



Yüzüncü Yıl Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Dergisi

<https://dergipark.org.tr/tr/pub/yyufbed>



Araştırma Makalesi

Kalabak Tepe Kireçtaşlarının Nihai Taşıma Gücünün Farklı Analiz Yöntemleri ile Araştırılması

Tümay KADAKCI KOCA^{*1}, Mehmet KURUOĞLU², Ekin KÖKEN³, Cem KINCAL⁴

¹Muğla Sıtkı Koçman Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 48000, Muğla, Türkiye

²Dokuz Eylül Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, 35390, İzmir, Türkiye

³Abdullah Gül Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Nanoteknoloji Mühendisliği Bölümü, 38200, Kayseri, Türkiye

⁴Dokuz Eylül Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 35390, İzmir, Türkiye
Tümay KADAKCI KOCA, ORCID No: 0000-0002-6705-9117, Mehmet KURUOĞLU, ORCID No: 0000-0001-6680-5408, Ekin KÖKEN, ORCID No: 0000-0003-0178-329X, Cem KINCAL, ORCID No: 0000-0002-3279-4170

*Sorumlu yazar e-posta: tumaykoca@gmail.com

Makale Bilgileri

Geliş: 01.06.2023
Kabul: 08.10.2023
Online Nisan 2024

DOI:10.53433/yyufbed.1308564

Anahtar Kelimeler

Kireçtaşı,
Limit analiz,
Sonlu elemanlar yöntemi,
Taşıma gücü analizi,
Temel kireç taşı,
Veri analizi

Öz: Farklı kütle özelliklerine sahip kayaç kütlelerinin taşıma gücünü en doğru şekilde tahmin eden yöntemlerin seçiminde karşılaştırmalı çalışmalar önem kazanmaktadır. Hangi yöntemin daha sağlam sonuçlar verdiği dayandıkları parametrelerle ilişkili olmaktadır. Bu çalışmada, Miyosen yaşlı Kalabak Tepe (İzmir) kireçtaşlarının taşıma gücü incelemesi değişik yöntemler uygulanarak gerçekleştirilmiştir. Kayaç kütle özellikleri Genelleştirilmiş Hoek-Brown yenilme ölçütü dikkate alınarak belirlenmiştir. Taşıma gücü için uygun yöntemlerin belirlenmesinde arazi modeli ve süreksizliklerin konumları dikkate alınmıştır. Kayacın kütle dayanım parametreleriyle birlikte limit analiz veya sonlu elemanlar yöntemlerinin taşıma gücü analizlerinde kullanılması uygun bir yaklaşım olmaktadır. Sonlu elemanlar yöntemiyle kireçtaşlarının nihai taşıma gücü, limit analiz yöntemlerinden elde edilenlerle karşılaştırılmıştır. Sonuç olarak, bazı limit analiz yöntemlerinden elde edilen sonuçlar, sonlu elemanlar ve diğer limit analiz yöntemlerinden elde edilenlerden daha yüksek bulunmuştur. Yöntemler arasındaki bulgu farklılıkları detaylıca tartışılarak yöntemlerin pratik kullanımına ışık tutulmuştur.

Investigation of the Bearing Capacity of Kalabak Tepe Limestones by the Various Analysis Methods

Article Info

Received: 01.06.2023
Accepted: 08.10.2023
Online April 2024

DOI:10.53433/yyufbed.1308564

Keywords

Bearing capacity analysis,
Data analysis,
Finite elements method,
Foundation,
Limestone,
Limit analysis

Abstract: Comparative studies play a crucial role in choosing the most accurate method to estimate the bearing capacity of rock masses with different mass characteristics. The robustness of these methods is closely related to the parameters involved in the method. In this study, bearing capacity analysis of the Miocene aged Kalabak Tepe (Izmir) limestone was performed by using different methods. The Generalized Hoek-Brown failure criterion was used to determine the properties of the rock mass. When selecting the best approach to estimate bearing capacity, we also considered the field model and orientation of the discontinuities. Limit equilibrium or finite element methods incorporating the rock mass strength parameters in bearing capacity analyses becomes a promising approach. We compared the results obtained from finite elements and limit analysis methods. Consequently, some limit analysis methods yielded greater bearing capacity than the other limit analysis and finite element methods. The differences in the findings among the methods were thoroughly discussed to shed light on the practical usage of the methods.

1. Giriş

Kayaçlar üzerine inşa edilen temellerin taşıma gücü ile ilgili çalışmalar son zamanlarda sıkça gündeme gelmektedir. Diğer taraftan, yerleşim alanları içinde kullanılabilir arsaların çok kıymetlenmesi ve bu tür alanlar üzerinde çok katlı binaların inşa edilmesi ekonomik yönden önem kazanmıştır. Bu nedenle, temeller vasıtasıyla kayaya aktarılan gerilmelerin göreceli büyüklüğü, sağlam kabul edilen kayaların dahi ayrıntılı olarak incelenmesini gerekli kılmaktadır. Kayaç kütleleri pek çok mühendislik uygulamasında fisürlerin, çatlakların ve gözeneklerin kapanmasından dolayı ilave kalıcı deformasyonlara maruz kalabilmektedir. Açık çatlaklı kayaçlarda, kayacın kendisi sağlam olarak tanımlansa da tasarımın esaslarını belirleyecek olan unsur; çatlakların kapanması veya sıkışmayla oluşan deformasyonlardır. Diğer taraftan, zayıf kayaçlarda ($\sigma_{ci} < 10$ MPa) çatlama olmaksızın, doğrudan geriye dönüşü olmayan oturmaların meydana geldiği de bilinmektedir (Chaudhary, 2007). Çatlakların yüklenen yüzeye dik ve çeşitli açılar ile eğimlendiği durumları dikkate alan çalışmalarda, çatlaklı kayaçlara oturan temellerin altında bölgesel kırılmaların meydana geldiği ve yüklenen alanın kaya içindeki süreksizlik düzlemlerine bağımlı olduğu gösterilmiştir (Bell, 1975; Sowers, 1979; Kulhawy & Goodman, 1980; Warpinski, 1991; Li & Xia, 2000; Chen ve ark., 2006; Yang & Jing, 2011; Yang ve ark., 2013; Wu ve ark., 2020). Bu nedenle, süreksizlik içeren kayaç ortamlarında yenilme mekanizması incelenirken, meydana gelen kayma hareketleri dikkate alınarak temel için taşıma gücü analizi yapılmaktadır.

Pratik kaya mühendisliği uygulamalarında, nihai ve izin verilebilir taşıma gücünü belirleme yöntemleri doğrudan kayaca oturmuş, temel genişliğinin $\frac{1}{4}$ 'ü kadar gömülmüş veya yüzeyde ($D_f=0$) olan temeller için kullanılmakta olup, kazıklar ve kesonlar için kullanılmamaktadır (Wyllie, 2003). Ayrıca, kural olarak, temel tasarımı sadece taşıma gücüne göre değil, deformasyon/oturma, kayma duraylılığı gibi diğer etmenler de dikkate alınarak denetlenmektedir.

Terzaghi (1943)'de olduğu gibi geleneksel taşıma gücü hesaplamalarında, kayacın dayanımı doğrusal Mohr-Coulomb yenilme ölçütü tarafından belirlenmektedir. Çoğu deneysel çalışmalarda da vurgulandığı gibi, kayaçlarda çoğunlukla yenilme ölçütünün doğrusal olmadığı bilinmektedir (Hoek & Brown, 1980; Hoek, 1983; Agar ve ark., 1987; Santarelli, 1987; Goodman, 1989; Hoek & Brown, 1997; Baker, 2003; Jiang ve ark., 2003; Baker, 2004; Zhou ve ark., 2009; Yang & Huang, 2011). Literatürde önerilen, doğrusal olmayan yenilme ölçütleri arasında, izotropik kayacın dayanım özelliklerinin iyi modellenmesi açısından Hoek-Brown yenilme ölçütü dikkate alınmaktadır. Çatlaklar için Mohr-Coulomb dayanım koşulları benimsenirken, kütle dayanım özellikleri Hoek-Brown yenilme ölçütü ile modellenmektedir. Yang & Yin (2005) Genelleştirilmiş Hoek-Brown yenilme ölçütünü şerit bir temele uygulayarak nihai taşıma gücü (q_u) için üst sınır çözümü geliştirmişlerdir (genelleştirilmiş tanjansiyel teknik). Saada ve ark. (2008), çatlak özellikleri ve yükleme durumlarına bağlı olarak temellerde farklı yenilme modelleri tanımlamışlardır. Daha yakın bir zamanda, Kadakci Koca & Koca (2022), baraj temeli altındaki çok çatlaklı ve farklı jeoteknik katmanlardan oluşan mika şist kaya kütlelerinin taşıma gücünü Genelleştirilmiş Hoek-Brown yenilme ölçütünü temel alan ampirik eşitlikler ve sonlu elemanlar yöntemiyle incelemiştir. Sonlu elemanlar yönteminden elde edilen kritik güvenlik katsayısı ve kritik oturma değerlerinden yola çıkarak izin verilebilir taşıma gücünü tahmin eden bir yöntem yazarlar tarafından ortaya koymuştur.

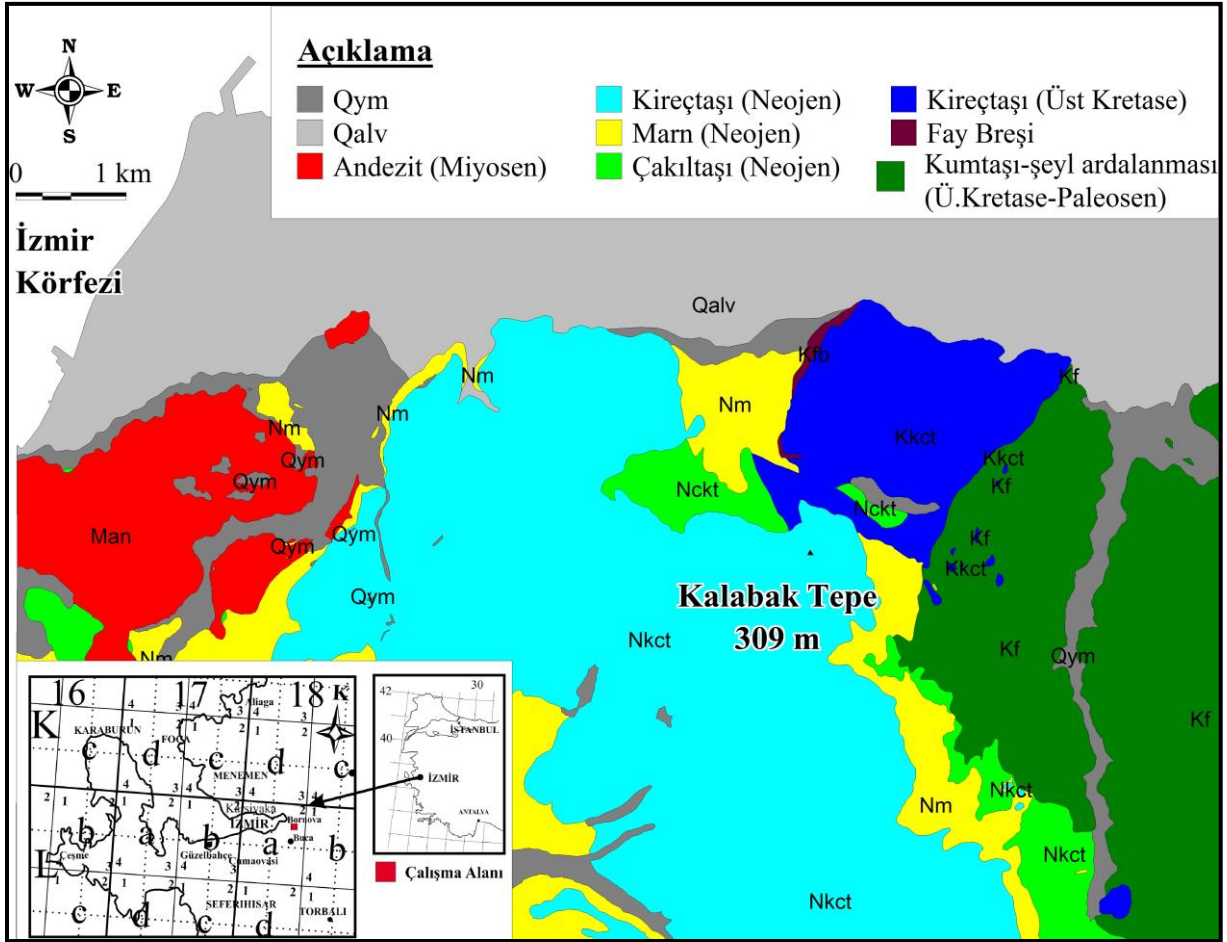
Bu çalışmada ise, çatlaklı kireçtaşı kütlelerinde nihai taşıma gücünün limit denge analiz (LE) ve sonlu elemanlar (FE) yöntemleriyle incelenmesi ve karşılaştırılması amaçlanmıştır. Literatürde farklı modeller için önerilen taşıma gücü eşitlikleri Kalabak Tepe (İzmir/Türkiye) kireçtaşı kütlelerine uygulanmıştır (Bell, 1975; Kulhawy, 1978; Bowles, 1985; Bell, 1992; Wyllie, 1992; Kulhawy & Carter, 1992; Serrano ve ark., 2000; Merifield ve ark., 2006; Saada ve ark., 2008). Daha sonra, sonlu elemanlar yöntemi (FEM) kullanılarak söz konusu çatlaklı kaya kütleleri bilgisayar ortamında modellenmiştir. Kaya kütlelerinin mekanik özellikleri, süreksizliklerin sınıflandırılması, yeraltı suyu durumu, birimlerin yanal ve düşey değişimi, statik ve dinamik koşullar gibi bilgilerin bilgisayar ortamına aktarılması ve çözümlenmesini içeren yöntemin araziye daha iyi temsil ettiği düşünüldüğünden, FEM yönteminden elde edilen sonuçların da daha sağlıklı olduğu ileri sürülebilir. Taşıma gücü analizlerinde arazi modelinin, uygulanacak olan taşıma gücü analiz yöntemleriyle uyum içinde olması önemli bir husus olmaktadır.

