

Zayıf Kayada Çivi Destekli Kazı Davranışının 1:1 Ölçekli Model Deneyi ile İncelenmesi

Arif ÇINAR^{1*}

Havvanur KILIÇ²

M. Mehmet BERİLGİN³

ÖZ

Bu makalede, ayrılmış kumtaşı birimlerde yapılan derin kazıda uygulanan çivili destekleme sisteminin davranışı 1:1 ölçekli bir saha model deneyi ile incelenmiştir. Deney sahasında yapılan geoteknik araştırmalardan belirlenen kaya özellikleri dikkate alınarak yapılan limit denge ve sayısal analizler ile saha model deneyi tasarlanmıştır. Bu tasarıma göre yatayla 85° açı yapan, düşeyde 5 ve yatayda 7 sıra çivi ile desteklenen bir derin kazı yapılmıştır. Çiviler yatayda 15° açı ile yapılan 13 cm çaplı delgilere yerleştirilen ve enjeksiyonlanan 14 mm çaplı nervürlü inşaat çeliği ile imal edilmiştir. Deneyde nihai kazı kotuna kadar kademeli kazı yapılarak kesitin davranışı ölçüm ekipmanları ile gözlenmiş ve nihai kazı kademesinde kesit üzerine sürşarj yükü uygulanmıştır. Aletsel gözlemler çivilerin kafalarına yerleştirilen yük hücreleri (load cell), gövdelerine kaynaklanan şekil değiştirme ölçerler (strain gauge), düşey inklinometreler ve püskürtme beton kaplama üzerine yerleştirilen optik reflektörler ile gerçekleştirilmiştir. Deney sonuçlarını daha iyi değerlendirebilmek için proje sahasında 28 mm çaplı nervürlü inşaat çeliğinden imal edilen ve üzerine şekil değiştirme ölçerler yerleştirilen bir çivi elemanı üzerinde sıyrılmaya deneyi ile enjeksiyon betonu üzerinde serbest basınç deneyleri yapılmıştır. Kazı kademeleri ve uygulanan sürşarj yükü altında yapılan aletsel gözlem sonuçları grafik ve çizimler ile değerlendirilmiştir. Yapılan değerlendirmeler ışığında ayrılmış kaya birimlerde çivilerin güvenle uygulanabileceği, çivi destekli kazının tasarımının yerel ve genel stabilitesinin ayrıntılı saha ve laboratuvar deneyleri ile belirlenemeyen kaya özellikleri dolayısı ile aşırı güvenli tarafta kaldığı sonuçlarına ulaşılmıştır.

Anahtar Kelimeler: 1:1 ölçekli model deney, zayıf kaya, derin kazı, aletsel gözlem.

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu'na 15 Nisan 2023 günü ulaşmıştır. 8 Eylül 2023 günü yayımlanmak üzere kabul edilmiştir.
- 31 Mart 2024 gününe kadar tartışmaya açıktır.

• <https://doi.org/10.18400/tjce.1283890>

1 Geobos Zemin Güçlendirme Sist. Ltd. Şti, İstanbul, Türkiye
arificinar@geobos.com - <https://orcid.org/0000-0003-2002-3333>

2 Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul, Türkiye
kiloc@yildiz.edu.tr - <https://orcid.org/0000-0001-9455-1687>

3 Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul, Türkiye
berilgen@inm.yildiz.edu.tr - <https://orcid.org/0000-0001-6544-011X>

* Sorumlu yazar

ABSTRACT

Investigation of Behavior of Nail-Supported Excavation in Weak Rocks by 1:1 Model Experiment

This paper investigated the behavior of a nail-supported deep excavation in a weathered sandstone unit using a 1:1 scale field model experiment. The 1:1 scaled model experiment was designed by the limit equilibrium and numerical analysis considering the rock properties determined from the geotechnical investigations in the area. So the deep excavation supported by 5 vertical rows and 7 horizontal rows nail was made. The nails are built with 14 mm diameter ribbed construction steels, which are placed and injected into 13 cm diameter drilled holes at a 15° angle. The excavation was performed step by step after the nail construction and geotechnical observation were conducted. A pull-off test on a nail and unconfined compression tests on grout samples were performed to assess the test results better. The pull-off test was performed on a nail that was 28 mm diameter ribbed construction steel, and the strain gauges were placed on it. The data of the instrumental observations made under the excavation stages and the applied surcharge load were evaluated with graphics and drawings. In light of the evaluations, it was concluded that nails could be applied safely in weathered rock units and that the local and general stability of the nail-supported excavation design remains on the extremely safe side due to the rock characteristics that could not be determined by detailed field and laboratory experiments.

Keywords: 1:1 model test, weak rock, deep excavation, instrumental observation.

1. GİRİŞ

Derinliği 1.75 m'den fazla olan kazıların yapılması için uygun şev açısı ile şevli kazı yapılması veya güvenli kazı için iksa destekleme yöntemi seçilmesi gerekmektedir [1]. Terzaghi derinliği genişliğinden fazla olan kazıları veya yüksekliği 6.00 m'den fazla olan kazıları derin kazılar olarak tanımlamış ve destekleme ihtiyacından bahsetmiştir [2]. Zeminlerde yapılan derin kazılarda genellikle destekleme yapılması gerekli iken kaya ortamlarda destekleme ihtiyacı kayanın ayrışma ve süreksizlik durumuna göre değişmektedir. Geoteknik mühendisliğinde önemli yer tutan iksalı kazılar için 1930'lardan bu yana birçok arazi ve laboratuvar çalışmaları gerçekleştirilmiş ve günümüzde geçerli olan güncel tasarım ve uygulama yöntemlerine ulaşılmıştır. Kayalarda zemin ortamlardaki kadar araştırma olmadığı için yapılan iksalı kazılarda ya stabilite problemleri yaşanmakta ya da aşırı güvenli tarafta kalınmaktadır.

Kaya ortamlarda yapılan kazılarda stabilite sorunu yaşanmaması için kayanın ayrışma ve eklem durumu dikkate alınarak tasarlanan bir destekleme sistemine ihtiyaç olabilir. Güncel uygulamalarda kayada açılan derin kazılarda destekleme sistemi olarak genelde çivi veya öngörme ankrajlı sistemler tercih edilmektedir. Özellikle kalıcı iksa yapılarında bakım ve onarım zorluğu sebebiyle öngörmeli ankrajlardan ziyade çivi yapılması yoluna gidilmektedir. Çivi ilk olarak Fransa'da zemin ortamında yapılan karayolu yarmalarının desteklenmesi için kullanılmıştır. Genellikle basit inşaat çeliği kullanılması, bakıma ihtiyaç duyulmaması, desteklediği birim ile kompozit bir sistem oluşturması ve deprem etkisinde performansının iyi olması zemin çivilerini tercih edilir kılmıştır. Özellikle Almanya [3] ve Fransa'da [4], [5] zemin çivileri ile alakalı birçok araştırma yapılmış ve zemin çivilerinin davranışı

aydınlatılmıştır [6]. Son yıllarda ise özellikle bilgisayar teknolojisinin gelişmesine paralel olarak birçok çalışmada yapay sinir ağı teknolojisi kullanılarak zemin çivilerinin davranışı incelenmiştir [7].

Kaya ortamlarda doğal ve yarma şevlerde çivilerin kullanımı yaygın olsa da literatürde zemin çivilerine oranla daha az çalışmaya rastlanmaktadır. Windsor [8], yılda 500.000.000 birim donatı kullanıldığını ve güçlendirme donatılarının kullanımında önemli ilerlemelere rağmen, bunların çeşitli kaya mühendisliği problemlerine uygulanabilirliği konusunda hala çelişki ve kafa karışıklığı bulunduğunu belirterek kaya güçlendirme donatıları ve teknikleri ile bunlara ilişkin kavramları açıklamıştır. Windsor [8] kayada kullanılan donatıları 1) *kaya bulonu* (genellikle 3.00 m'den daha kısa) 2) *halat bulon* (genellikle 3.00 m ile 15.00 m aralığındaki uzunlukta) 3) *zemin ve kaya ankrajları* (*ground anchors*) olarak sınıflandırılmış ve bunların uygulamadaki yerleşim düzenleri, aralıkları ve öngerme durumları ile kapasitelerini karşılaştırmıştır. Kaya bulonu, halat bulon ve ankraj ile imal edilen kaya donatıları aynı ekipman ile benzer şekilde üretilseler de karşıladıkları kuvvetler ve yük aktarma mekanizmaları birbirinden farklıdır. Kaya bulonu ve ankrajlara yüksek öngerme kuvvetleri uygulanırken halat bulonu olarak da tanımlanan kaya çivilerinde öngerme genellikle yapılmamakta veya çok düşük kuvvetlerde uygulanmaktadır.

Ma vd. [9], bir hidroelektrik santral projesinde kaya şevlerinin stabilitesini mikro sismik gözlem ve bunlara dayalı yapılan 3D sayısal analizler ile incelemiştir. Baraj gövdesinin oturtulduğu dik şevli nehir vadisi zayıf mekanik özelliklere sahip olduğundan temel kazıları çiviler ile takviye edilen palyeli şevler ile yapılmıştır.

