün)	k _{OK} (m ³ /s)
72-82 İyi Kaya	36.2	1042.04	20	2.171
67-72 İyi Kaya	25.6	736.91	14	2.193
67-77 İyi Kaya	26.4	759.94	15	2.111
67-72 İyi Kaya	14.4	414.51	10	1.727
Sadece kırım faaliyetin ele alındığı ortalama saatlik kazı				
72-82 İyi Kaya	1.20	34.543	178	11.644
67-72 İyi Kaya	1.20	34.543	163	12.715
67-77 İyi Kaya	1.20	34.543	165	12.561
67-72 İyi Kaya	1.20	34.543	156	13.286

6 ÖLÇÜMLERİN DEĞERLENDİRİLMESİ

Hat 1 ve Hat 2 Tünelleri üstyarı kazısı için yapılan ölçümler grafiksel olarak Şekil 1'de verilmektedir. Birinci hatta toplamdaki ortalama saatlik üstyarı kazı hacminin en az değeri 1.723 m³/saat en yüksek değeri 2.399 m³/saat tir. İkinci hatta ise toplamdaki ortalama saatlik üstyarı kazı hacminin en az değeri 1.727 m³/saat en yüksek değeri 2.177 m³/saat tir.

Daha önceden yapılan İstanbul Metrosu Taksim-4.Levent arasının inşası sırasında Gültepe tünellerinde yapılan kazılardan elde edilen sonuçlar, en düşük ve en yüksek temel değerler olarak kabul edilmiştir (Karamustafa 2002).

Çizelge 6 Hat 2 altıyarı saatlik kazı miktarları

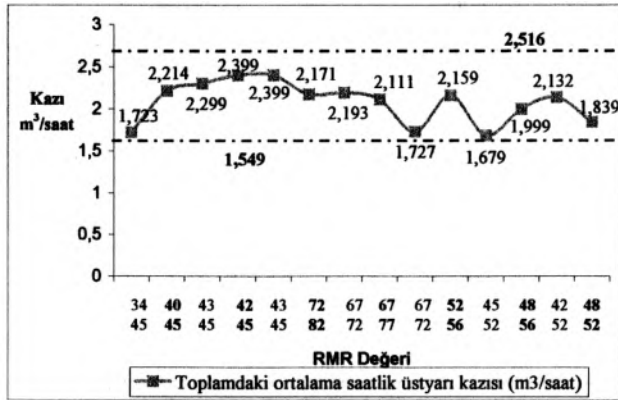
Kaya Birimi: Kumtaşı – Kilitaşı Ardalanması				
Jeolojik Formasyon: Alt Karbonifer Yaşlı Trakya Formasyonu				
Tünel Km.'si: 5+966 ¹⁰ – 6+066 ⁰⁰ (Altıyarı)				
Kazı Alanı: 8.0610 m ²				
Ekskavatör Markası: DAEWOO				
Tabanca Ağırlığı: 900 kg				
Tüm faaliyetlerin ele alındığı ortalama saatlik kazı				
RMR	L _{top} (m)	V (m ³)	T _{top} (gün)	k _{OK} (m ³ /s)
72-82 İyi Kaya	33.3	268.43	5	2.237
67-72 İyi Kaya	25.9	208.78	3	2.900
67-77 İyi Kaya	14.8	119.30	2	2.485
67-72 İyi Kaya	25.9	208.78	3	2.900
Sadece kırım faaliyetin ele alındığı ortalama saatlik kazı				
72-82 İyi Kaya	3.70	29.826	278	6.437
67-72 İyi Kaya	3.70	29.826	250	7.158
67-77 İyi Kaya	3.70	29.826	244	7.334
67-72 İyi Kaya	3.70	29.826	255	7.018

Çizelge 7 Hat 2 üstyarı saatlik kazı miktarları

Kaya Birimi: Kumtaşı – Kilitaşı Ardalanması				
Jeolojik Formasyon: Alt Karbonifer Yaşlı Trakya Formasyonu				
Tünel Km.'si: 5+494 ⁰⁰ – 5+415 ⁰⁰ (Üstyarı)				
Kazı Alanı: 28.7856 m ²				
Ekskavatör Markası: LIEBHERR				
Tabanca Ağırlığı: 750 kg				
Tüm faaliyetlerin ele alındığı ortalama saatlik kazı				
RMR	L _{top} (m)	V m ³	T _{top} gün	k _{OK} m ³ /saat
52-56 Orta Kaya	18.0	518.14	10	2.159
45-52 Orta Kaya	7.00	201.50	5	1.679
48-56 Orta Kaya	15.0	431.78	9	1.999
42-52 Orta Kaya	16.0	460.57	9	2.132
48-52 Orta Kaya	23.0	662.07	15	1.839
Sadece kırım faaliyetin ele alındığı ortalama saatlik kazı				
52-56 Orta Kaya	1.00	28.785	123	14.042
45-52 Orta Kaya	1.00	28.785	115	15.019
48-56 Orta Kaya	1.00	28.785	118	14.637
42-52 Orta Kaya	1.00	28.785	130	13.286
48-52 Orta Kaya	1.00	28.785	125	13.817