2. Materyal ve Yöntem

2.1. Çalışma alanı

Bu çalışmada, Miyosen yaşlı, çatlaklı kaya özelliğindeki Kalabak Tepe kireçtaşlarının taşıma gücü, üzerindeki çok katlı yapılaşma açısından incelenmiştir. Bu birim, İzmir yöresinde Neojen yaşlı tortul çökellerin en üstünde yer almakta ve geniş yayılım sunmaktadır (Şekil 1).

Birim, Kalabak Tepe (309 m) ve yöresinde yüzlek vermektedir. Kireçtaşları sarımsı gri renkli, yer yer grimsi beyaz, ondüasyonlu tabaka yüzeyleri, silis içermesinden dolayı oldukça sert ve dayanımlı olmaları yönüyle Işıklar kireçtaşı biriminden ayrılmaktadır. Orta-ince katmanlı olup, genellikle yatay ya da 5-10° güneye eğilimlidir. Ayrıca, katmanlara yaklaşık dik gelişmiş çatlaklar içerir. Bu süreksizlikler genelde dolgunsuz, yer yer de silt ve kil boyutu malzemelerle doludur (Poyraz, 1996).



Şekil 1. İzmir Körfezinin güneyinde yer alan inceleme alanının jeoloji haritası (Kıncal, 2004).

2.2. Mühendislik jeolojisi

Mühendislik jeolojisi çalışmaları kapsamında detaylı arazi ve laboratuvar çalışmaları gerçekleştirilmiştir. Arazi çalışmaları kapsamında, süreksizliklerle ilgili ölçümlere dayanan veriler toplanmıştır. Süreksizliklerin yapısal analizi için ölçülen tabaka doğrultu ve eğimleri stereografik projeksiyon ile yorumlanmıştır. Ayrıca, süreksizliklerin yapısal analizi ve süreksizlik yüzeyinin dayanım parametresinin belirlenmesi için veri toplama işlemleri gerçekleştirilmiştir. Laboratuvar deneyleri için, sondajlardan ve kaya bloklarından elde edilen karot örnekleri kullanılmıştır. Kireçtaşlarının tek eksenli basınç dayanımı (σ_{ci}), birim hacim ağırlık (γ_n), porozite (n) gibi bazı fiziksel ve mekanik özelliklerinin belirlenmesi için laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Kaya malzemesinin elastik özelliklerinin (dinamik elastisite modülü, E_i ve Poisson oranı, ν) belirlenmesinde V_p ve V_s dalga

hızlarından yararlanılmıştır (Eşitlik 1 ve 2). Fiziko-mekanik deneyler TS 699'a göre, elastik özelliklerin belirlenmesine yönelik dalga hızı ölçümleri ise ASTM (2010) standartları dikkate alınarak "Tektronix TDS1012B 100 MHz 2 Channel Digital Storage Oscilloscope" cihazı kullanılmıştır. Poisson oranı Eşitlik-1'den, dinamik elastisite modülü ise Eşitlik-2'den elde edilmiştir. Elastisite modülü değeri, kayaç kütlelerine ait verilerin hesaplanmasında program girdisi olarak kullanılmıştır.

$$v = \frac{1}{2} \times \frac{\left[\frac{V_p^2}{V_s^2} - 2 \right]}{\left[\frac{V_p^2}{V_s^2} - 1 \right]} \quad (1)$$

$$E_d = \frac{(1 - 2\nu)(1 + \nu)}{(1 - \nu)} \times \gamma_n \times V_p^2 \quad (2)$$

Arazide çatlak yüzeyinin dayanımını (JCS) ve ayrışma derecesi, ISRM (2007)'de ifade edilen hususlar ışığında gerçekleştirilmiştir. Schmidt çekici deneyleri, L tipi Schmidt çekici kullanılarak, üç farklı lokasyondaki yedi farklı alanda gerçekleştirilmiştir. Her yapısal alandaki yirmi adet okumanın en düşük on değeri silinerek geri kalan on değerlerin ortalaması dikkate alınmıştır. İncelenen kaya kütlelerine ait ayrışma derecesinin niceliksel tayini için Gökçeoğlu (1997) tarafından önerilen sınıflandırılma kullanılmıştır (Eşitlik-3).

$$W_c = \frac{R_f}{R_w} \quad (3)$$

Burada, R_f ayrışmamış yüzeyde belirlenen ortalama Schmidt çekici geri tepme sayısı, R_w ise ayrışmış süreksizlik yüzeylerinden elde edilen Schmidt çekici geri tepme sayısıdır. W_c değerinin karşılık geldiği ayrışma derecesi Gökçeoğlu (1997)'ye göre sınıflandırılmıştır (Çizelge 1).

Çizelge 1. Bozunma derecesine göre eklem yüzeylerinin sınıflaması (Gökçeoğlu, 1997)

Wc	Sınıf	Tanımlama
< 1.1	1	Bozunmamış
1.1-1.5	2	Az bozunmuş
1.5-2	3	Orta derecede bozunmuş
> 2	4	Tamamen bozunmuş

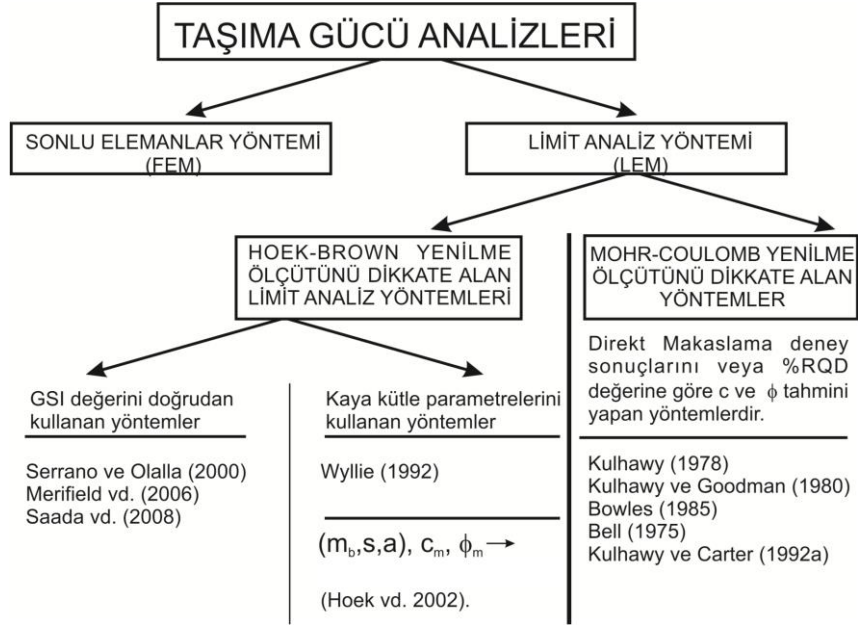
JCS ise Singh & Gahrooe (1989)'ye göre Eşitlik-4 kullanılarak belirlenmiştir.

$$W_c = \frac{\sigma_{ci}}{JCS} \quad (4)$$

Burada, σ_{ci} kaya malzemesinin tek eksenli basınç dayanımı (MPa), JCS ise çatlak yüzeyinin dayanımıdır (MPa). Bu değer, sonlu elemanlar analiz yönteminde süreksizlik girdi parametresi olarak kullanılmıştır. Diğer girdi parametresi olan süreksizlik yüzey pürüzlülük katsayısını (JRC) belirlemek için Koca (1995) tarafından geliştirilen bir profilometre kullanılmıştır. 8-10 cm uzunluğundaki çatlak yüzeylerinden alınan el örneklerinin, çatlak yüzeyi kesitleri çıkartılmıştır. Bu kesitler, ISRM (2007) tarafından önerilen yüzey kesitleriyle karşılaştırılarak puanlandırılmıştır.

Ayrıca, kayaç kütlelerine ilişkin verilerin elde edilmesi için Hoek-Brown yenilme ölçütü kullanılmıştır (Hoek ve ark., 2002). Kaya kütlelerine ait kaya kütle sabitleri (m_b , s ve a parametreleri), kohezyon (c_m) ve içsel sürtünme açısı (ϕ_m) gibi diğer kütle parametrelerinin belirlenmesi için RocData (Rocscience, 2014a) programı, araziye ait süreksizliklerin yapısal analizi için Dips (Rocscience, 2014b) ve nümerik analizler için ise Phase 2 (RocScience, 2015) bilgisayar programları kullanılmıştır. Bu çalışmada taşıma gücü analizleri sonlu elemanlar yöntemi (FEM) ve limit denge analiz yöntemleri

(LEM) olmak üzere iki farklı yöntemle incelenmiştir (Şekil 2). LEM, Şekil 2’de verildiği gibi alt gruplara ayrılarak değerlendirilmiştir.



Şekil 2. Taşıma gücü analiz yöntemlerini gösteren akış şeması.

Kayaçalarda taşıma gücünü belirleyen en önemli ölçütler süreksizliklerin varlığı ve GSI değeridir. Kayaç kütlesi çalışmalarında süreksizlik analizleri çok büyük önem taşımaktadır. Bu analizlerde süreksizliklerin sayısal olarak ifade edilmesi gerekmektedir. Süreksizliklerin konumları, aralıkları, açık-kapalı, dolgulu-dolgunsuz oluşu kayaç kütlelerinin yenilme mekanizmasını belirler. GSI ise kayaç kütlelerinin dayanımıyla doğrudan ilişkilidir. Literatürde kayaç kütlelerinin taşıma kapasitesi ile ilgili pek çok yöntem vardır. Ancak, bu yöntemler gerek farklı parametrelerin kullanılması gerekse de yenilme mekanizmalarının çeşitliliği nedeniyle keyfi olarak kullanılmamaktadır. Farklı araştırmacılar tarafından önerilen LEM taşıma gücü eşitliklerinin uygulanması ve elde edilen sonuçların sonlu elemanlar analiz yönteminden elde edilenlerle karşılaştırılması doğru bir yaklaşım olarak kabul edilmektedir (Kadakci Koca & Koca, 2022). Uygulanan LE ve FE yöntemlerinde temel tipi olarak sürekli temel ($L/B \geq 10$) seçilmiştir (FE yönteminde iki boyutlu program analizi yapıldığından $L/B = \infty$ olur). Ayrıca, uygulanan farklı analiz yöntemleri için $D_f = 0$, temel kısa kenarı ($B = 3.0$ m) kabul edilmiştir.

2.3. Limit denge analiz yöntemleri ile taşıma gücünün belirlenmesi

2.3.1. Bell (1975) tarafından önerilen taşıma gücü analiz yöntemi

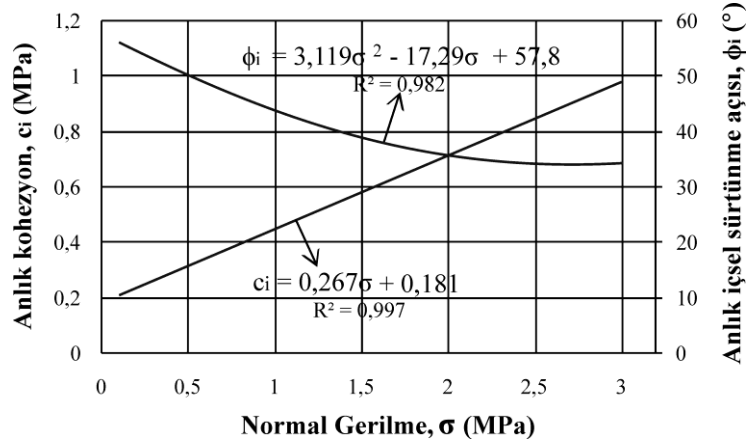
Literatürde “Bell çözümü” olarak bilinen ve temel şeklini de dikkate alan yöntem, kırıklı ve çatlaklı zayıf kayaçların taşıma gücünün hesaplanması için önerilmiştir (Eşitlik-5).

$$q_u = c'_i \times N_c \times C_{f1} + [C_{f2} \left(\frac{B\gamma}{2}\right) N_\gamma + \gamma D_f N_q] \quad (5)$$

Burada, $N_q = N_\phi^2$, $N_\gamma = N_\phi^{0.5} (N_\phi^2 - 1)$, $N_c = 2N_\phi^{0.5} (N_\phi + 1)$, $N_\phi = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})$ olmaktadır. Ayrıca, c_i anlık kohezyonu (MPa), N_c , N_γ , N_q içsel sürtünme açısına bağlı taşıma gücü faktörlerini, B temel genişliğini (m), γ kayanın birim hacim ağırlığını (MN/m^3), D_f temel derinliğini (m) ifade etmektedir. Eşitlik-5’te temelin yüzeyde olduğu ve temel altında meydana gelen kaya kamasının ağırlığı ihmal edilecek olursa ($\bar{q} = D_f \times \gamma = 0$); sadeleştirilmiş Bell çözümü Eşitlik-6’daki gibi elde edilmektedir:

$$q_u = C f_1 \times c_i \times N_c - 7 \quad (6)$$

Sadeleştirilmiş Bell çözümü, arazi yüklemesi ($\Delta\sigma$) ile kayalardaki anlık makaslama dayanım parametrelerini (c_i , ϕ_i) dikkate almaktadır (Eşitlik-6). c_i ve ϕ_i ; Hoek-Brown yenilme zarfına sürşarj yükünden kaynaklanan gerilme noktasında, eğriye çizilen teğetin (Mohr-Coulomb yenilme zarfının teğeti) anlık kohezyon ve içsel sürtünme açısı değerleridir. Çok katlı yapılarda anlık c_i ve ϕ_i değerleri, sabit c ve ϕ değerlerinden daha büyük elde edilmektedir. Kat adedi artıçça, düşey gerilme değerleri ve buna bağılı olarak c_i değerleri de artmaktadır. İncelenen kireçtaşına ait anlık kohezyon ve içsel sürtünme açısı değerlerinin değışimi Şekil 3'te verilmiştir.