Kaya güçlendirme sanatı hala gelişmektedir. Zheng vd. [10], ters eğimli süreksizlikleri olan kaya şevleri için akıllı ve hızlı donatı tasarımı için önerdikleri yaklaşım buna iyi bir örnektir. Bu çalışmada, ilk olarak, bir limit denge modeli kullanılarak kaya bulonları ile güçlendirilmiş ters eğimli süreksizlikleri olan kaya şevlerinin stabilitesini değerlendirmek için teorik bir yöntem önerilmiştir.

Literatürde kayalarda yapılan derin kazılarda kayanın güçlendirilmesi için çivi olarak tanımlanan donatı elemanı üzerine çok fazla çalışma olmadığı görülmektedir. Bu durum dikkate alınarak bu makalede zayıf kaya ortamında çivilerle desteklenerek açılan bir derin kazı davranışının 1:1 ölçekli saha model deneyi ile incelenmesi amaçlanmıştır. 1:1 ölçekli saha model deneyinde kademeli kazı yapılarak püskürtme beton ile kaplama ve çiviler imal edilmiş, her kazı-çivi imalatı kademesi sonunda aletsel ölçümler gerçekleştirilmiştir. Bu kapsamda çivi kafasında eksenel kuvvet, çivi boyunca şekil değiştirme ve kazı kesitinde yatay yer değiştirmeler ölçülmüştür. Deneyde nihai kazı kademesine ulaşıldıktan sonra kazı arkasında sürşarj uygulanmış ve sürşarj etkisinde kazının ve çivilerin davranışı gözlenmiştir. Çivilerin nihai taşıma gücü çivi çekme (sıyrıma) deneyi ile belirlenmiştir. Yapılan tüm deneysel çalışmaların ayrıntıları ve alınan ölçüm verileri ile ulaşılan sonuçlar aşağıda sunulmuştur.

2. ZEMİN KOŞULLARI VE DENEY SAHASI

1:1 ölçekli saha model deneyi, Sakarya'nın Adapazarı İlçesi'nde inşası planlanan katı atık arıtma tesisi için yapılan bir derin kazı destekleme projesi kapsamında gerçekleştirilmiştir. Proje alanının konumu ve çivili derin kazı imalatı Fotoğraf 1'de gösterilmiştir. Fotoğraf 1'de

görülen kesimde kazı kademeli olarak yatayla 54° açı ile (1Y:1.4D) şevli kazılmıştır. Palye genişliği 5.00 m ve kazı kademeleri sırasıyla altta 15.00 m ve üstte 10.00 m'dir. Kazı derinliğinin 25 m'lere ulaştığı bu projede kazı stabilitesinin kalıcı çiviler ile artırılmasının uygun bir mühendislik çözümü olduğu görülmüştür.

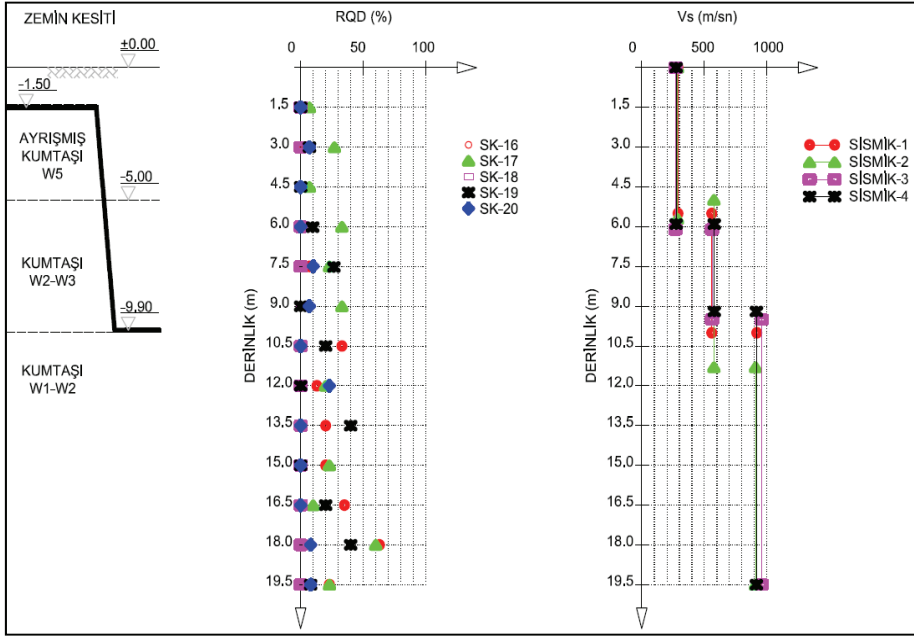


Fotoğraf 1 - İnceleme alanı a) uydu görüntüsü b) çivili iksa uygulama görüntüsü

Model deneyin gerçekleştirildiği proje alanında detaylı jeolojik ve geoteknik etütler yapılmış ve bölgenin genelde Çakraz Formasyonuna ait kumtaşı birimlerden oluştuğu belirlenmiştir. Karasal çökelilerden oluşan Çakraz Formasyonu, kahve-kızılsı renge sahip olup çakıltaşı, kumtaşı ve çamurtaşlarından oluşmaktadır. Yapılan sondajlarda üst seviyelerde 4-5 m derinliğe kadar W5, 10-12 m derinliğe kadar W2-W3 ayrışma dereceli kumtaşı birimlere rastlanmıştır. Saha deneyleri için önemli olan ilk 10 m derinlikte RQD değerleri %0-33 arasında elde edilmiş olup bu durum sahadaki birimin ayrışma derecesinin ileri düzeyde olduğunu göstermektedir. Yapılan sismik deneylerde nebati toprak ve altında yapay dolgu ile çok ayrışmış kumtaşı ilk tabaka için ortalama $V_s=280$ m/s ve sonraki tabaka için ortalama $V_s=570$ m/s ölçülmüştür. Sahada yapılan sondajlara ait örnek karot sandığı Fotoğraf 2'de ve elde edilen idealize zemin profili Şekil-1'de sunulmuştur.



Fotoğraf 2 - Model deney alanındaki karot sandıklarından biri



Şekil 1 - İdealize geoteknik model, RQD'ler ve sismik saha deneyi sonuçları

Deney alanında yapılan sondajlardan alınan numuneler üzerinde birim hacim ağırlık, nokta yükleme ve tek eksenli basınç deneyleri yapılmıştır. Tablo 1'de bu deneylerin sonuçları verilmiştir.

Tablo 1 - Deney alanında bulunan kaya parametreleri özet tablosu

Sondaj No	Sondaj Kotu (m)	Derinlik (m)	RQD (%)	γ (kN/m ³)	$I_{s,50}$ (MPa)	q_u (MPa)
SK-16	105.00	0.0-5.0	0	25.5	2.36	40.37
		5.0-10.0	7			
SK-17	112.00	0.0-5.0	14	27.0	1.02	13.79
		5.0-10.0	33			
SK-18	130.00	0.0-5.0	0	25.6	0.94	
		5.0-10.0	0			
SK-19	139.85	0.0-5.0	2	24.7	1.54	
		5.0-10.0	12			
SK-20	116.00	0.0-5.0	2	21.5	0.41	
		5.0-10.0	3			

Tablo 1’de görüldüğü gibi deney sahasında kumtaşı-çamurtaşı birimin numune (intact) birim hacim ağırlığı (γ) 21.5-27.0 kN/m³ arasında değişmektedir. Nokta yükleme mukavemetleri (I_{s50}) 0.41-2.36 MPa arasındadır. Deneylerde serbest basınç mukavemeti (q_u) 13.79-40.37 MPa arasında elde edilmiştir. RQD değerlerine göre ilgili birim “zayıf kaya” olarak sınıflandırılmıştır [11].