Çizelge 8 Hat 2 altyarı saatlik kazı miktarları

Kaya Birimi: Kumtaşı – Kıltaşı Ardalanması				
Jeolojik Formasyon: Alt Karbonifer Yaşlı Trakya Formasyonu				
Tünel Km.'si: 5+494 ⁰⁰ – 5+416 ³⁰ (Altyarı)				
Kazı Alanı: 8.0610 m ²				
Ekskavatör Markası: LIEBHERR				
Tabanca Ağırlığı: 750 kg				
Tüm faaliyetlerin ele alındığı ortalama saatlik kazı				
RMR	L _{top} (m)	V m ³	T _{top} gün	k _{OK} m ³ /saat
52-56 Orta Kaya	14.8	119.30	2	2.485
45-52 Orta Kaya	7.40	59.65	1	2.485
48-56 Orta Kaya	14.8	119.03	2	2.485
42-52 Orta Kaya	18.5	149.13	2	3.107
48-52 Orta Kaya	22.2	178.96	3	2.485
Sadece kırım faaliyetinin ele alındığı ortalama saatlik kazı				
52-56 Orta Kaya	3.70	29.826	248	7.216
45-52 Orta Kaya	3.70	29.826	240	7.457
48-56 Orta Kaya	3.70	29.826	237	7.551
42-52 Orta Kaya	3.70	29.826	230	7.781
48-52 Orta Kaya	3.70	29.826	233	7.681

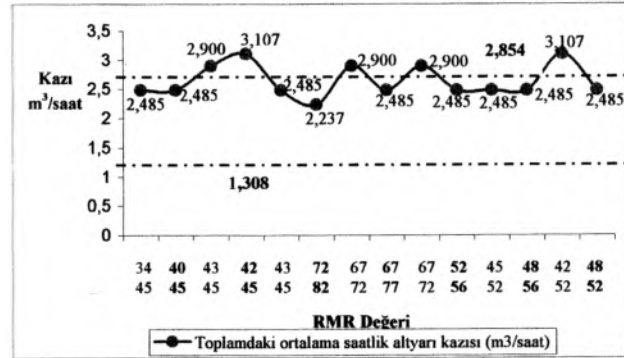


Şekil 1 Toplamdaki ortalama saatlik üstyırı kazı hacimlerinin esas alınan değerler arasındaki yerleri

Her iki hat içinde hesaplanan bu iki değerde üstyırı kazısı için esas alınan en düşük değer olan 1.549 m³/saat'in de üzerindedir. Fakat hesaplanan bu iki değer üstyırı kazısı için esas alınan en yüksek 2.516 m³/saat değerine ulaşamamıştır. Bu kısımdaki saatlik üstyırı kazı hacmi iyi olarak değerlendirilmektedir.

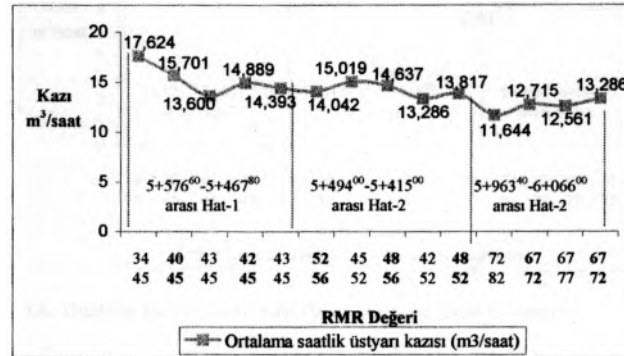
Hat 1 ve hat 2 de altyarı kazısı için yapılan ölçümler grafiksel olarak Şekil 2 de verilmektedir. Birinci hatta toplamdaki ortalama saatlik altyarı kazı hacminin en az değeri 2.485 m³/saat en yüksek

değeri 3.107 m³/saat'tir. İkinci hatta ise toplamdaki ortalama saatlik altyarı kazı hacminin en az değeri 2.237 m³/saat en yüksek değeri 2.900 m³/saat'tir. Her iki hat içinde hesaplanan bu iki değer, altyarı kazısı için esas alınan en düşük değer 1.308 m³/saat'in, en yüksek değer 2.854 m³/saat'in oldukça üzerinde bir değerdir.



Şekil 2 Toplamdaki ortalama saatlik altyarı kazı hacimlerinin esas alınan değerler arasındaki yerleri

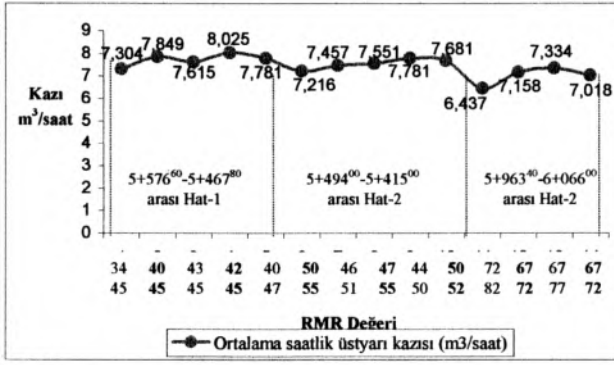
Her iki hatta sadece hidrolik kırıcılar ile yapılan kırım faaliyetinin ele alındığı ortalama saatlik üstyırı kazı hacimleri toplu olarak Şekil 3'te verilmektedir.