Şekil 3. Normal gerilme (σ), anlık kohezyon (c_i) ve anlık içsel sürtünme açısı (ϕ_i) ilişkisi.

2.3.2. Kulhawy (1978) tarafından önerilen taşıma gücü analiz yöntemi

Kayaç kütlesi sabit bir sürtünme açısı (ϕ) ve serbest basınç dayanımına (σ_{ci}) sahipse, Mohr-Coulomb materyalinin taşıma gücü [Kulhawy \(1978\)](#)'e göre Eşitlik-7 gereğince hesaplanır.

$$q_f = \sigma_{ci}(N_\phi + 1) \quad (7)$$

Burada, $N_\phi = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})$ 'dir. σ_{ci} : temel çevresindeki örselenmemiş kayacın tek eksenli basınç dayanımıdır. Eğer kayaç ortamda, süreksizlik aralığı (S) $< B$ ve düşey konumlu süreksizlikler açık çatlaklı bir özellik sunuyorsa, Eşitlik-7'nin yerine, Eşitlik-8'in kullanılması önerilmektedir ([Kulhawy & Carter, 1992](#)). Açık çatlaklı, düşey konumlu süreksizlikler içeren bir kayaç kütlesi yüklendiğı zaman yenilme, kaya kolonlarının eksenel yükleme altında ve açılmalar şeklinde oluşabilir. Bu durumda, nihai taşıma gücü Mohr-Coulomb yenilme ölçütü ile Eşitlik 8'deki gibi ifade edilmektedir.

$$q_{ult}=q_u = 2c \tan (45+\frac{\phi}{2}) \quad (8)$$

2.3.3. Wyllie (1992) tarafından önerilen taşıma gücü analiz yöntemi

[Hoek & Brown \(1980\)](#) tarafından m ve s kayaç kütle sabitleri tanımlanmış durumdadır. m ve s sabitlerinin daha pratik bir şekilde tayini amacıyla RMR kayaç kütle puanını ölçüde dahil etmişlerdir ([Hoek & Brown, 1988](#)). [Wyllie \(1992\)](#) tarafından önerilen yonteme göre kullanılan parametreler sırasıyla, temel şekil düzeltme faktörü (C_{f1}), m_b ve s parametreleri (önceden Hoek & Brown tarafından tanımlanmış olan) ve σ_{ci} 'dir ve Eşitlik-9 ile ifade edilmektedir.

$$q_u = C_{f1} \sigma_{ci} s^{0.5} [1 + (m_b s^{-0.5} + 1)^{0.5}] \quad (9)$$

Burada, C_{f1} şekil düzeltme faktörüdür ve Çizelge 2'de sunulmuştur.

Çizelge 2. Temel geometrilerine göre düzeltme faktörleri (Sowers, 1979)

Temel Düzeltme Faktörü		
Temel Geometrisi	C _{f1}	C _{f2}
Dairesel	1.20	0.70
Kare	1.25	0.85
Dikdörtgen		
L/B = 2	1.12	0.90
L/B = 5	1.05	0.95
L/B ≥ 10	1.00	1.00

Dikdörtgen temellerde düzeltme faktörü temelin uzun kenarı (L) ile temelin kısa kenarı (B) arasındaki orana göre belirlenir. Bu tip temellerde L/B oranı Çizelge 2’de verilen değerler arasında yer almıyorsa, Eşitlik 10 ve 11’den düzeltme faktörleri belirlenmektedir.

$$C_{f1} = -0.0145 \frac{L}{B} + 1.1388 \quad (R^2 = 0.944) \quad (10)$$

$$C_{f2} = -0.0128 \frac{L}{B} + 0.88 \quad (R^2 = 0.979) \quad (11)$$

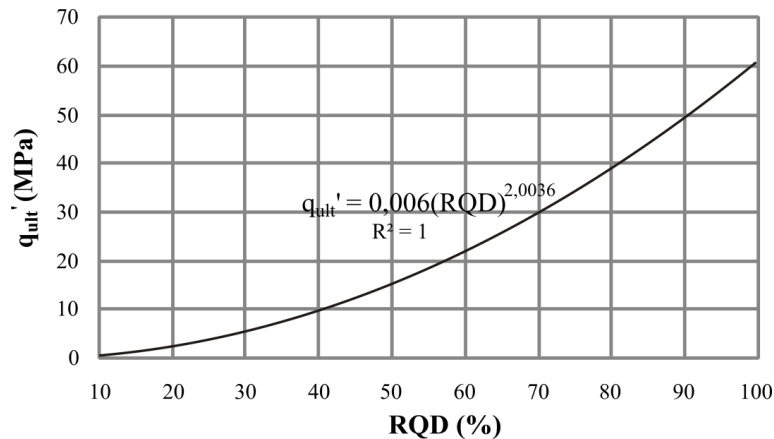
2.3.4. Bowles (1985) tarafından önerilen taşıma gücü analiz yöntemi

Kayaçlarda kayma dayanımı parametreleri (c, φ) RQD% değerlerini dikkate alan yöntem, Terzaghi’nin taşıma gücü eşitliğini (Eşitlik-12) esas almaktadır.

$$q_u = c \times N_c \times s_c + \bar{q} N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

$$q_{u'} = q_u \times (RQD)^2, N_q = \tan^6 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right), N_c = 5 \times \tan^4 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right), N_\gamma = N_q + 1 \quad (12)$$

Burada, q_u’ RQD değeri dikkate alınarak hesaplanmış düzeltilmiş nihai taşıma gücü değeridir. S_c ve S_γ Terzaghi şekil faktörleridir. Kare temel için RQD (%) değerine bağlı olarak nihai taşıma gücünün değişimi Şekil 4’te sunulmuştur.



Şekil 4. RQD (%) değerlerine bağlı olarak nihai taşıma gücünün değişimi.

2.3.5. Kulhawy & Carter (1992) tarafından önerilen taşıma gücü analiz yöntemi

Bu yöntemde kullanılan girdi parametreleri; m_b , s , a (kayaç kütle sabitleri) ve σ_{ci} 'dir. Taşıma gücü Eşitlik-13 ile ifade edilmektedir.

$$q_u = \sigma_{ci} [s^a + (m_b s^a + s)a] \quad (13)$$

2.3.6. Serrano ve ark. (2000) tarafından önerilen taşıma gücü analiz yöntemi

Yöntem, GSI değerinin azalmasına bağlı olarak Hoek-Brown yenilme ölçütündeki üstel ifadenin (a-parametresi) artması ilişkisini esas almaktadır. GSI değerine bağlı olarak a-parametresi 0.5 ile 0.65 arasında değişir (GSI: 100 olması durumunda; a=0.5, GSI: 5 iken a=0.65 gibi). Serrano ve ark. (2000) tarafından önerilen taşıma gücü analiz yöntemi Eşitlik-14 kullanılarak hesaplanmaktadır.

$$q_u = \beta_n (N_\beta - \zeta_n) \quad (14)$$

Burada, N_β taşıma gücü faktörü olup, Şekil 4'ten belirlenebilir. β_n kaya kütlelerinin dayanım katsayısıdır ve $\beta_n = \sigma_{ci} \times A_n$ ile, ζ_n ise; kaya kütleleri sertliği olup $\zeta_n = s/(m_b \times A_n)$ eşitliğiyle ifade edilmektedir. Burada A_n ise; $A_n = \left[\frac{m_b(1-a)}{2^{\frac{1}{a}}} \right] \frac{a}{1-a}$ eşitliğinden hesaplanır. A_n kayaca etkiyen dış yüklerin normalleştirilmesi için gerekli olan bir parametredir. N_β ; temel kazısına bağlı olan doğal yükleme ($\sigma_1 = D_f \times \gamma$), β_n ve ζ_n parametrelerine bağlı bir değişkendir. Serrano ve ark. (2000)'a göre N_β ; a-parametresi ve dış yüklere bağlı olarak bulunabilir. Çizelge 3'de farklı σ_{01}^* ve a değerlerine karşılık gelen N_β taşıma gücü faktörü değerleri verilmiştir. Hoek-Brown sabiti olan a-değeri 0.508 olarak alınmıştır. a'nın bu değerine karşılık gelen N_β ara değerleri Şekil 5'teki eşitlikten elde edilmektedir.

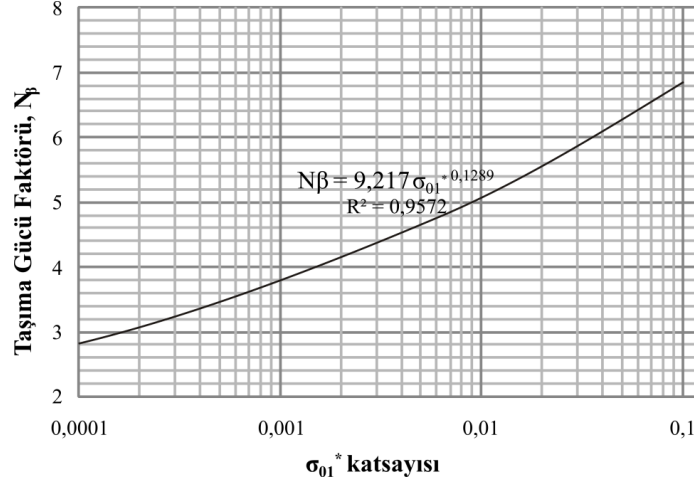
Çizelge 3. Farklı "a" katsayıları için normalleştirilmiş yükler altındaki "N β " faktörü değerleri

σ_{01}^*	a = 0.5	a = 0.55	a = 0.6	a = 0.65
0.000001	2.89	2.16	1.61	1.09
0.00001	3.01	2.24	1.72	1.23
0.0001	3.3	2.44	1.97	1.54
0.0005	3.65	2.76	2.32	1.95
0.001	3.86	2.99	2.56	2.22
0.005	4.56	3.82	3.45	3.26
0.01	5.00	4.37	4.07	3.97
0.02	5.54	5.04	4.89	4.94
0.04	6.26	6.01	6.00	6.28
0.1	7.54	7.70	8.09	8.88

Şekil 5'te yer alan σ_{01}^* ifadesi, sınır koşulundaki temel tabanına gelen gerilmelerin (σ_1) normalizasyonunu (σ_{01}^*) anlatan bir parametredir (Eşitlik-15).

$$\sigma_{01}^* = \frac{\sigma_1}{\beta_n} + \zeta_n \quad (15)$$

Burada, $\sigma_1 = \gamma \times D_f$ 'dir (γ : doğal birim hacim ağırlık).

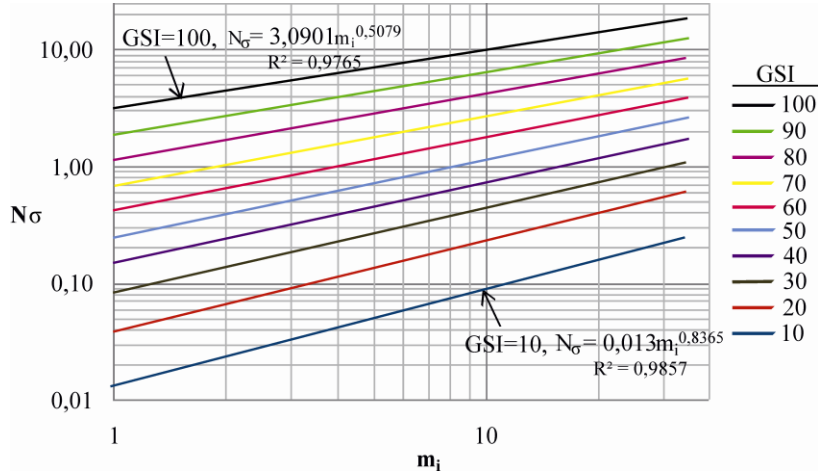


Şekil 5. a=0.508 değerinde σ_{01}^* katsayısı ile taşıma gücü faktörü (N_β) arasındaki ilişki (Serrano ve ark. (2001)'dan düzenlenerek).

2.3.7. Merifield ve ark. (2006) tarafından önerilen taşıma gücü analiz yöntemi

Bu yöntem, Hoek-Brown sabitlerini esas alan bir limit denge analiz yöntemidir. Kaya malzemesi ve kayaç kütlesi sabitlerini, Şekil 6'daki GSI değerlerini de dikkate alarak Serrano ve ark. (2000) ve diğer bir limit denge analiz yöntemi olan Saada ve ark. (2008)'de olduğu gibi bir taşıma gücü faktörü (N_σ) vermeyi amaçlamaktadır. Yöntemde, taşıma gücü analizi Eşitlik-16 kullanılarak yapılmaktadır. Şekil 6'da belirtilen N_σ grafikleri, Çizelge 3'deki veriler kullanılarak türetilmektedir.

$$q_u = \sigma_{ci} \times N_\sigma \quad (16)$$



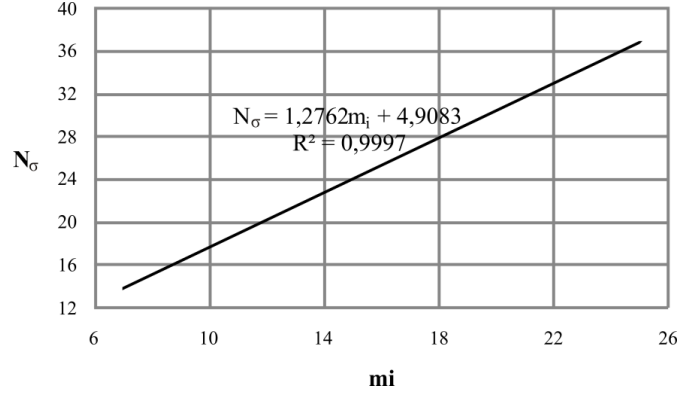
Şekil 6. Farklı GSI ve m_i değerlerine göre hazırlanmış taşıma gücü faktörü eğrileri (Merifield ve ark. (2006)'dan değiştirilerek).