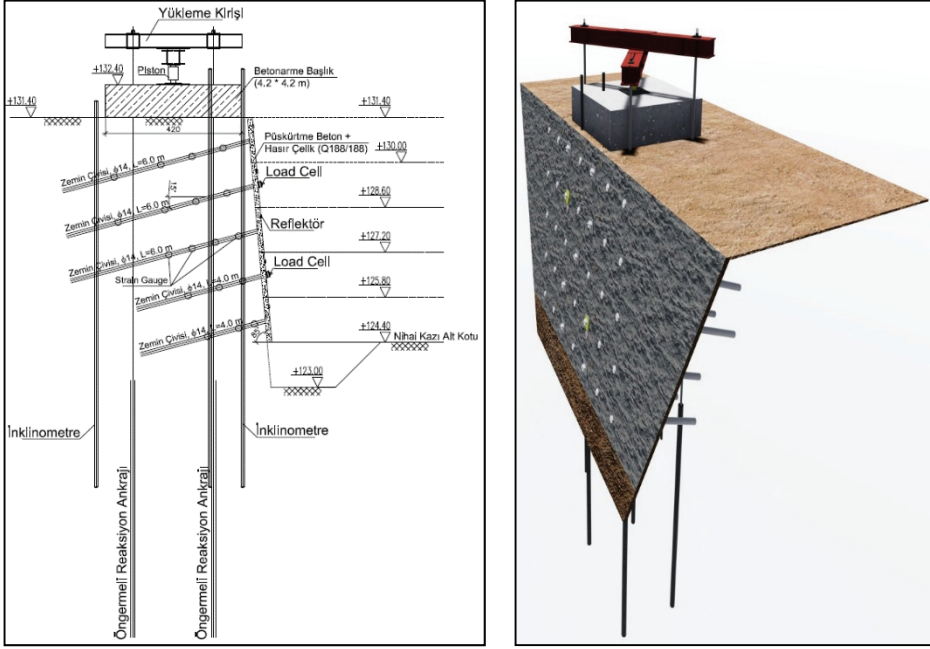
3. 1:1 ÖLÇEKLİ SAHA MODEL DENEYİ

Zayıf kayada çivi davranışını incelemek için kumtaşı-kiltaşı formasyonlu proje sahasında 1:1 ölçekli bir model deney yapılmıştır. Model deneyin tasarımı sonlu elemanlar yöntemine dayalı gerilme şekil değiştirme analizleri ve limit dengeye dayalı stabilite analizleri ile gerçekleştirilmiştir. Bu tasarımda 4.20 m x 4.20 m alanda 170 kPa sürşarj basıncı ve maksimum 8.40 m kazı yüksekliği göz önüne alınmış, “FHWA-Zemin Çivili Duvar Tasarımı [6]” referansı esas alınarak çiviler boyutlandırılmıştır (Şekil 2). Bu kapsamda yapılan stabilite analizleri çivi davranışını eğilme ve kesme dayanımını dikkate alarak Basitleştirilmiş Bishop Dilim Yöntemini esas alan Talren 4 ticari yazılımı ile gerçekleştirilmiştir. Sürşarj basıncı, reaksiyon ankrajları ve çelik yükleme kirişleri kullanılarak oluşturulan yükleme sisteminde betonarme başlık plağı ve kirişler arasına yerleştirilen hidrolik kriko ile uygulanmıştır. Tasarımda Tablo 2’de verilen parametreler kullanılmıştır. Kayma mukavemeti parametreleri RMR (rock mass rating) sistemi [12] dikkate alınarak RocLab [13] ticari yazılımı yardımı ile belirlenmiştir. RocLab yazılımında kaya sınıflandırması RMR kaya sınıflandırma sistemine göre genelleştirilmiş Hoek-Brown Göçme Kriteri kırılma zarfı ve malzeme parametreleri (m_b , s ve a) belirlenmekte ve kaya kütlesi için eşdeğer Mohr-Coulomb Göçme Kriteri’nin kayma mukavemeti parametrelerini (kohezyon ve sürtünme açısı) hesaplanmaktadır.

Tablo 2 - Model deneyin tasarımında kullanılan kaya parametreleri

Tabaka	Tabaka kalınlığı (m)	Birim hacim ağırlık (γ) kN/m ³	Kayma mukavemeti açısı (ϕ) (°)	Kohezyon (c) kPa	Birim sürtünme direnci (q_s) kPa
Kumtaşı-1	4.0	21	26	5	75
Kumtaşı-2	4.4	26	31	85	200

Kazının çivilerle takviye edilmeden yapılması ve sürşarj yüküne maruz bırakılması durumunda Tablo 2’de verilen parametrelerle Basitleştirilmiş Bishop Dilim Yöntemi ile limit dengeye göre yapılan stabilite hesabında güvenlik sayısı $FS=0.77$ olduğu belirlenmiştir. Kazı stabilitesini artırmak için yapılan analizler sonucunda çapı 14 mm olan nervürlü inşaat çeliğinden yapılan çivilerin 1.40 m yatay ve düşey aralıklar ile kazı derinliğince 5 sıra tatbik edilmesi uygun bulunmuştur. Yapılan ön analizlerde yeterli güvenliği sağlamak için çivi boyları üstteki üç sıra çivide 6 m ve alttaki iki sıra da ise 4 m seçilmiştir. Çivilerin boyutları ve tasarımda dikkate alınan birim sürtünme direnci (q_s) ve çivi donatısı akma dayanımı (f_{yk}) değerlerine göre güvenli taşıma gücü (N_{maks}) değerleri Tablo 3’te verilmiştir.

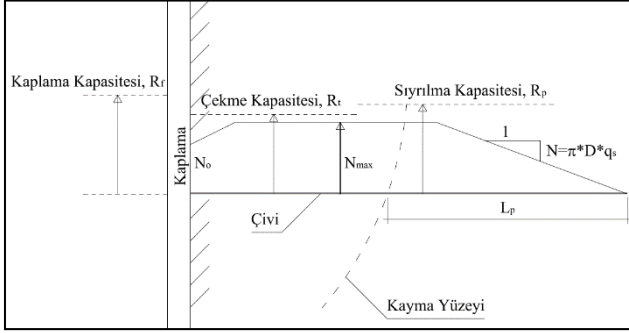


Şekil 2 - 1:1 ölçekli model deney a) En kesit b) Perspektif görünüşü

Tablo 3 - Çivi tasarımında kullanılan parametreler

Çivi No	Çivi kotu	Çivi boyu (L, m)	Çivi açısı (β , °)	Güvenli taşıma gücü (N_{maks} , kN)
1. Sıra (T1)	130.70	6	15	56.2
2. Sıra (T2)	129.30	6	15	56.2
3. Sıra (T3)	127.90	6	15	56.2
4. Sıra (T4)	126.50	4	15	56.2
5. Sıra (T5)	125.10	4	15	56.2

Limit denge çözümlerinde çivilerdeki eksenel yükler tanımlanırken hem çivinin etrafındaki sürtünme direncini (q_s) hem de çivi donatısının akma dayanımını (f_{yk}) dikkate alacak şekilde eksenel yük dağılımı kullanılmıştır. Maksimum çivi yükü olarak donatının akma dayanımına $FS=1.15$ güvenlik katsayısı uygulanarak hesaplanan $N_{maks}=56.2$ kN değeri kullanılmıştır. Buna göre çivilerin boyutlandırılmasında dikkate alınan sıyırılma, çekme ve kaplama yükü kapasiteleri ile sıyırılma yükü zarfı Şekil 3'te gösterilmiştir [6]. Şekilden de anlaşılacağı üzere zemin türüne göre çivinin taşıyabileceği maksimum yük çivinin sıyırılma kapasitesi veya donatının kopma kapasitesi ile sınırlanmaktadır.



Şekil 3 - Çivi boyutlandırılmasında dikkate alınan yük kapasiteleri ve sıyrılma yükü zarfı

Kazı yüzeyleri hasır çelik ve püskürtme beton (shotcrete) ile kapatılmıştır. Kazının limit denge durumuna ulaşması ve çivilerin daha fazla yüklenmesini sağlamak için en son kademede püskürtme beton uygulanmadan 1.40 m ilave kazı yapıldıktan sonra sürşarj uygulanmıştır. Sürşarj uygulaması zemin yüzeyinde tesis edilen özel bir yükleme düzeneği ile yapılmıştır. Bu düzenek 4.20 m x 4.20 m boyutlarında inşa edilen betonarme bir plak üzerine yerleştirilen 300 tonluk hidrolik kriko ile 4 adet reaksiyon ankrajları ve yükleme kirişleri kullanılarak oluşturulmuştur. Bu yükleme düzeneği ile kazı arkasında betonarme plak vasıtası ile 170 kPa mertebelerinde bir sürşarj basıncı oluşturulması planlanmıştır. Sürşarj basıncı kademeli olarak uygulanmış ve boşaltılmıştır (Şekil 2 ve Fotoğraf 3). Nihai kazı ve sonrasında uygulanan ortalama 170 kPa mertebesindeki sürşarj basıncı altında önemli deformasyon ve stabilite problemlerinin ortaya çıkmadığı görülmüştür.

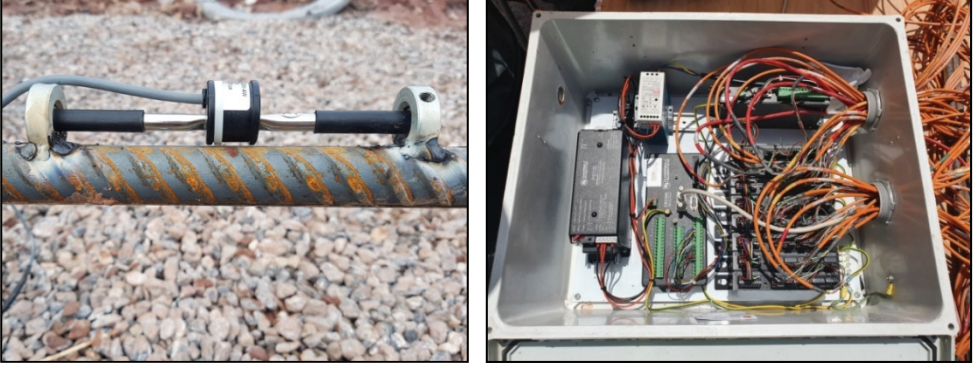


Fotoğraf 3 - Model deney a) Sürşarj yükleme düzeneği b) Kazı sonrası önden görünüş

3.1. Ölçüm Aletleri

Model deneyde kazı ve sürşarj etkisi ile kazı ortamının, yüzey kaplama betonunun ve çivilerin davranışını incelemek için bu elemanlara çeşitli ölçüm aletleri yerleştirilmiştir. Bu ekipmanlar, çivi başlarında yük hücreleri (load cell), çivilerin üzerine yerleştirilen şekil değiştirme ölçerler (strain gauge), püskürtme beton yüzeyine yerleştirilen optik ölçme

noktaları (reflektörler), başlık kirişi deplasmanını ölçmek için komparatörler ve inklinometre kuyularıdır. Çivilerin üzerine yerleştirilen şekil değiştirme ölçerler Şekil 2’de gösterildiği gibi her çivide 3 veya 4 farklı noktada olmak üzere toplam 32 adettir. Şekil değiştirme ölçerler çivilerin üzerine Fotoğraf 4’te gösterildiği gibi kaynaklanmış ve bir veri toplama sistemi (data logger) yardımı ile şekil değiştirme ölçümleri bilgisayara aktarılmıştır.