Şekil 3 Ortalama saatlik üstyırı kazı hacimlerinin tümünün gösterimi

Şekil 3'ten anlaşılacağı üzere, karbonifer yaşlı Trakya Formasyonun RMR kaya sınıflama sistemine göre orta kaya (60-41) olarak nitelendirilen bölgesinde hidrolik kırıcılarla yapılan Üstyırı kazısı işlemi sonucunda, en fazla üretim saatte 17.624 m³, en az üretim ise 13.286 m³ olmaktadır.

Her iki hatta sadece hidrolik kırıcılar ile yapılan kırım faaliyetinin ele alındığı ortalama saatlik Altyarı kazı hacimleri toplu olarak Şekil 4'te verilmektedir.



Şekil 4 Ortalama saatlik altyarı kazı hacimlerinin tümünün gösterimi

Şekil 4 ten anlaşılabacağı gibi, Karbonifer yaşlı Trakya Formasyonun RMR kaya sınıflama sistemine göre orta kaya (60-41) olarak nitelendirilen bölgesinde hidrolik kırıcılarla yapılan altyarı kazısı işlemi sonucunda, en fazla üretim saatte 8.025 m³, en az üretim ise 7.216 m³ olmaktadır. RMR kaya sınıflama sistemine göre iyi kaya (80-61) olarak nitelendirilen bölgesinde ise hidrolik kırıcılarla yapılan altyarı kazısı işlemi sonucunda, en fazla üretim saatte 7.334 m³, en az üretim ise 6.437 m³ olmaktadır.

SONUÇLAR

İstanbul Metrosu Taksim – Yenikapı hattı tünel kazısında yapılan ölçümlerin sonucunda elde edilen değerler; kaya birimlerinin sağlamlık derecesinin kırıcı verimliliğini önemli ölçüde etkilediğini göstermektedir. Bu sahada yapılan gözlemler ve çalışmalar sonucunda kırıcıların verimliliğine etki eden faktörler şu şekilde sıralanmaktadır.

- Tünel kesiti,
- Tünel içinde bulunan makinaların yeterli sayıda olup olmadıkları,
- Kırıcı ucun takılı olduğu makinenin tasarımı (paletli ya da lastik tekerlekli olması),
- Kullanılan kırıcı ucun ağırlığının, üzerine takılan makineye uygun olup olmadığı,
- Kırıcı ucun, kırımı yapılacak olan yüzeye ideal konum ve açıda darbe yapıp yapmadığı,
- Kullanılan kırıcı ucun ağırlığının ve gücünün kırımı yapılacak olan kayaya uygun olup olmadığı,
- Kırılacak kayanın madde ve kütle özellikleri,
- Kırıcı ucun sağlamlığı.

KAYNAKLAR

- Bilgin N. 1989. *İnşaat ve Maden Mühendisleri için Uygulamalı Kazı Mekaniği*. İstanbul: Birsan Yayınevi.
- Karamustafa I. 2002. *İstanbul Metrosu Taksim-Yenikapı Hattı Tünel Kazısında Hidrolik Kırıcı Performans Etüdü*. Yüksek Lisans Tezi. İstanbul: İ.Ü. Fen Bilimleri Ens.
- Köksal M.D. 1999. *İstanbul Metrosu Yenikapı-Unkapanı İnşaatı Yenikapı – Koksa – Şehzadebaşı – Süleymaniye - Unkapanı Tünel ve İstasyonları (Km 4+500 – 7+000) Kazı Öncesi Bazı Mühendislik Jeolojisi Özellikleri*. İstanbul: Anadolu Metro Ortaklığı Yay.1
- Nelson P.P., Sinha S.R. & Handewith H.J. 1993. *Underground Structures Design and Construction Machine Excavation*.
- Sonuç M., Giray K., Atik İ. & Küçük S. 1994. İstanbul Metrosunda Uygulanan Yapım Çalışmaları. *Ulaşımında Yeraltı Kazıları I. Sempozyumu* (Genişletilmiş 2. Baskı). İstanbul: T.M.M.O.B Maden Müh. Odası Yayınları.
- Taşlıca A.H. 1984. Tünel Açma Yöntemleri. *Tünelcilik Semineri İstanbul*: Elektrik İşleri Etüd İdaresi Genel Direktörlüğü.
- Vardar M. 1994. Metro Tünellerinde Duraylılığın Korunması ve Sağlanması Sağlama-İyileştirme-İyileştirme. *Ulaşımında Yeraltı Kazıları I. Sempozyumu* (Genişletilmiş 2. Baskı)