2.3.8. Saada ve ark. (2008) tarafından önerilen taşıma gücü analiz yöntemi

Saada ve ark. (2008) tarafından önerilen yöntemde, sığ temellerde taşıma gücü analizi için Hoek-Brown yenilme ölçütünü esas alan ve Merifield ve ark. (2006) yöntemine benzeyen başka bir limit denge analiz yöntemi önermişlerdir. Bu analizde Eşitlik-17 kullanılmaktadır. Yöntemin Merifield ve ark. (2006) yönteminden farkı; limit denge analiz yöntemine örselenme faktörünün (D) eklenmiş olmasıdır. Eşitlik-16'dan farklı olarak; taşıma gücü eşitliğine \sqrt{s} parametresi eklenmiştir.

$$q_u = \sqrt{s} \times \sigma_{ci} \times N_\sigma \quad (17)$$

Eşitlikteki N_{σ} değerleri, $D=0$ için Şekil 7’de verilen grafikten belirlenebilir. N_{σ} değeri GSI, m_i ve D ’nin bir fonksiyonudur $N_{\sigma} = N_{\sigma}(GSI, D, m_i)$. s, kayaç kütlelerinin içerdiği daneler arasındaki çekme dayanımına ve danelerin kenetlenme derecesine bağlı kayaç kütle sabitidir (0-1 arasında değişen değerler alır).



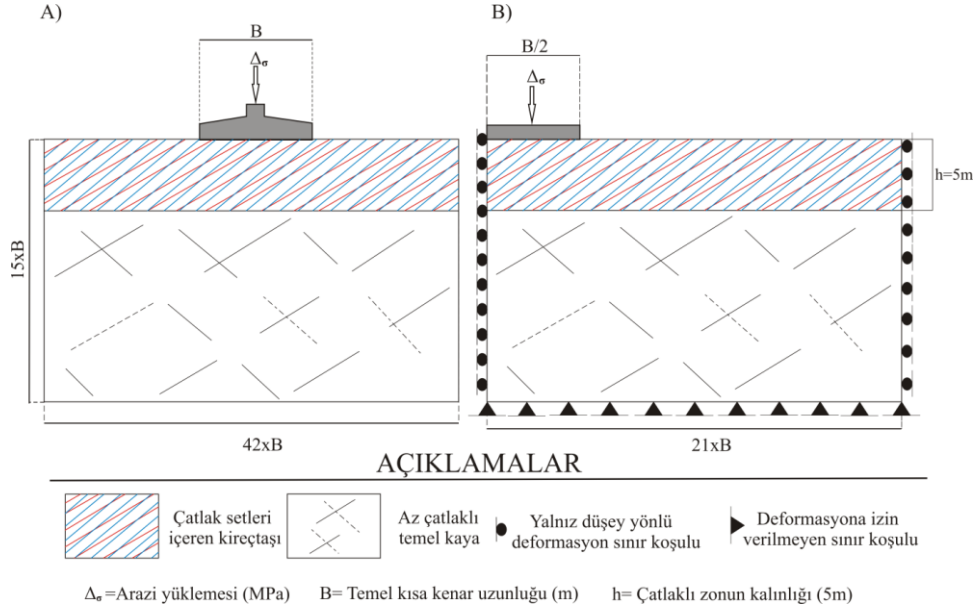
Şekil 7. m_i değerlerine karşılık gelen N_{σ} değerleri grafiği (GSI = 45 ve $D=0$ için).

2.4. Sonlu elemanlar yöntemi (FEM) ile taşıma gücünün belirlenmesi

Arazi modelinin bilgisayar ortamına aynen aktarılmasını ve model içinde belirlenen her düğüm noktası (Şekil 8) için ayrı çözüm yapma olanağını tanıyan sonlu elemanlar analiz programının, limit analiz yöntemlerine göre daha sağlıklı sonuçlar vermesi beklenmektedir. FEM arazi modelini belirli üçgen elemanlara bölerek (Şekil 8), her üçgen elemana ait düğüm noktası üzerindeki normal (σ), kesme gerilmelerini (τ), ayrıca yatay ve düşey deformasyonları ve toplam yer değiştirme miktarını (u) hesaplamaktadır. FEM taşıma gücü analizinde, kaya kütle modeline kademeli yüklemeler yapılarak ($\Delta\sigma = 1$ MPa artırılarak) her arazi yüklemesine karşılık gelen maksimum yer değiştirme miktarları metre cinsinden (u_{max}) belirlenmektedir. Daha sonra, $\Delta\sigma$ gerilme artışı değerlerine karşılık gelen u_{max} oturma değerleri bir grafiğe geçirilerek, grafiğin doğrusallıktan sapma gösterdiği nokta nihai taşıma gücü (q_u) olarak ifade edilmektedir. Bu yöntem De Beer (1970) yöntemine benzerlik göstermekle birlikte daha tutucu tarafta kalmaktadır. Bu tip analizlerde, kademeli yükleme miktarına ait bir standardın olmayışı nedeniyle, bu çalışmada kademeli yükleme miktarı temel taban basıncı dikkate alınarak seçilmiştir. Bu gerilme değeri $\Delta\sigma = 0.25$ MPa olarak kabul edilmiştir.

FEM çözümünde kireçtaşları için oluşturulan modele ait geometri Şekil 8’de sunulmuştur. Süreksizlik verileri (egemen süreksizlik konumu ve ortalama aralıkları, devamlılıkları, açıklığı, süreksizlik yüzeylerinin dayanımı (JCS), süreksizlik yüzeyinin pürüzlülük katsayısı (JRC) ve süreksizliğin sıklık parametreleri (k_s , k_n), Barton & Bandis (1982) yenilme ölçütü dikkate alınarak modele aktarılmıştır. Limit analiz yöntemlerinde temel genişliği $B=3$ m olarak kabul edildiğinden, arazi geometrisine ilişkin değerlerin B -cinsinden belirtilmesinde yarar görülmüştür.

Şekil 8’de temel genişliği tam kesit olarak görülmektedir. Temelin sağında ve solunda kayaç kütlelerinin litolojisinin ve mekanik özelliklerinin değişmediği varsayılarak, analizin kolay yapılması ve kısa sürmesi için analiz yarım kesit olarak yapılabilmektedir (Şekil 8b). Temeli iki eşit parçaya böldüğü düşünülen eksen boyunca alınan düzlemde (Şekil 8b), yüklemenin hemen altında yalnızca düşey deformasyonlara izin verilirken, kireçtaşının tabanında ve yanal sınır koşullarında deformasyona izin verilmemiştir.

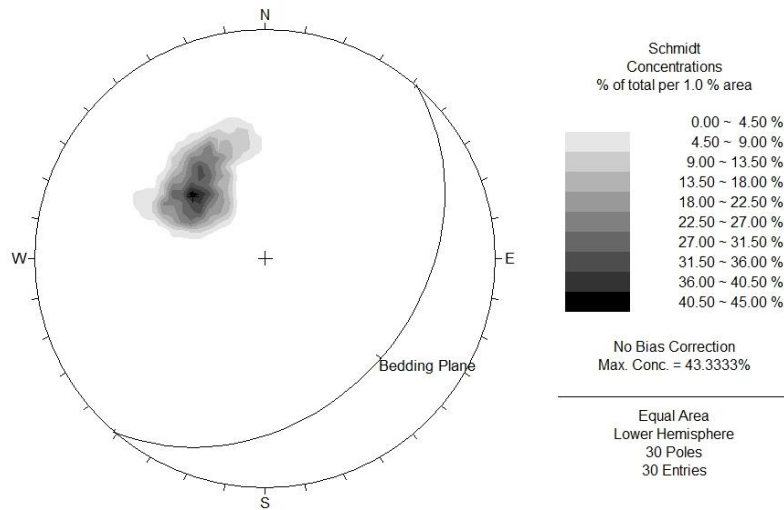


Şekil 8. A) Tam kesit model geometrisi, B) Yarı kesit model geometrisi ve sınır koşulları.

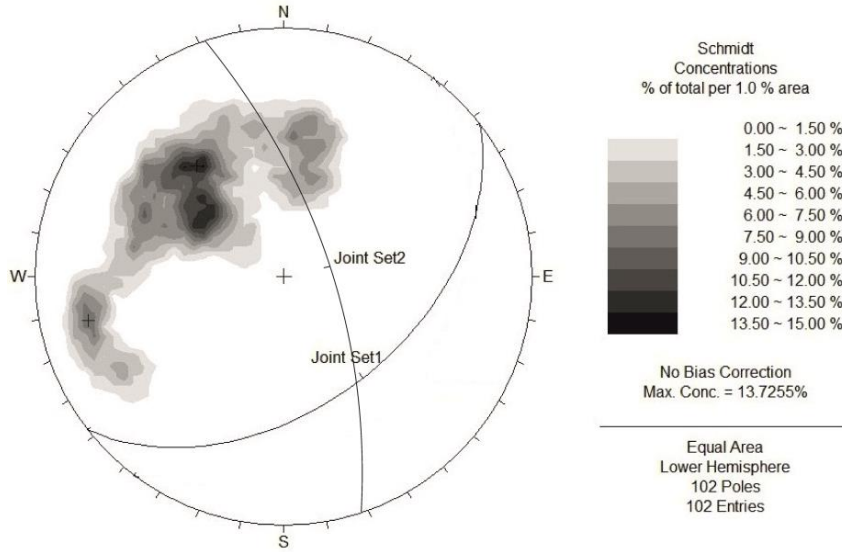
3. Bulgular ve Tartışma

3.1. Kaya malzemesi ve kaya kütlesi özellikleri

Süreksizlik ölçümlerinin alt yarım küre projeksiyonları Şekil 9 ve Şekil 10’da verilmiştir. Buna göre, kireçtaşlarına ait egemen tabaka konumu; $K39^\circ D / 34^\circ GD$ ($129/34$) ve egemen çatlak konumları J_1 : $K50^\circ D / 48^\circ GD$ ($140/48$) ve J_2 : $K18^\circ B / 76^\circ GB$ ($252/76$) olarak belirlenmiştir. J_1 -çatlak takımının eğim açısı değerlerine bakıldığında; üst yapıdan gelecek düşey gerilmelerin temel tabanında yer alan çatlaklarda deformasyon oluşumuna uygun konumda oldukları görülmektedir. Düşey gerilmeler altında yenilmeler, en uygun 45° ’lik açıda gerçekleşmektedir ($\tau_n = \frac{\sigma_1}{2} \times \sin 2\theta$, $\theta = 45^\circ$ için $\sin 2\theta = 1$ elde edilmektedir). Bu durumda, yenilmeyi oluşturan τ_n makaslama gerilmesi maksimum değere erişmektedir. Temelde yer alan kayaç kütlesindeki çatlakların konumlarının uygun olmadığı anlaşılmaktadır. Bu nedenle, kayaç kütle sınıflamasında (RMR) J_1 ve J_2 çatlak takımları için süreksizlik yönelimine göre düzeltme yapılırken, temeller için “uygun değil” değerlendirilmesi yapılmıştır.



Şekil 9. Kireçtaşlarından alınan otuz tabaka ölçüsüne ait alt yarım küre projeksiyonu.



Şekil 10. Kireçtaşlarından alınan yüz iki süreksizlik ölçüsüne ait alt yarım küre projeksiyonu.

Kayaç kütlelerini ayırma derecesine göre sınıflandırmak için arazide ayırılmamış ve ayırılmış süreksizlik yüzeyleri üzerinde yapılan Schmidt çekici deney sonuçları Çizelge 4'te toplu olarak verilmiştir. Eşitlik-3'e göre kayacın ayırma derecesi 1.84 olarak hesaplanmıştır. Böylece, kayaç kütlesi Çizelge 1'e göre 3. sınıfa girmekte ve kayaç, "orta derecede bozunmuş" olarak sınıflandırılmaktadır.

Çatlak yüzeylerinin dayanımı (JCS) ise Singh & Gahrooe (1989)'ye göre Eşitlik-4 kullanılarak belirlenmiştir. Buna göre, laboratuvarında 30 MPa olarak hesaplanan kaya malzemesinin tek eksenli basınç dayanımı (Çizelge 5) ve 1.84 olan ayırma derecesi değeri Eşitlik-4'te yerine konulduğunda, JCS değeri 16.3 MPa olarak elde edilmiştir.

Çizelge 4. Bazı Schmidt çekici deney sonuçları

Ölçüm Noktası	L-tipi Schmidt çekici geri tepme sayıları, (R)							Ortalama-R	Standard Sapma
1	22*	15	18	17	21	19	17		
2	17	22*	20	18	14	14	12**	17	3.13
3	17	13	18	21	14	12**	16		

* R_f: Ayırılmamış süreksizlik yüzeylerinden elde edilen geri tepme sayısı: 22

** R_w: Ayırılmış süreksizlik yüzeylerinden elde edilen geri tepme sayısı: 12

Kireçtaşlarının düşük eğime sahip ($14^\circ < \alpha < 35^\circ$) tabaka yüzeyleri düzgün-basamaklı bir morfoloji sunarken, her iki çatlak takımının da hafif pürüzlü-ondülasyonlu bir morfoloji sundukları belirlenmiştir. ISRM (2007) 'de önerilen ikinci derece pürüzlülük sınıflamasında bu yüzeylerin değeri JRC=12-14 olarak verilmiştir. Sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak yapılan taşıma gücü analizlerinde girdi parametresi olan JRC değeri 14 olarak alınmıştır.