Fotoğraf 4 - Kaynaklı şekil değiştirme ölçer ve çok kanallı data logger görüntüsü

Çivilerin karşıladığı aksenal yükü belirlemek için 2 çivinin başlığına Fotoğraf 5’te gösterildiği gibi yük hücreleri (load cell) yerleştirilmiştir.



Fotoğraf 5 - Yük hücresi

Kazı yapılan ortamın yer değiştirmelerini ölçmek için kazı kesitine ardı ardına 3 adet inklinometre ve shotcrete yüzeyine 30 adet reflektör yerleştirilmiştir (Fotoğraf 6).



Fotoğraf 6 - Reflektör ve inklinometre ölçüm görüntüleri

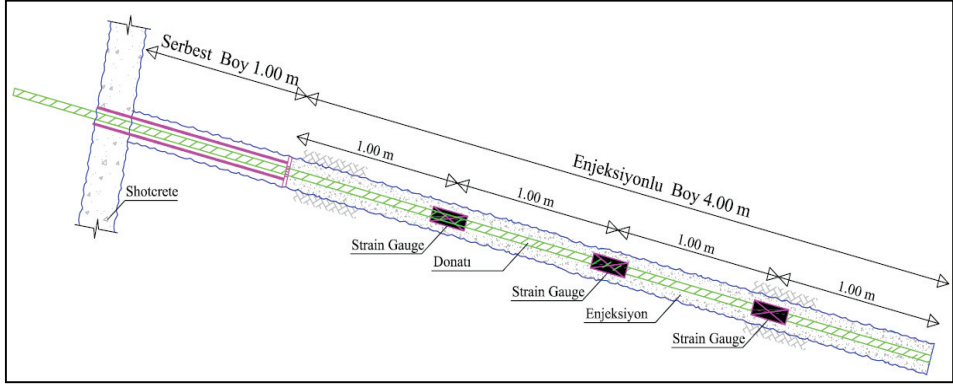
3.2. Çivi Çekme Deneyi

Çivi çevresindeki jeolojik ortam ile enjeksiyon ara yüzünün sürtünme direnci (q_s) tasarımı yön veren önemli bir parametredir. Sürtünme direnci, jeolojik ortam türü, delgi yöntemi, enjeksiyon özellikleri, düşey efektif gerilme, ortamın birim hacim ağırlığı gibi birçok değişkene bağlıdır. Bu parametrelerin belirlenmesinde en doğru yaklaşım yerinde çivi çekme deneylerinin yapılmasıdır. Bu sebeple 1:1 ölçekli saha deneyinde kazıyı destekleyen çivilerin davranışlarını belirlemede yardımcı olmak üzere bir çivi üzerinde çekme deneyi yapılmıştır. Bu deney, 5.00 m delgi boyu ve 4.00 m enjeksiyon boyuna sahip bir çivi üzerine şekil değiştirme ölçerler yerleştirilerek bir hidrolik kriko ile çivinin kafasına aksel çekme uygulanarak yapılmıştır. Çivideki uzama miktarı hidrolik pistonun hareketine bağlı olup piston ucuna yerleştirilen bir yer değiştirme ölçer vasıtası ile ölçülmektedir (Fotoğraf 7).



Fotoğraf 7 - Çivi çekme deneyi düzeneği

Çekme deneyinde, reaksiyon bölgesinde oluşacak gerilmelerin çivi gövdesini etkilememesi için çivinin yüzeyden itibaren ilk 1.00 m'lik kısmı enjeksiyonlanmadan serbest boy olarak bırakılmıştır. Çekme deneyi uygulanan bir çivinin detayı Şekil 4'te verilmiştir.



Şekil 4 - Çekme yapılan çivi detayı

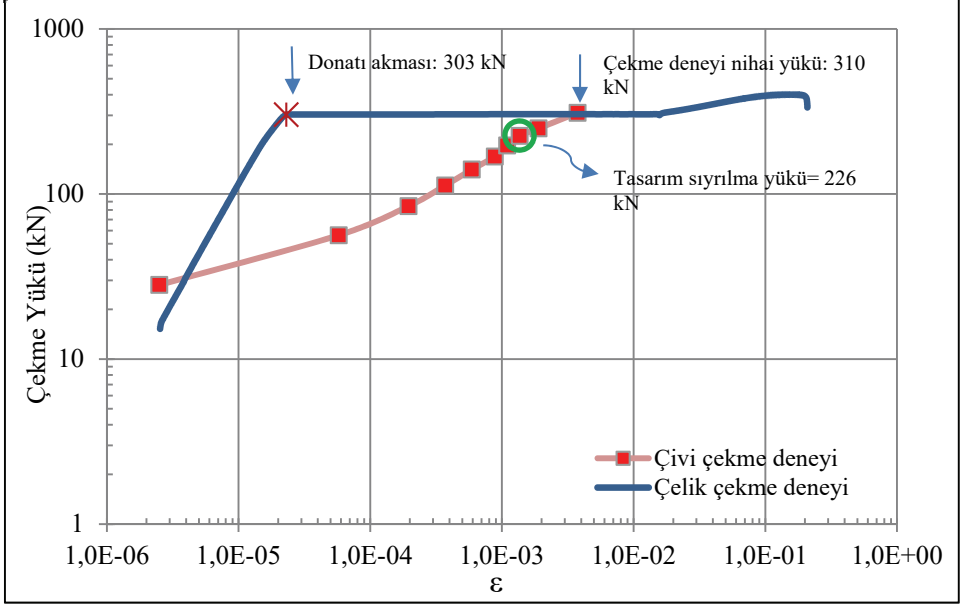
Şekil değiştirme ölçerler çivi üzerine Fotoğraf 4'de gösterildiği şekilde kaynakla tutturulmuştur. Kullanılan şekil değiştirme ölçerler kalibrasyon sertifikalarına göre kalibre edildikten sonra doğru şekil değiştirme ölçüldüğü Yıldız Teknik Üniversitesi Yapı Laboratuvarı'nda doğrulama testleri ile kontrol edilmiştir.

Çivi çekme deneyi "FHWA-Zemin Çivili Duvar Tasarımı-Doğrulama Testi Prosedürü" dikkate alınarak çivide göçme (sıyrılma, akma veya kopma) olana kadar yükleme yapılarak gerçekleştirilmiştir [6], [14], [15]. Deneyde çivi donatısı olarak $D=28$ mm çapında S420 sınıfı nervürlü inşaat çeliği kullanılmıştır. Çekme deneyi uygulanan çivinin model deneyde kullanılan 14 mm çapındaki donatıdan daha kalın olması tercih edilmiştir. Böylece daha kalın donatıların dayanımından faydalanarak daha yüksek çekme yüklerine çıkılması ve enjeksiyon/zemin arasında sürtünme direncinin yenilmesi hedeflenmiştir. Çekme deneyi yapılan çivi model deney sahasında $D=130$ mm çapında, havalı tabancalı delgi yöntemi ile imal edilmiştir. Çivi imalatında ağırlıkça 2/3 oranında su/çimento kullanılmıştır. Sahada imal edilen enjeksiyonlardan numuneler alınarak laboratuvarında serbest basınç deneyine tabi tutulmuştur. Deney sonucunda elde edilen elastisite modülü değerleri Tablo 4'te verilmiştir.

Tablo 4 - Enjeksiyon numuneleri deney sonuçları

Numune Yaşı (gün)	Elastisite Modülü E (GPa)	Poisson Oranı ν (-)	Birim Hacim Ağırlık γ (kN/m ³)
7	2.89	0.28	17.15
14	4.71	0.26	17.10
Ort.	3.80	0.25	17.10

Çekme deneyi sonunda elde edilen yük-şekil değiştirme diyagramını $\phi 28$ mm çaplı nervürlü inşaat çeliğinin yük-şekil değiştirme diyagramı ile birlikte Şekil 5'te verilmiştir. Çelik donatının laboratuvar çekme deneyi sonuçlarını saha çivi çekme deneyi sonuçları ile karşılaştırabilmek için yüklerin dikkate alındığı düşey eksen logaritmik ölçeklendirilmiştir. Şekil 5'ten görüldüğü gibi çivi çekme deneyi yük-şekil değiştirme ilişkisi çelik donatınınkinden farklıdır. Bu farklılık çelik donatıyı kaplayan enjeksiyonun çevresindeki kaya ile etkileşiminden kaynaklanmaktadır.