Kaya malzemesine ait tek eksenli sıkışma dayanımı, birim hacim ağırlığı ve su içeriği deneylerinin yanı sıra kireçtaşı karot örnekleri üzerinde elastik dalga hızları ölçülmüştür (V_p ve V_s dalga hızları). Yapılan deneylere göre, kaya malzemesine ait bazı fiziksel ve mekanik özellikler Çizelge 5'te yer almaktadır. Eşitlik-2 dikkate alınarak kireçtaşı için hesaplanan dinamik elastisite modülü değeri IAEG, Anon (1979)'a göre "orta deformabiliteye sahip kayaç" sınıfına girmektedir ($E_i=15-30$ GPa). Laboratuvarında kireçtaşı karot örneği (NX) üzerinde deformasyon kontrollü tek eksenli basınç deneyi sonucunda, kireçtaşının tanjant elastisite modülü $E_t = 6.25 \times 10^3$ MPa bulunmuştur. Bu değer elastik dalga hızları ölçülerek elde edilen dinamik elastisite modülü değerinin çok altındadır. Deformabilite deneyinden elde edilen $E_t = 6.25 \times 10^3$ MPa değeri kaya malzemesinin deformasyon modülü olarak sayısal analizlerde girdi parametresi olarak kullanılmıştır.

Çizelge 5. Laboratuvar deney bulguları

V_p (m/sn)	V_s (m/sn)	ν	E_i (MPa)	σ_{ci} (MPa)	γ_n (kN/m ³)	n (%)
3450±220	1910±104	0.28	6250	30±1.86 N = 6	26.0±1.60 N = 6	5.11±0.213 N = 6

N: Örnek sayısı

Çatlaklı kireçtaşı seviyesinin kalınlığı yapılan sondajlardan elde edilen verilere göre ortalama 5.5 m ve RQD değeri %36 olarak belirlenmiştir. Arazi incelemelerinde ise, temel kayanın yapısal özellikleri, süreksizlik yüzeylerinin konumu ve takım sayıları, süreksizlik ara uzaklığı, ayrışma durumu, yer altı su durumu gibi ölçütlerin belirlenmesi sonucu, kayaç kütesinin temel olma açısından RMR sistemine göre kayaç sınıflaması yapılmıştır. RMR-kayaç kütle sınıflama sistemine (RMR₈₉) göre kireçtaşları için puanlamalar Çizelge 6'da sunulmuştur. RMR sınıflaması [Bieniawski \(1989\)](#)'a göre yapılmıştır. İki çatlak seti için (J₁ ve J₂ çatlak setleri) RMR değeri ayrı ayrı hesaplanmıştır (Çizelge 6). Jeolojik dayanım indeksi (GSI) değeri de hesaplanan RMR değerlerine göre GSI₁ ve GSI₂ olarak Eşitlik-18 gereğince belirlenmiştir.

$$GSI = RMR_{89} - 5 \quad (18)$$

Çizelge 6. RMR sistemine göre kayaç kütle sınıflaması

Sınıflama Parametresi	Parametrelerin Değerleri		Puan	
Tek Eksenli Basınç Dayanımı (MPa)	30		4	
%RQD	36		8	
Süreksizlik Aralığı (m)	J ₁	J ₂	J ₁	J ₂
	0.65	0.46	15	10
Süreksizlik Durumu	Az kaba yüzeyler, sert eklem yüzeyleri		25	
Yeraltı Su Durumu	Yok		15	
Süreksizlik yönelimine Göre Düzeltme	Var		-15	
RMR (J ₁)			52	
RMR (J ₂)			47	

Kireçtaşı kütesinin üst kesimlerinde olan çatlaklı kireçtaşı zonu için gerekli girdi parametreleri için Şekil 11'deki veriler, çatlaklı zonun stratigrafik olarak altında bulunan sağlam temel kayacı için ise Şekil 12'teki veriler kullanılmıştır. Buna göre; J₁-süreksizlik takımı dikkate alınarak yapılan tahminde kayaç kütle kalitesi GSI₁ = 52-5= 47 olarak elde edilmektedir. J₂-süreksizlik takımı dikkate alınarak yapılan tahminde kayaç kütle kalitesi ise GSI₂ = 47-5= 42 olarak elde edilmektedir. Bu değerlendirmeler ışığında, jeolojik dayanım indeksi değeri GSI₁ ve GSI₂ değerlerinin ortalaması olan 45 değeri limit denge analiz yöntemlerinden [Serrano ve ark. \(2000\)](#), [Merifield ve ark. \(2006\)](#), [Saada ve ark. \(2008\)](#) için kullanılmıştır.

Süreksizlik setlerinin ortalama aralıkları, pürüzlülükleri, konumları, devamlılık ve açıklık gibi süreksizliklere ait veriler ve tüm girdi parametreleri Çizelge 7'de sunulmuştur.

Çizelge 7. Süreksizlik girdi parametreleri

Süreksizlik girdi parametreleri	Süreksizlik setlerinin konumları			
	Eklem Seti-1		Eklem Seti-2	
	Eğim yönü (dip direction)	Eğim Miktarı (dip angle)	Eğim Yönü (dip direction)	Eğim Miktarı (dip angle)
	140	48	252	76
Ortalama Aralık (m) Açıklık Devamlılık JRC JCS (MPa) ϕ_b (°) ϕ_r (°) ks (MPa/m) kn (MPa/m)	Süreksizlik özellikleri			
		0.5		0.8
		Kapalı		Kapalı
		0.90		0.90
			14	
			16.3	
			27.2	
			18.1	
		11253		7033.16
		14404		9002.5
Kireçtaşı tabaka özellikleri				
Egemen Tabaka Konumu			Ortalama Tabaka Kalınlığı (m)	
Eğim Yönü (Dip direction)	Eğim Miktarı (Dip Angle)		3 m	
129	34			

Burada ϕ_b kayaç kütesinin içsel sürtünme açısı (RocData programının çatlaklı kaya modeli için verdiği değer), ϕ_r rezidüel içsel sürtünme açısı, k_s kesme sıklığı ve k_n normal sıklık olarak tanımlanmaktadır. Bu değerlerin hesaplanması için gerekli eşitlikler sırasıyla Eşitlik 19, 20, 21’de verilmiştir. Kayaç kütesine ait kayma modülü G_m jeofizik yöntemler kullanılmadığı için Eşitlik-22 kullanılarak bulunmuştur.

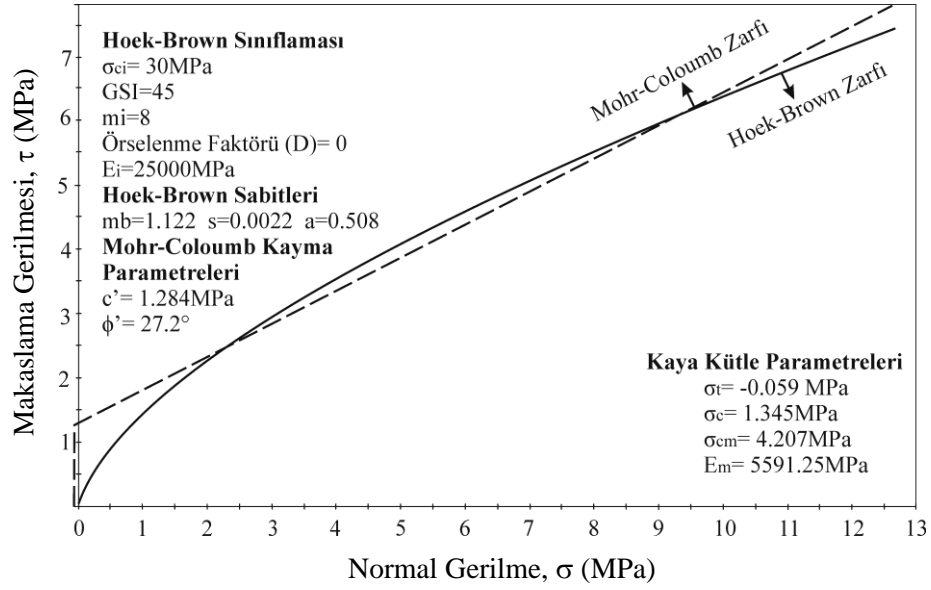
$$k_n = \frac{E_i E_m}{L(E_i - E_m)} \quad (19)$$

$$k_s = \frac{G_i G_m}{L(G_i - G_m)} \quad (20)$$

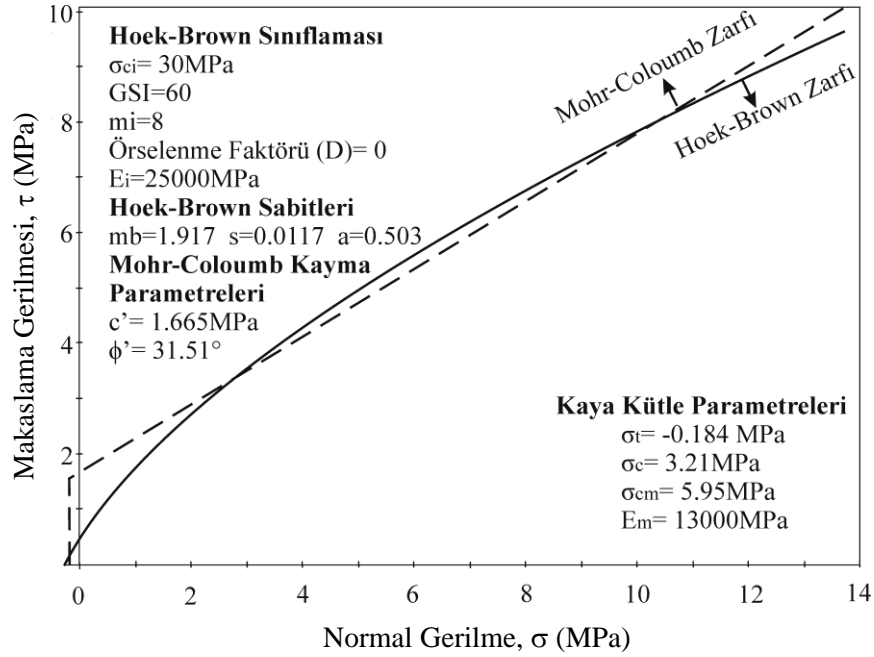
$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20(r/R) \quad (21)$$

$$G_{i,m} = \frac{E_{i,m}}{2(1 + \nu)} \quad (22)$$

Eşitlik [19-22]’de geçen E_i kaya malzemesinin elastisite modülünü (MPa), E_m kayaç kütesi elastisite modülünü (MPa), L ortalama süreksizlik aralığını (m), “r” ayrılmış koşullardaki Schmidt çekici geri tepme sayısını, “R” ayrılmamış koşullardaki Schmidt çekici geri tepme sayısını, G_i kaya malzemesinin kayma modülünü (MPa), G_m Kayaç kütesinin kayma modülünü temsil eder (MPa).



Şekil 11. Çatlaklı kireçtaşı için RocData ile elde edilen normal gerilme-makaslama gerilmesi ilişkisi.



Şekil 12. Sağlam kireçtaşı için RocData ile elde edilen normal gerilme-makaslama gerilmesi ilişkisi.

3.2. Limit denge analiz yöntemleri ile taşıma gücünün belirlenmesi

Bell (1975) tarafından önerilen taşıma gücü analiz yöntemine göre Eşitlik-5 dikkate alınarak nihai taşıma gücü beklenenden yüksek 15.86 MPa olarak hesaplanmıştır.

$$q_u = 1.284 \times 12.06 \times 1 + \left[1 \times \left(\frac{3 \times 0.025}{2} \right) \times 10.162 \right] = 15.86 \text{ MPa}$$

Sadeleştirilmiş Bell çözümünde ise, araziden gelecek gerilme, 15 katlı bir binadan gelecek olan ilave gerilme olarak kabul edildiğinde (1 kata düşen gerilme yaklaşık 0.1MPa için) $\Delta\sigma = 1.5$ MPa olarak kabul edilmektedir. Bu gerilme altındaki c_i ve ϕ_i değerleri Şekil 3'te yer alan eşitlikler kullanılarak kolayca belirlenmektedir. Sürekli temeller için $C_{f1}=1$, 1.5 MPa gerilme altında $c_i = 0.5815$ MPa ve $\phi_i = 38.88^\circ$ olarak hesaplanmıştır. Nihai taşıma gücü yukarıdaki bilgiler ışığında $q_u = 13.06$ MPa olarak hesaplanmıştır.

$$N_{\phi} = \tan^2\left(45 + \frac{38,88}{2}\right) = 4.37$$

$$N_c = 2 \times 4,3718^{0.5} \times (4,3718 + 1) = 22.46$$

$$q_u = 1 \times 22,463 \times 0,5815 = 13.06 \text{ MPa}$$

Kulhawy (1978) tarafından önerilen taşıma gücünün analizi Eşitlik-8 gereğince çözülmüştür. Çatlaklı kaya zonu için; $S < B$ ve süreksizlikler açık çatlaklıdır.

RQD (%) < %70 olduğu durumlar için; **Kulhawy & Goodman (1980)** tarafından $\phi = 30^\circ$ ve $c = 0.1 \times \sigma_{ci}$ alınması önerilmiştir. Bu durumda; $q_u = 2 \times 3 \tan\left(45 + \frac{30}{2}\right) = 10.39 \text{ MPa}$ elde edilmektedir.

Wyllie (1992) tarafından önerilen yöntem araziye uygulanacak olursa; çatlaklı kayaç modelinde [sürekli temel için ($L/B \geq 10$)] nihai taşıma gücü 8,43 MPa olarak elde edilmektedir. Eşitlik-9 dikkate alındığında; $q_u = 30 \times 0.0022^{0.5} [1 + (1.122 + 0.0022^{-0.5} + 1)^{0.5}]$, $q_u = 8.43 \text{ MPa}$ elde edilmektedir.

Bowles (1985) tarafından önerilen taşıma gücü analiz yöntemine göre Eşitlik-12 dikkate alınarak $N_q = 19.34$, $N_c = 36.01$, $N_\gamma = 20.34$ değerleri ile nihai taşıma gücü dairesel temel için 7.84 MPa, kare temel için 7.87 MPa olarak belirlenmiştir.

$$q_u = 1.284 \times 36.01 \times 1.3 + 0.5 \times 0.025 \times 3 \times 20.34 \times 0.6 = 60.56 \text{ MPa}$$

$$q_u' = q_u \times (\text{RQD})^2, q_u' = 60.56 \times (0.36)^2 = 7.84 \text{ MPa}$$

Kulhawy & Carter (1992) tarafından önerilen taşıma gücü analiz yöntemine göre Eşitlik-10 dikkate alınarak nihai taşıma gücü 8.04 MPa olarak belirlenmiştir.

$$q_u = 30 \times [0.0022^{0.508} + (1.122 \times 0.0022^{0.508} + 0.0022)^{0.5}] = 8.04 \text{ MPa}$$

Serrano ve ark. (2000) tarafından önerilen taşıma gücü analiz yöntemine göre Eşitlik-14 dikkate alınarak nihai taşıma gücü 21.77 MPa olarak belirlenmiştir.

$$q_u = 3.97 \times (5.50 - 0.0149) = 21.77 \text{ MPa}$$

Taşıma gücünün belirlenebilmesi için gerekli parametrelerin sayısal değerleri Çizelge 8'de verilmiştir. N_β hesaplanırken $a = 0,508$ ara değeri kullanılmıştır.

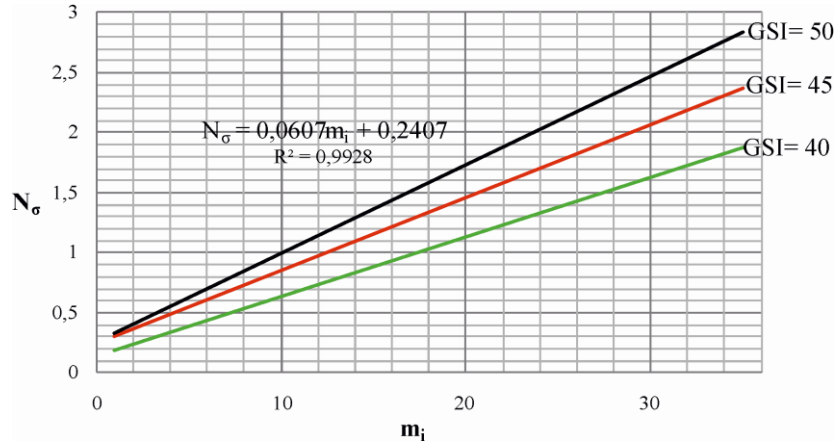
$$\sigma_{01}^* = 0.0149 \text{ için } N_\beta = 9.217 \times 0.0149^{0.1289} = 5.36$$

Çizelge 8. **Serrano ve ark. (2000)** taşıma gücü analiz yöntemi için girdi parametreleri

$\beta_n(\text{MPa})$	A_n	ζ_n	$\sigma_1(\text{MPa})$	σ_{01}^*	N_β
3.97	0.132	0.0149	0	0.0149	5.36

Merifield ve ark. (2006)'na göre kireçtaşlarının nihai taşıma gücü Eşitlik-16 dikkate alınarak 21.79 MPa olarak hesaplanmıştır. Şekil 13'te belirtilen N_σ değerlerinin m_i bağımsız değişkenine bağlı eşitlik, GSI = 45 için kolaylıkla elde edilebilmektedir. Buna göre, GSI=45 ve $m_i = 8$ için $N_\sigma = 0.786$ elde edilmiştir.

$$q_u = 30 \times 0.726 = 21.79 \text{ MPa}$$



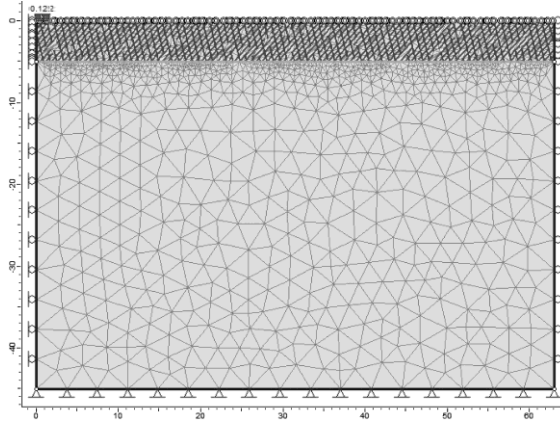
Şekil 13. GSI = 45 için yapılan interpolasyon ve N_{σ} için kullanılan eşitliğin belirlenmesi.

Saada ve ark. (2008) yöntemine göre nihai taşıma gücü değeri Eşitlik-17'den 21.27 MPa olarak hesaplanmıştır. Şekil 7'den GSI=45, D=0 ve $m_i = 8$ için N_{σ} değeri 15.118 olarak elde edilmiştir.

$$q_u = \sqrt{0.0022} \times 30 \times 15.118 = 21.27 \text{ MPa}$$

3.3. FEM kullanılarak gerçekleştirilen taşıma gücü analizi

Sonlu elemanlar yöntemindeki sınır koşullarına ilişkin veriler Şekil 14'te sunulmuştur. Analiz yöntemine göre; temel altındaki normal gerilmelerin toplam yer değiştirme miktarı arasındaki ilişkiden yararlanılarak (doğrusal ilişki modeli) maksimum taşıma gücü belirlenmektedir.

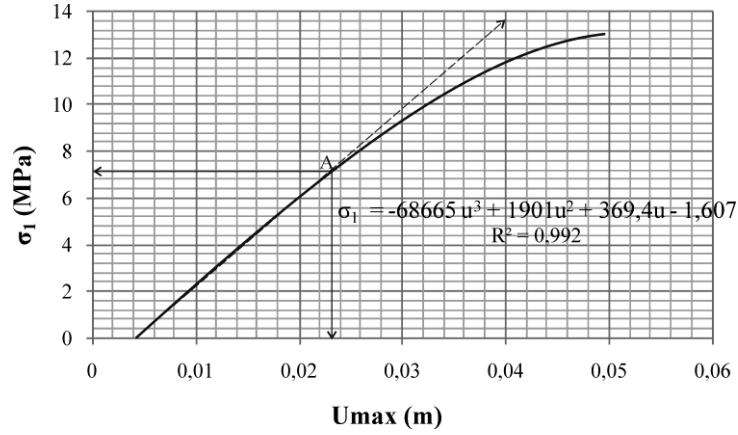


Şekil 14. FEM kullanılarak yapılan analizlerde model geometrisi ve sınır koşulları.

Şekil 15'e göre temel altındaki normal gerilme değeri ve toplam yer değiştirme miktarı arasında parabolik bir ilişki Eşitlik 23 ile ifade edilmektedir.

$$\sigma_1 = -68665u^3 + 1901u^2 + 369,4u - 1,607 \quad (R^2 = 0,992) \quad (23)$$

σ_1 değerinin artmasıyla artan u değerleri, düşük gerilmeler altında lineer bir ilişki sunarken, ilave gerilmelerin artırılmasıyla bu ilişki parabolik bir ifadeye dönüşür (Şekil 16). Yönteme göre σ_1-u ilişkisinin doğrusal ilişkisinin dışına çıktığı nokta, nihai taşıma gücü olarak ifade edileceğinden, A noktasına ait $u_{\max} = 23$ mm değerinin Eşitlik 23'te yazılması ile A-noktasındaki gerilme 7.06 MPa bulunur. Uygulanan yöntemle göre bu gerilme değeri, modelin nihai taşıma gücü olarak kabul edilmektedir.



Şekil 15. Maksimum yer değiştirme (u_{max}) ile büyük asal gerilme (σ_1) arasındaki ilişki.

3.4. Taşıma gücü analiz yöntemlerinin karşılaştırılması

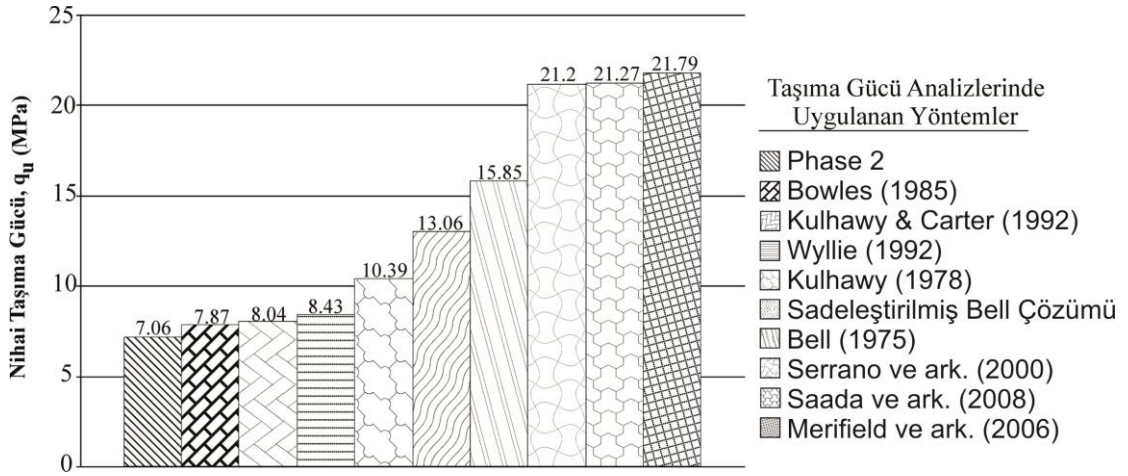
Kullanılan girdi parametrelerinin ve bu parametrelerin sonuca etkisinin araştırılması, yöntemler arasındaki ilişkileri daha açık olarak tanımlayacaktır. Çizelge 9’da limit denge analiz yöntemlerinde kullanılan girdi parametreleri ve belirlenen q_u değerleri yer almaktadır. Çizelge 9’a göre çatlaklı kireçtaşı modeli için nihai taşıma gücü aralığı; 7.06–21.79 MPa değerleri arasındadır.

Çizelge 9. Limit denge analiz ve nümerik yöntemlerde kullanılan parametreler ve taşıma gücü değerleri

	Yöntem	Kullanılan Parametreler	Dikkate alınan Yenilme Ölçütü	Nihai Taşıma Gücü, q_u (MPa)
Limit denge analiz Yöntemi	Wyllie (1992)	$C_{f1}, \sigma_{ci}, s, m_b, a = 0.5$	Hoek - Brown	8.43
	Kulhawy & Carter (1992)	σ_{ci}, s, m_b, a	Hoek - Brown	8.04
	Serrano ve ark. (2000)	GSI, $\sigma_{ci}, s, m_b, a, D_f, N_\beta, \sigma_{01}^*$	Hoek - Brown	21.27
	Merifield ve ark.(2006)	GSI, $N_\sigma, m_i, \sigma_{ci}$	Hoek - Brown	21.79
	Saada ve ark. (2008)	GSI, $m_i, s, N_\sigma, \sigma_{ci}$	Hoek - Brown	21.27
	Kulhawy (1978)	σ_{ci}, ϕ veya $S < B$ ise; c, ϕ	Mohr-Coulomb	10.39
	Bowles (1985)	$c, \phi, \gamma, B, s_c, s_\gamma, RQD(\%)$	Mohr-Coulomb	7.87
	Bell (1975)	$C_{f1}, C_{f2}, c'_i, B, \gamma, \phi', D_f$	Mohr-Coulomb	15.85
Sadeleştirilmiş Bell çözümü (Wyllie, 1992)	C_{f1}, c'_i, ϕ'	Mohr-Coulomb	13.06	
Sonlu Elemanlar		$s, m_b, E_m, \nu, \gamma, \sigma_{ci}, JCS, JRC, k_n, k_s, \phi_r$	Hoek-Brown, Barton-Bandis	7.06
	Phase 2			

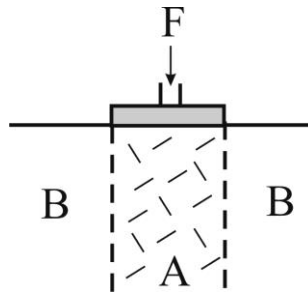
Uygulanan yöntemlerin içinde en yüksek değeri 21.79 MPa ile Merifield ve ark. (2006) yöntemi verirken, en düşük sonuç 7.06 MPa ile sonlu elemanlar analizinden elde edilmiştir (Şekil 16). Limit denge analiz yöntemlerinde göze çarpan husus; bazı yöntemlerin diğerlerine göre, birbirlerine daha yakın sonuçlar vermesidir. Wyllie (1992), Kulhawy & Carter (1992) ve Bowles (1985) yöntemleri

birbirlerine yakın sonuçlar verirken diğer taraftan, Serrano ve ark. (2000), Merifield ve ark. (2006), Saada ve ark. (2008) yöntemleri de kendi aralarında yakın sonuçlar vermiştir (Şekil 16). Buna benzer bir sonuç Kadakci Koca & Koca (2022) tarafından elde edilmiştir. Bell (1975) yönteminden elde edilen sonuç ise; her iki grubun arasında yer almaktadır ($q_u = 15.86$ MPa).



Şekil 16. Uygulanan yöntemlere göre elde edilen nihai taşıma gücü sonuçları.