Şekil 5 - Çivi çekme deneyinde yük-şekil değiştirme grafiği

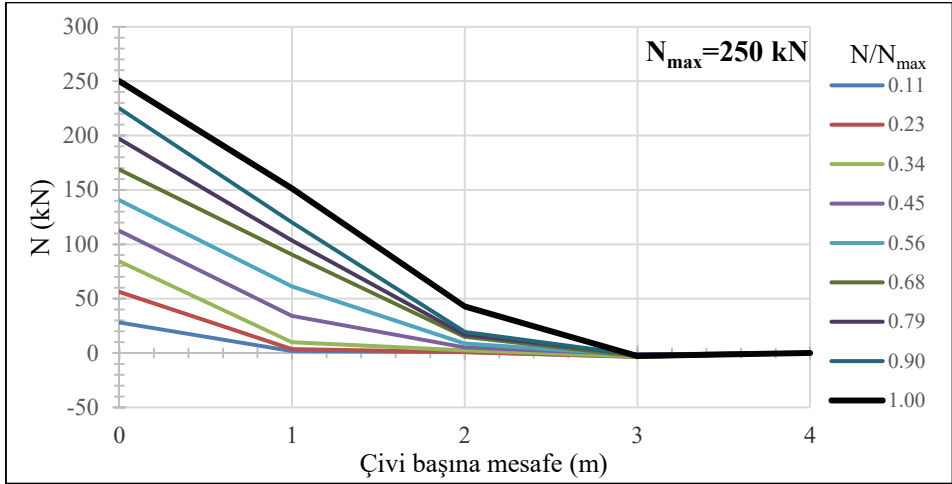
Çivi eksenini boyunca ölçülen normal şekil değiştirmeler (ϵ_x) dikkate alınarak aşağıdaki eşitlik ile çivi boyunca aksenal kuvvet (N) değişimi hesaplanmıştır.

$$N = \epsilon_x E_k A_k \quad (1)$$

Bu eşitlikte E_k ve A_k kompozit kesitin elastisite modülü ve enkesit alanıdır. Kompozit kesitin elastisite modülü enjeksiyon ve çeliğin elastisite modülleri alanları oranında dikkate alınarak belirlenen kompozit elastisite modülü ile hesaplanmıştır. Buna göre çivi elemanın kompozit elastisite modülü;

$$E_k = \left\{ \frac{(E_{enj} \cdot A_{enj}) + (E_d \cdot A_d)}{A_{enj} + A_d} \right\} \quad (2)$$

eşitliğinden belirlenmiştir. Burada E_k kompozit kesitin elastisite modülünü, E_{enj} ve E_d çivi enjeksiyonunun ve donatının elastisite modülünü temsil etmektedir. A_{enj} ve A_d ise sırasıyla çivi enjeksiyonu ve donatının kesit alanıdır. Kompozit kesitin elastisite modülü (E_k) ve strain gaugelerde okunan normal birim şekil değiştirme (ε) değerleri kullanılarak kesit üzerindeki gerilmeler (σ) ve kesit alanı kullanılarak eksenel yükler (N) hesaplanmıştır. 250 kN eksenel çekme yükü altında 4.00 m enjeksiyon boyuna sahip çivide hesaplanan eksenel yük değişimleri Şekil 6'da verilmiştir.



Şekil 6 - Çivi çekme deneyinde eksenel yükün çivi boyunca değişimi

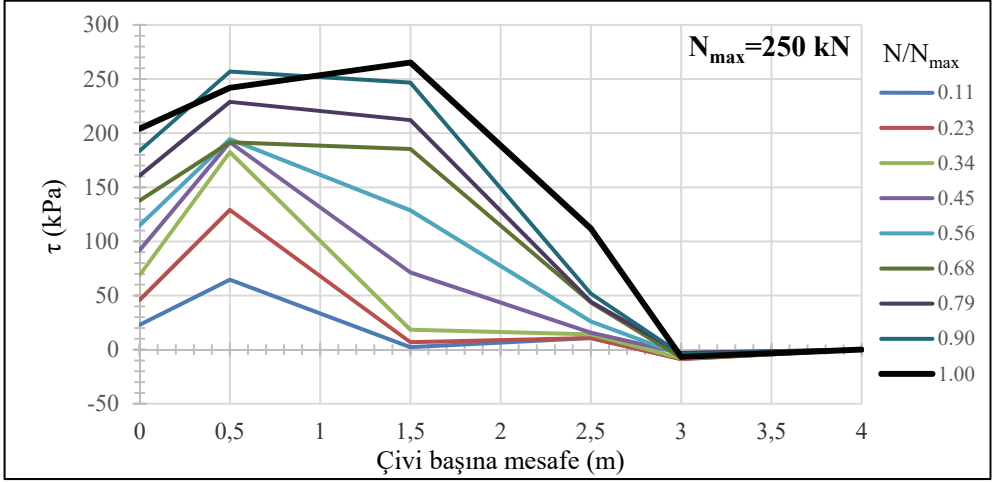
Eksenel yük değişimleri ve aşağıdaki eşitlik kullanılarak kaya/enjeksiyon betonu arasındaki kayma gerilmeleri (τ) belirlenebilir:

$$N = \pi D \int_0^L \tau dl \quad (3)$$

Bu eşitlikte L çivi boyu olup Şekil 6'da verilen N değerleri kullanılarak kayma gerilmeleri (τ) Şekil 7'de gösterildiği gibi belirlenmiştir.

Şekil 7'de verilen eksenel çekme altında kayma gerilmelerinin çivi boyunca değişimleri literatürle uyumlu olup enjeksiyon başlangıcından uzaklaştıkça azalmakta 3.00 m mertebelerinde sıfırlanmaktadır. Buna göre sıyrılma gerilmesi (bond stress, τ) çivi başında hesaplanırken uzunluk $dl=3.00$ m alınmıştır. Bu durum donatının kopma durumuna ulaşması durumunda çivinin $2/3$ 'ünün uygulanan eksenel çekme kuvvetini karşıladığını veya diğer bir deyişle kumtaşı-kiltaşı birimde 3.00 m mertebelerindeki S420 nervürlü donatı çeliğinde akma dayanımına ulaşılmakta fakat donatı sıyrılmasının olmadığını göstermektedir.

Deneyde belirlenen maksimum kayma gerilmesi 265 kPa olup güncel literatürde kumtaşı için önerilen sürtünme direnci $q_s=200-300$ kPa aralığı ile uyumludur [6]. Model deneyin tasarımında çivi sürtünme direnci bu aralığın alt sınırında (200 kPa) öngörülmuş olup deneyde ölçülen maksimum sürtünme direncinin bir miktar altında kalmıştır.



Şekil 7 - Çivi çekme deneyinden elde edilen çivi boyunca kaya/enjeksiyon arayüzünde kayma gerilmeleri değişimi

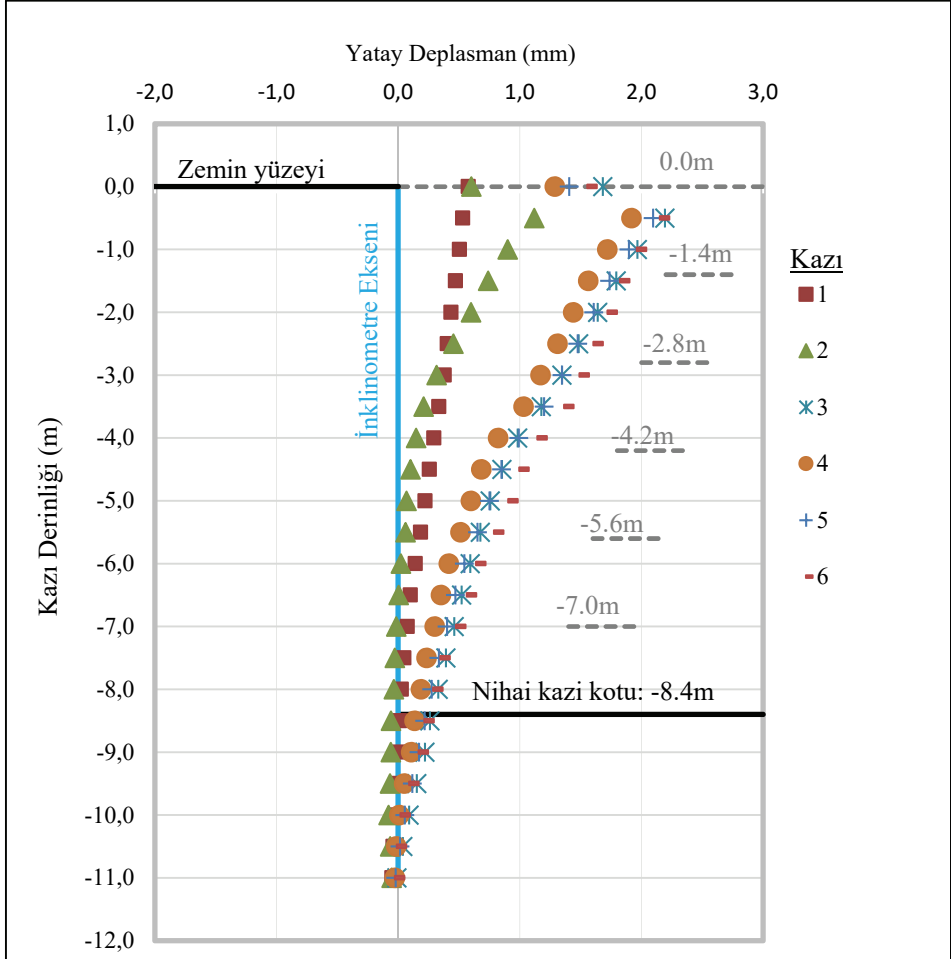
3.3. Ölçümler ve Değerlendirmeleri

Deneye başlamadan önce tüm ölçüm aletleri veri toplama sistemine (data logger) bağlanarak başlangıç okumaları alınmıştır. Deneye 1.40 m derinlikte ilk kazı yapılarak başlanmış, ilk kademe çivi delgileri 15° eğimli imal edilmiş, deliklere nervürlü çelik yerleştirilmiş ve enjeksiyonlama işlemi yapılmıştır. Daha sonra ilk kademe kazı yüzeylerine hasır çelik yerleştirilmiş ve püskürtme beton ile kaplanmıştır. Kazı kademesi açıldıktan sonra inklinometrelerden okuma alınarak yatay deplasmanlar kontrol edilmiştir. Çivi enjeksiyonlarının en az 7 gün priz süresini tamamlaması sonrasında 1.40 m yüksekliğindeki

Tablo 5 - Deney aşamaları

Sıra	Deney Aşamaları	Kazılan kalınlık (m)	Kazı Derinliği (m)	Ölçümler			Yük Hücresi
				İnklinometre	Şekil Değişirme	Optik Ölçüm	
1	1. Kademe kazı	1.40	1.40	✓			
2	2. Kademe kazı	1.40	2.80	✓	✓		
3	3. Kademe kazı	1.40	4.20	✓	✓		✓
4	4. Kademe kazı	1.40	5.60	✓	✓		✓
5	5. Kademe kazı	1.40	7.00	✓	✓		✓
6	6. Kademe kazı	1.40	8.40	✓	✓		✓
7	Bekleme (30gün)		8.40	✓	✓		✓
8	Sürşarj		8.40	✓	✓	✓	✓

ikinci kademe kazı yapılmıştır. Bu aşamada ilk kademe zemin çivilerinde yer alan şekil değiştirme ölçerlerden (strain gauge) ve inklinometrelerden ölçümler alınmıştır. Yapılan işlemler her kazı kademesinde tekrarlanarak nihai kazı kademesine ulaşılmıştır. Son kazı kademesinde iksa sisteminin daha fazla yer değiştirme yapması ve sistemin göçmeye yakın davranış sergilemesi için kazı yüzeylerine püskürtme beton uygulaması yapılmamıştır. Nihai kazı kademesinde yaklaşık 30 gün beklenmiş, ara okumalar alınarak bekleme süresince kazıda oluşacak hareketler ve çivilerde oluşacak yük değişimleri ölçülmüştür. Daha sonra kesit üzerine 4.20 x 4.20 m boyutlarında, 1.00 m yüksekliğinde başlık kirişi imal edilmiş ve bir hafta sonra sürşarj uygulaması yapılmıştır. Deney adımları Tablo 5'te verilmiştir.

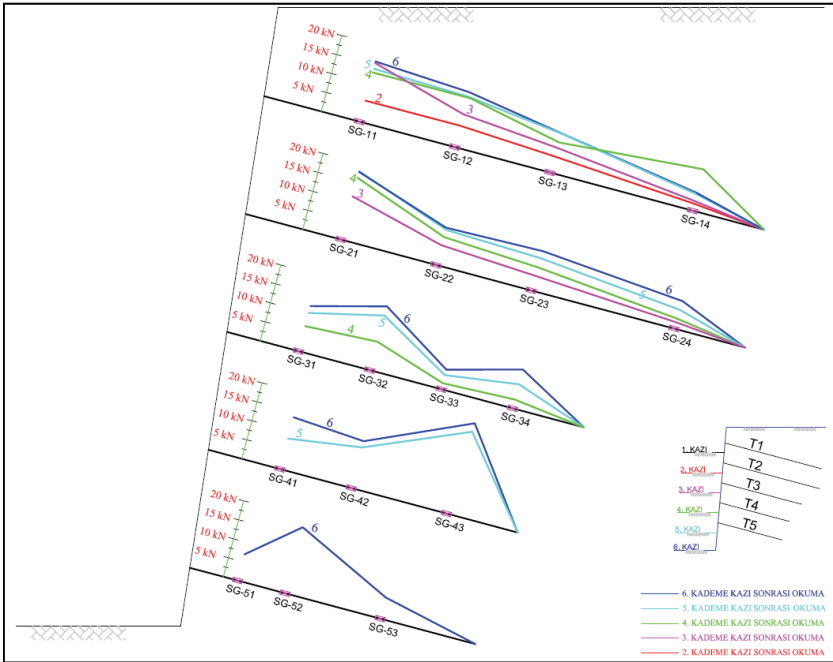


Şekil 8 - İnklinometre ölçümleri

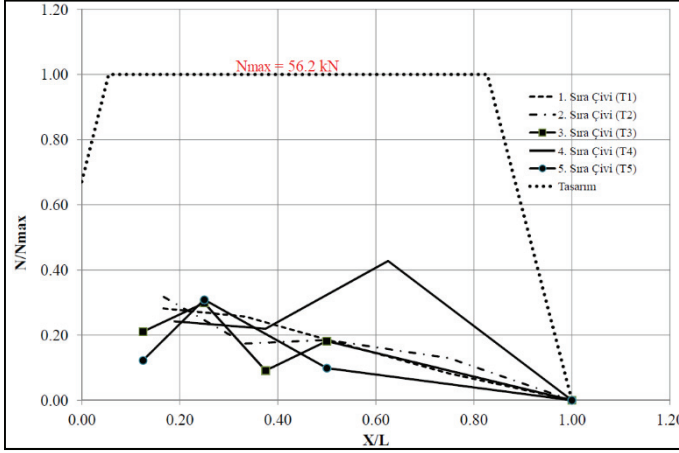
Kazı kademeleri ve sürşarj yüklemesi sırasında alınan inklinometre ölçümleri Şekil 8'de verilmiştir. Şekilden görüldüğü gibi nihai kazı kademesine ulaşıldığında 2 mm mertebesinde

yatay yer değiştirme ölçülmüştür. Alınan inklinometre ölçümlerine göre bekleme süresince ve sürşarj uygulaması sırasında yatay yer değiştirmelerde artış gözlemlenmemiştir.

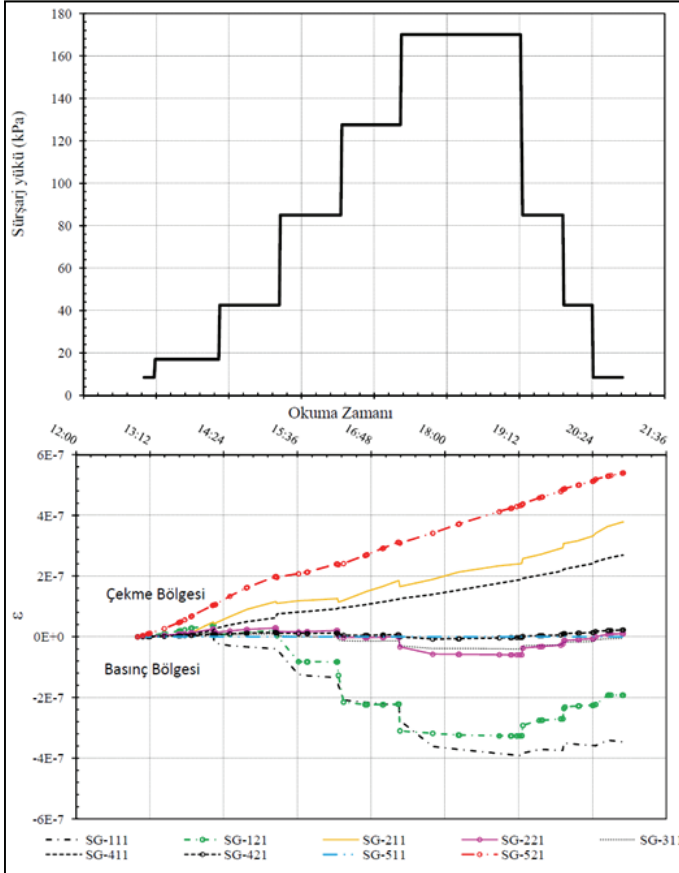
Çivilerde kazı kademeleri sonrasında alınan şekil değiştirme ölçümlerinden yararlanılarak çivi boyunca aksel kuvvetler hesaplanmıştır. Hesaplanan çivi normal kuvvetlerinin (N) kazı kademelerine göre, çivi boyunca değişimleri kazı enkesiti üzerinde Şekil 9'da verilmiştir. Şekil 9'da gösterilen kazı kademelerine bağlı çivi boyunca aksel kuvvet değişimlerinin, çivi konumu, geometrisi ve kazı derinliğine bağlı olduğu anlaşılmaktadır. Buna göre kazı yapıldıkça artan yanal gerilmelere bağlı olarak çivilerin şekil değiştirmelerinin ve üzerine etkiyen aksel yüklerin (N) arttığı gözlenmiştir. Bu durum kazı derinliğine bağlı olarak şekil değiştirmelerin meydana geldiği ve böylece çivilerin çalışmaya ve yük taşımaya başladığını göstermektedir. Nihai kazı kademesinde çivilerin shotcrete yüzeye bağlı kafa bölgelerinde daha çok şekil değiştirme ve aksel kuvvete sahip olduğu, çivinin gömülü ucuna gidildikçe şekil değiştirme ve aksel kuvvetlerin azaldığı görülmüştür. Planlanan nihai kazı derinliğinde çivilerin maruz kaldıkları aksel yük tasarımı dikkate alınan güvenli taşıma gücü (N_{maks}) ile normalize edilerek karşılaştırıldığında Şekil 10'daki grafik elde edilmiştir. Buna göre nihai kazı kotuna ulaşıldığında aksel kuvvet değerleri çivi boyunca değişmektedir. 1. ve 2. sıra çivilerde en büyük aksel kuvvet çivi başında görülürken 3. ve 5. sıradakilerde çivi boyunun 1/4 mesafesinde ve 4. sıradakinde ise çivi başından itibaren boyunun 2/3 mesafesinde görülmektedir. Nihai kazı kotuna ulaşıldığında en büyük aksel yük 4. sıra çivide ölçülmüş olup güvenli taşıma gücünün yaklaşık %40'ı oranındadır.