Sürşarj yüküne bağlı olarak temel tabanı altında bir gerilme oluşmaktadır (Şekil 17). Bu gerilmenin değeri, kat adedi arttıkça artmaktadır (σ_{1A}). σ_{3A} (A-zonu üzerindeki küçük asal gerilme) B-zonu içindeki kayacın dayanımı kadardır ve sürşarj yükü sıfır olduğunda, B-kayaç kütlelerinin tek eksenli basınç dayanımına eşittir (Sadeleştirilmiş Bell çözümü). Sürşarj yükünün sıfır olması durumunda, Hoek-Brown çatlaklı kayaç kütlelerinin dayanımını veren aşağıdaki eşitlik; $\sigma_1 = (m\sigma_{ci}\sigma_3 + s\sigma_{ci})^{\frac{1}{2}} + \sigma_3$; $\sigma_3=0$ olacağından, taşıma gücü, A-zonu içerisindeki büyük ana asal gerilmeye (σ_{1A}) eşit olur. Üstteki eşitlik, $\sigma_{1A} = q_u = c f_1 \times c \times N_c'$ ye dönüşür. Sadeleştirilmiş Bell çözümünde, sürşarj yüklerine bağlı olarak kayaç kütlelerinde meydana gelen anlık kohezyon (c_i) ve anlık içsel sürtünme açısı (ϕ_i) değerleri kullanılmıştır. Çok katlı yapılarda anlık c_i ve ϕ_i değerleri, sabit c ve ϕ değerlerinden daha büyük elde edilmektedir. Kat adedi arttıkça düşey gerilme değerleri de artmaktadır. Bu durumun doğal sonucu olarak, c_i ve ϕ_i değerleri de artmaktadır. Eşitlik 12'de Bell (1975) çözümünü veren eşitlik verilmiştir. Bu eşitlik ile sadeleştirilmiş Bell çözümüne ait eşitlik arasındaki fark; sadeleştirilmiş Bell çözümünde, temel yüzeyinde ve temel altında kayma kamasının ağırlığının ihmal edilmiş olmasıdır. Bu durum, iki çözüm arasında $15.86-13.06 = 2.80$ MPa'lık bir gerilme farkı oluşturmaktadır.



Şekil 17. Sürşarj yüküne bağlı olarak gelişen örselenmiş A-zonu (temel yüzeyde yer almaktadır).

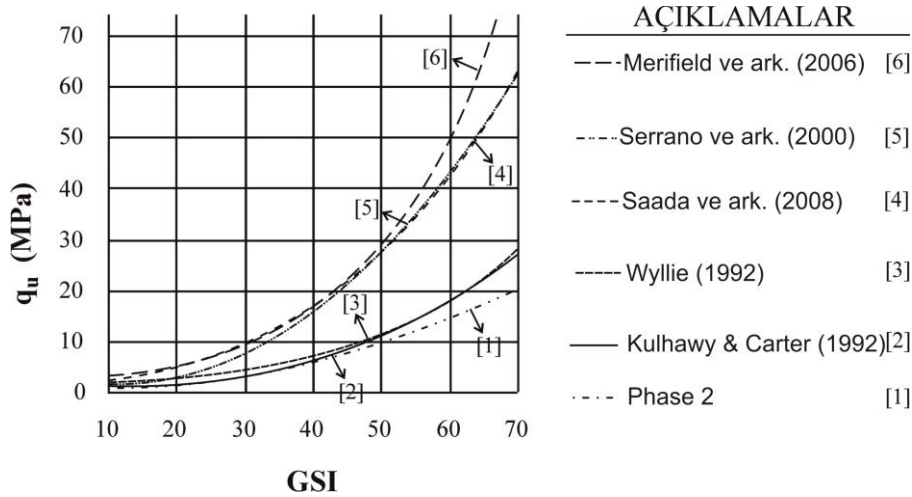
Kulhawy (1978) yönteminden elde edilen q_u değeri ($q_u = 10.39$ MPa) ile Bell (1975) ve sadeleştirilmiş Bell çözümlerinden elde edilen q_u değerleri arasında $5.46-3.41$ MPa'lık fark bulunmuştur. Farkın nedeni, Kulhawy (1978)'de kayaç kütleleri sabit bir sürtünme açısı ve kohezyon değerine sahiptir ve c , ϕ değerleri de Kulhawy & Goodman (1980)'de önerildiği gibi %RQD değerlerine göre seçilmektedir. Bu değerler, üst yapıdan gelen sürşarj yüklerine bağlı olarak değişmektedir. Anlık c_i ve ϕ_i değerleri, çok katlı yapılarda, RQD (%) değerlerine göre seçilen sabit c ve ϕ -değerlerinden daha büyük elde edilmektedir.

Mohr-Coulomb yenilme ölçütünü dikkate alan limit denge analiz yöntemleri Bell (1975), sadeleştirilmiş Bell çözümü (Wyllie, 1992), Kulhawy (1978) ve Bowles (1985)'dir. Bu yöntemlerden elde edilen değerler 7.87-15.86 MPa arasında değişmektedir. Kulhawy (1978) ve Bowles (1985) yöntemlerine göre kayaç kütlelerinin nihai taşıma gücü değeri belirlenirken, RQD değeri etkili olmuştur. Bowles (1985)'de ise oldukça muhafazakâr bir yaklaşımla nihai taşıma gücü RQD'nin karesi ile çarpılarak oldukça küçültülmüştür.

FEM ile yapılan taşıma gücü analizlerinde, arazi şartlarını temsil eden pek çok parametre dikkate alınmakta ve işlemler bu verilere göre yürütülmektedir. Bu nedenle, FEM'den elde edilen taşıma gücü analiz sonucu bazı limit denge analiz yöntemlerine göre daha düşük elde edilmektedir. Kadakci Koca & Koca (2022), Hoek-Brown yenilme ölçütünü temel alan ampirik eşitliklerin nümerik analiz sonuçlarıyla daha uyumlu sonuçlar verdiğini savunmuştur. Bu çalışmada ise, nümerik analizlerden elde edilen sonuç, Bowles (1985), Kulhawy & Carter (1992), ve Wyllie (1992)'den elde edilen taşıma gücü analiz sonuçlarına çok yakın elde edilmiştir (Şekil 16).

Diğer taraftan, Serrano ve ark. (2000), Merifield ve ark. (2006) ve Saada ve ark. (2008)'dan elde edilen sonuçların yaklaşık üçte biri kadardır.

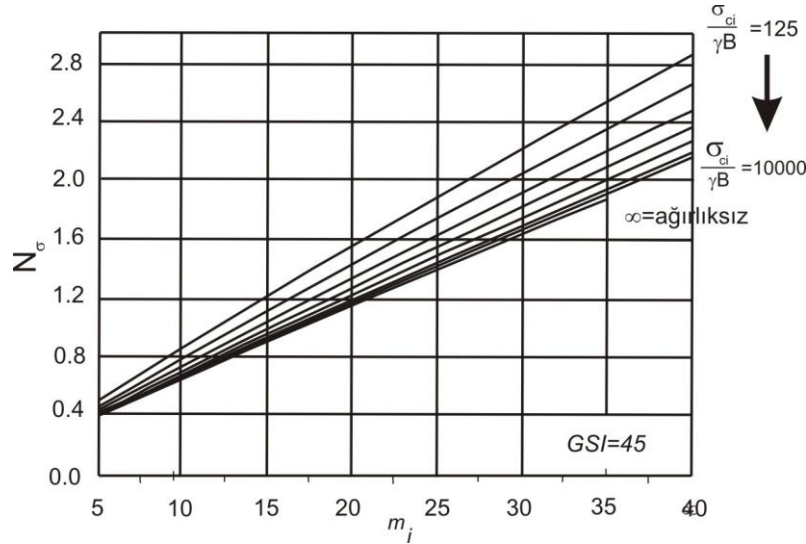
Hoek-Brown yenilme ölçütünü dikkate alan ve taşıma gücü analizlerinde GSI değerlerini doğrudan kullanan Serrano ve ark. (2000), Merifield ve ark. (2006) ve Saada ve ark. (2008) limit denge analiz yöntemlerinden elde edilen nihai taşıma gücü değerleri 21.2 MPa ile 21.79 MPa arasında elde edilmiştir. Maksimum ve minimum nihai taşıma gücü değerlerini veren yaklaşımlar Alemdag ve ark. (2008)'de de benzer bir şekilde bulunmuştur. İncelemeler benzer sonuçlar veren yöntemler arasında kullanılan ortak parametrelerin oldukça fazla olduğunu göstermiştir. Aynı yenilme ölçütünü dikkate alan ve taşıma gücü analizlerinde GSI değerinden yararlanmayan, buna karşın Hoek-Brown parametrelerini kullanan Wyllie (1992) ve Kulhawy & Carter (1992) gibi limit denge analiz yöntemlerinden elde edilen q_u değerleri sırasıyla 8.43 MPa ile 8.04 MPa'dır (Şekil 18). GSI değerini doğrudan kullanan limit denge analiz yöntemlerinden elde edilen nihai taşıma gücü değerleri, GSI değerini doğrudan kullanmayan (kaya kütle sabitlerini kullanan) diğer limit denge analiz yöntemlerinden elde edilen değerlerin yaklaşık üç katıdır.



Şekil 18. GSI değerini doğrudan kullanan [Serrano ve ark. (2000), Merifield ve ark. (2006) ve Saada ve ark. (2008)] ve dolaylı kullanan [Wyllie (1992), Kulhawy & Carter (1992)] limit denge analiz yöntemlerinden elde edilen nihai taşıma gücü sonuçlarının Phase 2 yönteminden elde edilen sonuçla karşılaştırılması.

Merifield ve ark. (2006)'na göre taşıma gücünün hesaplanması Eşitlik-16'ya uygun yapılmaktadır. Herhangi bir kayaçta (GSI, m_i , σ_{ci}), verilen bir GSI değeri için, beklenildiği gibi m_i arttıkça kayacın dayanımı ve eşdeğer Mohr-Coulomb parametreleri de (c' ve ϕ') artar. Merifield ve ark. (2006), kaya kütlelerinin ve dayanımının taşıma gücü üzerindeki etkisini N_σ taşıma gücü faktörüne bağlı olarak araştırmışlardır. Araştırmacılar, $m_i - N_\sigma$ ilişkisini boyutsuz bir faktör olan ($\frac{\sigma_{ci}}{\gamma \times B}$) oranı ile incelemiştir (Şekil 19). Bu oran 125 ile 10^4 aralığında değişmektedir. ($\frac{\sigma_{ci}}{\gamma \times B}$) oranı azaldıkça N_σ değeri

artmaktadır. $m_i - N_\sigma$ grafiğinde, $\frac{\sigma_{ci}}{\gamma \times B} = 125$ ve $\frac{\sigma_{ci}}{\gamma \times B} = 10^4$ doğruları arasındaki fark; GSI büyüdükçe kapanmakta, küçüldükçe açılmaktadır (Şekil 16). $\frac{\sigma_{ci}}{\gamma \times B} = 10^4$ doğrusu temelin yüzeyde olduğu (ağırlıksız olduğu) durumu anlatmaktadır. Kayaç ortamlarda $\left(\frac{\sigma_{ci}}{B}\right)$ oranı sabittir. Bu orana, temelin kendi ağırlığı da ilave edildiğinde; değeri $\left(\frac{\sigma_{ci}}{\gamma \times B}\right)$ olur. Bu oran küçüldükçe N_σ -değeri artmaktadır. Çünkü, q_u ile N_σ taşıma gücü faktörü doğru orantılıdır. Kayacın ağırlık etkisi arttıkça taşıma gücü değeri de artmaktadır. Ağırlık azaldıkça (temelin yüzeyde olması durumu) taşıma gücü değeri de azalmaktadır. Yüzeye tesis edilmiş temellerin taşıma gücü değerleri, temelin kendi ağırlığı ve altındaki kaya kamasının ağırlığının ihmal edilmesi nedeniyle düşük değerler almaktadır. Bu durum, N_σ değeri taşıma gücü eşitliğine salt küçük bir değer olarak girildiğinde, q_u değerini azaltmaktadır. Temel ağırlığı ve kaya kaması ağırlığının ihmal edildiği durum, bir alt sınır çözümünü, her iki ağırlığın da dikkate alındığı durumda elde edilen taşıma gücü değeri ise bir üst sınır çözümünü vermektedir. Merifield ve ark. (2006) tarafından belirtildiği gibi, iki çözüm arasındaki fark; alt sınır çözüm değeri, üst sınır çözümünün %60-%80 azaltılmışı kadardır. Bu çalışmada, Kulhawy & Carter (1992) çözümü bir alt sınır çözümüdür. Kulhawy & Carter (1992) ve Merifield ve ark. (2006) çözümleri arasındaki fark (21.79 - 8.04 = 13.75 MPa) 13.75 MPa mertebesindedir.



Şekil 19. $GSI = 45$ için hazırlanmış $m_i - N_\sigma$ grafiğinde $[\sigma_{ci}/\gamma B]$ değerinin değişimi ($\frac{\sigma_{ci}}{B}$ değeri sabittir, $x \rightarrow 0$ 'a giderken $[\sigma_{ci}/\gamma B]$ değeri sonsuz olur. $\sigma_{ci}/\gamma B = \infty$ olmazsa, ağırlıksız durumu gösterir.)

Kulhawy & Carter (1992)'den elde edilen nihai taşıma gücü değeri, Merifield ve ark. (2006) çözümünden elde edilenden %63 daha az olduğu belirlenmiştir. Kulhawy & Carter (1992) çözümü Merifield ve ark. (2006)'nın bir alt sınır çözümü olarak değerlendirilmiştir. Alt ve üst sınır çözümlerinde elde edilen N_σ -değerleri $GSI \geq 20$ olduğu durumlarda önemli farklar oluşturmakta, daha düşük GSI-değerleri için, elde edilen N_σ değerleri birbirlerine daha çok yaklaşmaktadır.

4. Sonuç

Kaya ortamlarda taşıma gücü analizleri özellikle geniş ölçekli mühendislik çalışmalarında oldukça önem kazanmaktadır. Ancak farklı arazi koşulları ve bu koşullara bağlı mekanik parametreleri dikkate alan yöntemlerden hangilerinin çalışma alanı için uygun olduğu konusunda belirli bir standart bulunmamaktadır. Bu nedenle, bu çalışma kapsamında literatürde bulunan LE yöntemlerini dikkate alan kayalarda taşıma gücü eşitlikleri ile FEM ile hesaplanan nihai taşıma gücü değerleri karşılaştırılmıştır. Bu sayede farklı yöntemlerin bir örnek üzerinden zayıf ve güçlü yönleri detaylı olarak ortaya konulmuştur. Sonuç olarak, İncelenen Kalabak Tepe kireçtaşlarının nihai taşıma gücü değerinin 7.06 –

21.79 MPa arasında olduğu belirlenmiştir. Sonlu elemanlar analiz yönteminden elde edilen nihai taşıma gücü değeri ise $q_u = 7.06$ MPa'dır.

Limit denge analiz ve sonlu elemanlar yönteminden elde edilen taşıma gücü değerlerine ait sonuçlar karşılaştırıldığında; FEM ile Hoek-Brown yenilme ölçütünü dikkate alan [Wyllie \(1992\)](#) ve [Kulhawy & Carter \(1992\)](#), ile Mohr-Coulomb yenilme ölçütünü dikkate alan [Bowles \(1985\)](#) yönteminden elde edilen sonuçların birbirlerine yakın olduğu görülmektedir.

Yüzeye yerleştirilen temellerin taşıma gücü değerleri, temelin kendi ağırlığı ve altındaki kaya kamasının ağırlığının ihmal edilmesi nedeniyle nispeten daha düşük taşıma gücü değerleri elde edilmiştir. Temel ağırlığı ve kaya kaması ağırlığının ihmal edildiği durum, bir alt sınır çözümünü, her iki ağırlığın da dikkate alındığı durumda elde edilen taşıma gücü değeri de bir üst sınır çözümünü vermektedir. İki çözüm arasındaki fark; alt sınır çözüm değeri, üst sınır çözümünün %60-%80 azaltılmış değeri kadar olduğu belirlenmiştir. Bu nedenle, Hoek-Brown yenilme ölçütünü dikkate alan yöntemler arasında dahi taşıma gücü değerlerinde önemli farklar meydana gelmektedir.

Buna karşın limit denge analiz yöntemleri GSI=45 için nispeten daha yüksek taşıma gücü değerleri elde edilmiştir. Bu da limit denge analiz yöntemlerinin düşük dayanımlı kayaç kütlelerinde (GSI<25 gibi) daha mantıklı sonuçlar verebileceği anlamına gelebilir. Bu durumun detaylı çalışmalar ile ortaya konması ileriki çalışmalarda önerilmektedir. Bu nedenle, şeyl, çamurtaşı ve ayrışmış marn gibi zayıf kayaçlarda GSI değerini dikkate alan limit denge taşıma gücü analiz yöntemlerinin kullanılması daha akılcı bir yaklaşım sağlayacaktır. Kalabak Tepe kireçtaşları için ise, FEM'den elde edilen sonucun kaya kütle özelliklerini daha sağlıklı bir şekilde temsil etmesi nedeniyle, LEM ([Kulhawy & Carter 1992](#), [Wyllie 1992](#)) sonuçlarıyla karşılaştırılarak kullanılması faydalı görünmektedir. Bu bağlamda, kaya kütlelerinde çoğunlukla kullanılmakta olan görgül yöntemlerin uygulanması açısından önem mevcut çalışmanın bir örnek çalışma niteliğinde olduğu ileri sürülebilir. Diğer taraftan, çalışmada uygulanan yöntemlerin farklı kaya kütlelerine uygulanması ve elde edilen sonuçların Monte Carlo analiz yöntemiyle ayrıntılı şekilde araştırılması, söz konusu görgül yöntemlerin görece üstünlüklerini ortaya koymak adına faydalı olacağı düşünülmektedir.

Kaynakça

- Agar, J. G., Morgenstern, N. R., & Scott, J. (1987). Shear strength and stress-strain behaviour of Athabasca oil sand at elevated temperatures and pressures. *Canadian Geotechnical Journal*, 24(1), 1-10. doi:10.1139/t87-001
- Alemdag, S., Gurocak, Z., Solanki, P., & Zaman, M. (2008). Estimation of bearing capacity of basalts at the Atasu dam site, Turkey. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 67, 79-85. doi:10.1007/s10064-007-0112-3
- Anon. (1979). Classification of soils and rocks for engineering geological mapping Part I : Rock and soil materials. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, 19, 364-371.
- ASTM. (2010). *ASTM D2845-05. Standard Test Method for Laboratory Determination of Pulse Velocities and Ultrasonic Elastic Constants of Rock*. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- Baker, R. (2003). Inter-relations between experimental and computational aspects of slope stability analysis. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 27, 379-401. doi:10.1002/nag.277
- Baker, R. (2004). Nonlinear Mohr envelopes based on triaxial data. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(5), 498-506. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:5(498)
- Barton, N. R., & Bandis, S. C. (1982). *Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock*. 23rd U.S. Symp. on Rock Mechanics, Berkeley, USA.
- Bell, A. L. (1975). The lateral pressure and resistance of clay, and the supporting power of clay foundations. *Minutes of the Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 199(1915), 233-272. doi:10.1680/imotp.1915.16217
- Bell, F. G. (1992). *Engineering in rock masses*. Oxford: Butterworth-Heinemann.
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering rock mass classifications*. New York, USA: Wiley.
- Bowles, J. E. (1985). *Physical and geotechnical properties of soils*. McGraw Hill.

- Chaudhary, M. T. A. (2007). FEM modelling of a large piled raft for settlement control in weak rock. *Engineering Structures*, 29(11), 2901-2907. doi:10.1016/j.engstruct.2007.02.001
- Chen, H. K., Tang, H. M., & Ye, S. Q. (2006). Damage model of control fissure in perilous rock. *Applied Mathematics and Mechanics*, 27(7), 967-974. doi:10.1007/s10483-006-0713-y
- De Beer, E. (1970). Experimental determination on the shape factors and the bearing capacity factors of sand. *Geotechnics*, 20(4), 387-411.
- Goodman, R. E. (1989). *Introduction to rock mechanics*. 2nd ed. New York, USA: Wiley.
- Gökçeoğlu, C. (1997). *Killi, yoğun süreksizlik içeren ve zayıf kaya kütlelerinin mühendislik sınıflamalarında karşılaşılan güçlüklerin giderilmesine yönelik yaklaşımlar*. (Doktora tezi), Hacettepe Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1980). Empirical strength criterion for rock masses. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 106(9), 1013-36. doi:10.1061/AJGEB6.000102
- Hoek, E. (1983). Strength of jointed rock masses. *Geotechnique*, 33(3), 187-223. doi:10.1680/geot.1983.33.3.187
- Hoek, E., & Brown, E.T. (1988). *The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update*. Proceedings of the Fifteenth Canadian Rock Mechanics Symposium, University of Toronto, 31-38.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(8), 1165-1186.
- Hoek, E., Carina-Torres, C., & Corkum, B. (2002). *Hoek-Brown failure criterion-2002 edition*. Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium, Toronto.
- ISRM. (2007). *The Complete ISRM (International Society for Rock Mechanics) Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 1974-2006*, Editors: R. Ulusay & J.A. Hudson. Ankara, Turkey.
- Jiang, J. C., Baker, R., & Yamagami, T. (2003). The effect of strength envelope nonlinearity on slope stability computations. *Canadian Geotechnical Journal*, 40, 308-325. doi:10.1139/t02-111
- Kadakci Koca, T., & Koca, M. Y. (2022). Finite element and empirical solutions for estimating bearing capacity and settlement of a jointed, multi-layered dam rock foundation. *Journal of Earth System Science*, 131, 231. doi:10.1007/s12040-022-01978-y
- Kıncal, C. (2004). *İzmir iç körfezi çevresinde yer alan birimlerin coğrafi bilgi sistemleri ve uzaktan algılama teknikleri kullanılarak mühendislik jeolojisi açısından değerlendirilmesi*. (Doktora Tezi), Dokuz Eylül Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İzmir, Türkiye.
- Koca, M. Y. (1995). *Slope stability assessment of the abandoned andesite quarries in and around the izmir city center*. (PhD Thesis), Dokuz Eylül University, Graduate School of Natural and Applied Science, İzmir, Türkiye.
- Kulhawy, F. H. (1978). Geomechanical model for rock foundation settlements. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division*, 104, 211-227.
- Kulhawy, F., & Goodman, R. E. (1980). *Design of foundations on discontinuous rock*. International Conference on Structural Foundations on Rock, Sydney, Australia.
- Kulhawy, F., & Carter, J. P. (1992). Settlement and Bearing Capacity of Foundations on Rock Masses. In F. G. Bell (Ed.), *Engineering in Rock Masses*. Oxford: Butterworth-Heinemann. doi:10.1016/B978-0-7506-1965-3.50016-9
- Li, Y., & Xia, C. (2000). Time-dependent tests on intact rocks in uniaxial compression. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 37(3), 467-475. doi:10.1016/S1365-1609(99)00073-8
- Merifield, R. S., Lyamin, A. V., & Sloan, S. W. (2006). Limit analysis solutions for the bearing capacity of rock masses using the generalized Hoek – Brown criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43, 920-937. doi:10.1016/j.ijrmms.2006.02.001
- Poyraz, F. (1996). *Işıklar ve Kalabak Tepe kireçtaşlarında pürüzlülük ölçümleri*. Dokuz Eylül Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Jeoloji Müh. Bölümü, Bitirme Projesi, İzmir.
- Rocscience. (2014a). RocData Version 5.001; Dokuz Eylül University Academic License.
- Rocscience. (2014b.) Dips Version 6.014; Dokuz Eylül University Academic License.
- Rocscience. (2015). Phase 2 v.8.024; Dokuz Eylül University Academic License.
- Saada, Z., Maghous, S., & Garnier, D. (2008). Bearing capacity of shallow foundation on rocks obeying a modified Hoek – Brown failure criterion. *Computers and Geotechnics*, 35, 144-154. doi:10.1016/j.compgeo.2007.06.003

- Santarelli, F. (1987). *Theoretical and experimental investigation of the stability of the axisymmetric borehole*. (PhD thesis), University of London, Imperial College of Science and Technology.
- Serrano A., Olalla, C., & Gonzalez, J. (2000). Ultimate bearing capacity of rock masses based on the modified Hoek – Brown criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 37, 1013-1018. doi:10.1016/S1365-1609(00)00028-9
- Serrano, A., Olalla, C., & González, J. (2001). Corrigendum to “Ultimate bearing capacity of rock masses based on the modified Hoek–Brown criterion”. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 38, 1217. doi:10.1016/S1365-1609(02)00002-3
- Singh, B., & Gahrooe, D. R. (1989). Application of rock mass weakening coefficient for stability assessment of slopes in heavily jointed rock masses. *International Journal of Surface Mining, Reclamation and Environment*, 3(4), 217-219. doi:10.1080/09208118908944277
- Sowers, G. F. (1979). *Introductory Soil Mechanics and Foundations: Geotechnical Engineering*, 4th ed. New York, USA: MacMillan.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. New York, USA: Wiley.
- TS 699. (1987). *Tabii Yapı Taşları Muayene Deney Metodları*. Ankara: TSE.
- Ulusay, R., & Sönmez, H. (2007). *Kaya Kütlelerin Mühendislik Özellikleri*, 2. Baskı. Ankara: Türkiye Jeoloji Mühendisleri Odası Yayınları, Yayın No: 60.
- Warpinski, N. R. (1991). Hydraulic fracturing in tight, fissured media. *Journal of Petroleum Technology*, 43(02), 146-209. doi:10.2118/20154-PA
- Wu, X., Wang, G., Li, G., Han, W., Sun, S., Zhang, S., & Bi, W. (2020). Research on shear behavior and crack evolution of symmetrical discontinuous rock joints based on FEM-CZM. *Symmetry*, 12(8), 1314. doi:10.3390/sym12081314
- Wyllie, D. C. (1992). *Foundations on Rock*. E&FN Spon.
- Wyllie, D. C. (2003). *Foundations on Rock: Engineering Practice*. CRC Press.
- Yang X. L., & Yin, J. H. (2005). Upper bound solution for ultimate bearing capacity with a modified Hoek–Brown failure criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 42(4), 550-560. doi:10.1016/j.ijrmms.2005.03.002
- Yang, S. Q., & Jing, H. W. (2011). Strength failure and crack coalescence behavior of brittle sandstone samples containing a single fissure under uniaxial compression. *International Journal of Fracture*, 168, 227-250. doi:10.1007/s10704-010-9576-4
- Yang, X. L., & Huang, F. (2011). Collapse mechanism of shallow tunnel based on nonlinear Hoek–Brown failure criterion. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 26(6), 686-691. doi:10.1016/j.tust.2011.05.008
- Yang, S. Q., Liu, X. R., & Jing, H. W. (2013). Experimental investigation on fracture coalescence behavior of red sandstone containing two unparallel fissures under uniaxial compression. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 63, 82-92. doi:10.1016/j.ijrmms.2013.06.008
- Zhou X. P., Yang, H. Q., Zhang, Y. X., & Yu, M. Y. (2009). The effect of the intermediate principal stress on the ultimate bearing capacity of a foundation on rock masses. *Computers and Geotechnics*, 36(5), 861-870. doi:10.1016/j.compgeo.2009.01.009