Şekil 9 - Çivilerde kazı seviyesine bağlı aksel yük değişimi



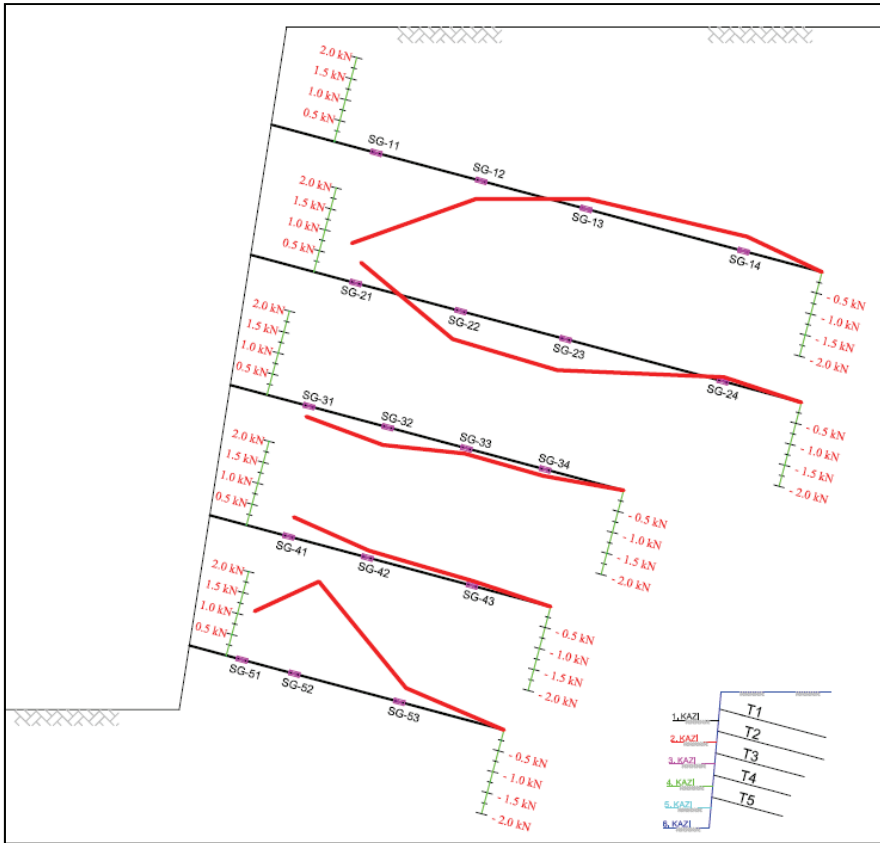
Şekil 10 - Nihai kazı durumunda çivilerdeki en büyük eksenel yükler



Şekil 11 - Uygulanan sürşarj yükleri ve kafa bölgelerinde ölçülen şekil değiştirmeler

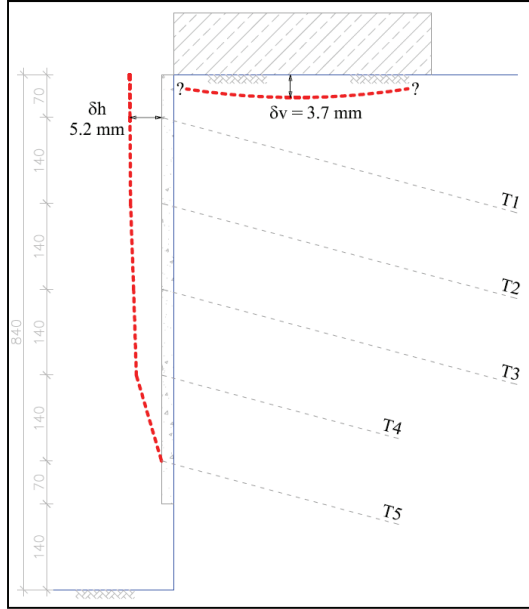
Kazı kademeleri tamamlandıktan sonra yaklaşık bir ay beklenmiş ve çivilerde oluşabilecek aksenal yük artışları izlenmiştir. Sonrasında kesit üzerinde yer alan 4.20x4.20 m boyutlarındaki başlık kirişine 300 ton sürşarj yükü uygulanmıştır. Bu yükleme ile 170 kPa mertebelerinde bir sürşarj basıncı altında çivili kazının davranışı izlenmiştir. Sürşarj yükü Şekil 11’de gösterildiği şekilde 6 kademede uygulanmış ve 4 kademede boşaltılmıştır. Uygulanan sürşarj basıncına göre çivilerin kafa kısmına yakın bölgelerindeki şekil değiştirme ölçümleri Şekil 11’de verilmiştir. Bu şekilde verilen şekil değiştirmeler sadece sürşarj yükünden kaynaklanmakta ve kazı kademelerinde alınan şekil değiştirmeleri içermemektedir.

Şekil 11’de verilen çivilerin şekil değiştirme değerlerine göre sürşarja yakın olan çivilerin kafa bölgesinde negatif şekil değiştirme değerleri ölçülmüştür. Buna göre 1 ve 2 nolu çiviler sürşarj etkisinde bir miktar kısalmaya çalışmış yani basınca maruz kalmıştır. Tüm kazı tamamlandıktan sonra sadece sürşarj yükünden kaynaklanan, çivi boyunca alınan şekil değiştirme ölçümleri dikkate alınarak çivi boyunca oluşan normal kuvvetler hesaplandığında Şekil 12’de verilen normal kuvvet değişimleri elde olunmuştur. Sadece sürşarj basıncı altında yüzeye yakın çivilerin eğilmeye çalışmasından dolayı bu çivilerde basınç kuvvetleri oluşabileceği görülmüştür.

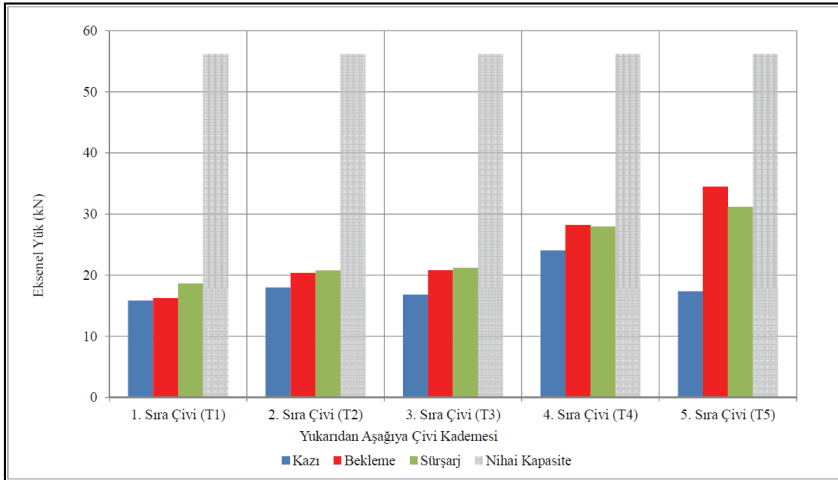


Şekil 12 - Sürşarj yüklemesinden kaynaklanan ilave çivi yükleri

Sürşarj yüklemesi sırasında yük kademeleri arttıkça püskürtme betonlu kazı yüzeyinde bulunan reflektörlerde deplasman artışları gözlenmiştir (Şekil 13). Kazı yüzeyinin üst kotlarında püskürtme beton yüzeyde 5.2 mm mertebesinde yatay deplasman ölçülürken kazı tabanında deplasman ölçülmemiştir. Yükleme sırasında başlık plağının yapılan ölçümlerde sistemin 3.7 mm mertebesinde oturma yaptığı belirlenmiştir (Şekil 13).



Şekil 13 - Sürşarj yüklemesi altında ölçülen yatay ve düşey yer değiştirmeler



Şekil 14 - Nihai kazı, bekleme süresi ve sürşarj sırasındaki çivi toplam eksenel yükleri

Sürşarj yüklemesi sırasında çivilerin kafa bölgelerine yerleştirilen yük hücrelerinden (load cell) okumalar alınmıştır. Kazı sırasında ve yükleme sırasında yük hücrelerinde herhangi bir değişiklik gözlenmemiştir. Bu durumun hidrolik yük hücrelerinin yük değişimine karşı yeterli derecede hassasiyete sahip olmamasından kaynaklandığı tahmin edilmektedir.

Çivilerde kazı, bekleme ve sürşarj etkisinde oluşan maksimum normal kuvvetlerin nihai kapasite de dikkate alınarak karşılaştırılması Şekil 14’de verilmiştir. Bu şekilden görüldüğü gibi çivilerin kazı ve sonrasındaki bekleme süresi ile 170 kPa sürşarj yüklemesi altında maruz kaldıkları toplam normal kuvvetler tasarımda dikkate alınan değerlerin altında kalmıştır.

4. SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRMELER

Bu çalışmada kırıklı-çatlaklı kumtaşı, kıltaşı birimlerde uygulanan çivili iksa sistemlerinde çivi/jeolojik ortam etkileşimi gerçek ölçekli arazi deneyleri ile incelenmiştir. 8.40 m derinlikte, düşeyde 5 sıra çivilerden oluşan destekleme sisteminde yüzey püskürtme betonla kaplanmış ve kademeli kazılar yapılarak çiviler imal edilmiştir. Kazı sırasında ve sürşarj yüklemesi sırasında çatlaklı kırıklı kaya ortamın yer değiştirme davranışı ile buna bağlı çivilerde oluşan şekil değiştirmeler ve eksenel yükler ölçüm ekipmanları tesis edilerek ölçülmüştür. Bu ölçüm ekipmanlarından alınan ölçümler yukarıda değerlendirilmiştir. Yapılan bu değerlendirmelerden şu sonuçlar çıkarılabilir;

1. Kırıklı çatlaklı kıltaşı-kumtaşı birimde yapılan çivi destekli derin kazı dolayısı ile dikkate değer şekil değiştirmeler meydana gelmemiş, herhangi bir yerel ve genel stabilite sorunu ile karşılaşılmamıştır.
2. Kazı sırasında ölçülen yatay yer değiştirme (2-3 mm) literatürde önerilen yatay yer değiştirme-derinlik oranının (deformasyon) ($\Delta y = \%(0.1-0.5)H$) oldukça altında ($\Delta y = \%0.02H$) gerçekleşmiştir [16].
3. Çivilerdeki şekil değiştirme ölçerlerde kazı seviyesine bağlı olarak en fazla 300×10^{-6} birim eksenel şekil değiştirme (ϵ) ölçülmüş olup çivilerin bulunduğu seviyeye bağlı olarak en fazla $N=30$ kN mertebelerinde eksenel yük aldığı tespit edilmiştir.
4. Kazı, bekleme ve yükleme sırasında çivilerde oluşan en büyük toplam eksenel kuvvet (~ 30 kN) güvenilir çivi kapasitesinin (~ 56 kN) ancak $\%50$ 'sine ulaşabilmiştir.
5. Yukarıdaki tespitler model deney tasarımında kırıklı çatlaklı kumtaşı birim için öngörülen kayma mukavemeti ve rijitlik parametrelerinin çok güvenli tarafta seçildiğini göstermektedir. Bu durum eldeki geoteknik araştırmaların nitelik ve sayısı ile kumtaşı birimin süreksizlik ve ayrışma durumunun göz önünde bulundurulmasından kaynaklanmıştır.
6. Çivi çekme deneyinde belirlenen maksimum kayma gerilmesi güncel literatürde kumtaşı için önerilen sürtünme direnci $q_s=200-300$ kPa aralığındadır [6]. Model deneyin tasarımında öngörülen çivi sürtünme direnci bu aralığın alt sınırında (200 kPa) olup ölçülen maksimum sürtünme direnci olan $q_s=265$ kPa'nın altındadır. Sahadaki çatlaklı zayıf kaya özelliklerindeki mekansal değişim dikkate alınarak bu değer in güvenli tarafta seçilmesinin uygun bir mühendislik yaklaşımı olduğu söylenebilir.

7. Çivilerdeki şekil değiştirmeler ve buna bağlı olarak hesaplanan eksenel kuvvetler çivi boyunca kafadan uca doğru gidildikçe azalmaktadır. Ayrıca çivi boyunca oluşan eksenel şekil değiştirmeler kazı derinliğine bağlı olarak artmaktadır. Bu tespitler literatür ile uyumludur.
8. Sürşarj yüklemesinde çivilerde eksenel yük artışları gözlenmiştir. Bu artışlar çivilerin konumlarına göre değişkenlik göstermektedir. Sürşarja yakın olan çivilerin kafa bölgelerinde eksenel basınç oluştuğu görülmüştür.
9. Limit dengeye dayalı stabilite analizleri ve gerilme şekil değiştirmeye dayalı sayısal analizler ile geri analizler yapılarak bu zayıf kaya ortamındaki çivilerle destekli kazının davranışı ve çivilerin performansına ilişkin yararlı bilgiler elde olunabilir ve buradan tasarıma yönelik çıkarımlarda bulunulabilir.
10. Yukarıda belirtilen sonuçlar ışığında çatlaklı-eklemlili kayalarda yapılan derin kazılarda zemin çivisi kullanımının uygun ve güvenli bir mühendislik çözümü olduğu anlaşılmaktadır.

Semboller

RQD (%)	Kayaç kalite değeri
$I_{s_{50}}$	Nokta yükleme indisi
E_s	Elastisite modülü
q_s	Sürtünme direnci
ε	Birim şekil değiştirme
T_{ult}	Çivi çekme yükü
L_{enj}	Enjeksiyonlu çivi boyu
A_{enj}	Enjeksiyon kesit alanı
T_{fark}	Eksenel yük farkı
E_{dk}	Kompozit kesit elastisite modülü
γ	Kaya birim hacim ağırlığı
q_u	Serbest basınç dayanımı
V_{s30}	Kayma dalga hızı
Δy	Yatay deplasman oranı
σ	Eksenel gerilme
D_{enj}	Çivi delgi çapı
E_{enj}	Enjeksiyon elastisite modülü
E_d	Donatı elastisite modülü
N_{maks}	Güvenli çivi kapasitesi
N	Çivi eksenel yükü
m_b, s, a	Heok-Brown sabitleri

Kaynaklar

- [1] “Kazı Destek Yapıları Tasarım ve Uygulama Esasları (2022)”. T.C. Çevre ve İklim Değişikliği Bakanlığı.
- [2] Chang-Yu Ou, (2006). “Deep Excavation, Theory and Practice”. Vol. 3, p.57, Taipei, Taiwan.
- [3] Stocker, M.F., Korber, G.W., Gässler, G., and Gudehus, G. (1979). “Soil Nailing”. International Conference on Soil Reinforcement I, Paris, France, Vol. 2, 469-474.
- [4] Schlosser, F. (1983). “Similarities and differences in the behavior and design of retaining structures of reinforced earth and soil nailing”, Annales de L’Institut Technique de Bâtiment et des Travaux Publics, No. 418, Series: Sols et Fondations, Paris, France.
- [5] French National Research Project Clouterre. “Recommendations Clouterre”, vol.2, 1991.
- [6] Lazarte, C.A. et al. (2015). “Geotechnical Engineering Circular No. 7: Soil Nail Walls-Reference Manual” Report No. FHWA-NHI-14-007, Federal Highway Administration, Washington, DC 20590.
- [7] Lin P., et al. (2020). “Mapping soil nail loads using Federal Highway Administration (FHWA) simplified models and artificial neural network technique”. Canadian Geotech. J. 00: 1–19 (0000) dx.doi.org/10.1139/cgj-2019-0440.
- [8] Windsor C.R. (1997). “Rock reinforcement systems”. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(97\)80004-4](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(97)80004-4)
- [9] Ma Z., et al. (2017). “Rock burst assessment and prediction by dynamic and static stress analysis based on micro-seismic monitoring”. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2017.01.005>
- [10] Zheng H., et al. (2023). “A shear constitutive model and experimental demonstration considering dual void portion and solid skeleton portion of rock”. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2023.109066>
- [11] Sabatini, P. J., Pass, D. G., Bachus, R. C., (1999). “Ground Anchorages And Anchored Systems”, FHWA Technical Report, FHWA-IF-99-015.
- [12] Bieniawski, Z.T. (1989). Engineering rock mass classifications. New York: Wiley.
- [13] RocLab 1.031. (2007). Rocscience Inc. Toronto, Canada.
- [14] Luo, S. Q., Tan, S. A., and K.Y.Yong. (2000). "Pull-out resistance mechanism of a soil nail reinforcement in dilative soils." Soils and Foundation, Vol.40,(1).
- [15] Lum W. C. W. (2007). “Static Pullout Behaviour of Soil Nails in Residual Soil”. National University Of Singapore.
- [16] Peck RB (1969) “Deep excavation and tunneling in soft ground”. Proceedings of the seventh international conference on soil mechanics and foundation engineering, Mexico City, state of the art.