

**T.C.
ONDOKUZ MAYIS ÜNİVERSİTESİ
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANA BİLİM DALI**



**TAŞ KOLONLARLA İYİLEŞTİRİLEN ZEMİNLERİN
DEPREM ETKİSİ ALTINDAKİ DAVRANIŞININ
İNCELENMESİ**

Doktora Tezi

Ferhat ŞAHİNKAYA

Danışman

Doç. Dr. Gökhan DEMİR

SAMSUN
2022

TEZ KABUL VE ONAYI

Ferhat ŞAHİNKAYA tarafından, Doç. Dr. Gökhan DEMİR danışmanlığında hazırlanan “Taş Kolonlarla İyileştirilen Zeminlerin Deprem Etkisi Altındaki Davranışının İncelenmesi” başlıklı bu çalışma, jürimiz tarafından 25.4.2022 tarihinde yapılan sınav sonucunda oy birliği ile başarılı bulunarak Doktora Tezi olarak kabul edilmiştir.

Unvanı Adı Soyadı Üniversitesi Ana Bilim/Ana Sanat Dalı	İmza	Sonuç
Başkan	Prof. Dr. Aykut ŞENOL İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı	☒ Kabul
		☐ Ret
Üye (Danışman)	Doç. Dr. Gökhan DEMİR Ondokuz Mayıs Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı	☒ Kabul
		☐ Ret
Üye	Prof. Dr. Faik Ahmet SESLİ Ondokuz Mayıs Üniversitesi Harita Mühendisliği Anabilim Dalı	☒ Kabul
		☐ Ret
Üye	Prof. Dr. Sabriye Banu İKİZLER Karadeniz Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı	☒ Kabul
		☐ Ret
Üye	Dr. Öğr. Üyesi Fahri BİRİNCİ Ondokuz Mayıs Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı	☒ Kabul
		☐ Ret

Bu tez, Enstitü Yönetim Kurulunca belirlenen ve yukarıda adları yazılı jüri üyeleri tarafından uygun görülmüştür.

ONAY

... / ... / ...

Prof. Dr. Ali BOLAT
Enstitü Müdürü

BİLİMSEL ETİĞE UYGUNLUK BEYANI

Hazırladığım Doktora tezinin bütün aşamalarında bilimsel etiğe ve akademik kurallara riayet ettiğimi, çalışmada doğrudan veya dolaylı olarak kullandığım her alıntıya kaynak gösterdiğimi ve yararlandığım eserlerin Kaynaklar'da gösterilenlerden oluştuğunu, her unsurun enstitü yazım kılavuzuna uygun yazıldığını ve TÜBİTAK Araştırma ve Yayın Etiği Kurulu Yönetmeliği'nin 3. bölüm 9. maddesinde belirtilen durumlara aykırı davranılmadığını taahhüt ve beyan ederim.

21/03/2022

Ferhat ŞAHİNKAYA

TEZ ÇALIŞMASI ÖZGÜNLÜK RAPORU BEYANI

Tez Başlığı : Taş Kolonlarla İyileştirilen Zeminlerin Deprem Etkisi Altındaki Davranışının İncelenmesi

Yukarıda başlığı belirtilen tez çalışması için şahsım tarafından 21/03/2022 tarihinde intihal tespit programından alınmış olan özgünlük raporu sonucunda;

Benzerlik oranı : % 14

Tek kaynak oranı : % 4 çıkmıştır.

21/03/2022

Doç. Dr. Gökhan DEMİR

ÖZET

TAŞ KOLONLARLA İYİLEŞTİRİLEN ZEMİNLERİN DEPREM ETKİSİ ALTINDAKİ DAVRANIŞININ İNCELENMESİ

Ferhat ŞAHİNKAYA

Ondokuz Mayıs Üniversitesi

Lisansüstü Eğitim Enstitüsü

İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı

Doktora, Nisan/2022

Danışman: Doç. Dr. Gökhan DEMİR

Yumuşak zeminler geoteknik mühendisliğinin en önemli konularından biridir. Özellikle yumuşak kil zeminlerin ani ve aşırı oturma yapmaları taşıma gücünün zayıf olması nedeniyle çok büyük problemler oluşturabilir. Ayrıca bu zeminlerde deprem gibi sismik bir yük etkisinde daha büyük problemler meydana gelebilir. Bu nedenlerle yumuşak zeminlerin mutlaka iyileştirilmesi gerekmektedir. Son dönemde yumuşak zeminlerin iyileştirilmesinde birçok yöntem (fore kazık, mini kazık, jet grout, derin karıştırma, taş kolon vb.) sıklıkla kullanılmaktadır. Diğer yöntemlere göre daha ekonomik olması ve daha hızlı imal edilmesi sebebiyle, bu çalışmada taş kolon yöntemi tercih edilmiştir.

Bu çalışmada Plaxis 2D programı yardımıyla taş kolon ile güçlendirilen yumuşak zeminin deprem etkisi altındaki taşıma gücü ve deplasman değişimi incelenmiştir. Çalışmada 80 m genişliğinde, 12 metrelik yumuşak kil ve 18 metrelik sıkı kumdan oluşan toplamda 30 m kalınlığındaki zemin modeli üzerine, 4 m genişliğinde bir temel eklenerek, bu temel üzerine 0,5 m lik deplasman yükü yüklenmiştir. İlk bölümde, dört farklı kohezyon değeri ($c=15, 20, 25, 30 \text{ kN/m}^2$) kullanılarak oluşturulan bu zemin modeli, herhangi bir iyileştirmeye tabi tutulmadan, 24 Ocak 2020 tarihinde meydana gelen Elazığ ve 30 Ekim 2020 tarihinde meydana gelen İzmir depremleri etkisinde analiz edilmiştir. Daha sonra aynı özellikteki yumuşak zemin modeline farklı çaplarda (60, 80 cm), farklı aralıklarda ($s/D=2, 3$) ve farklı içsel sürtünme açılarına sahip ($\phi=35^\circ, 40^\circ, 45^\circ$) taş kolonlar eklenerek yine aynı depremlerin etkisinde analizler yapılmıştır. Sonuç olarak taş kolonlu ve taş kolonsuz zeminin, deprem etkisindeki taşıma gücü değişimi incelenmiştir. Ayrıca yine deprem etkisinde parametrelerdeki değişkenlere bağlı olarak temel plakasının orta noktasından alınan değerler ile kalıcı deplasman değerlerinin ne ölçüde etkilendiği de değerlendirilmiştir. Bu çalışmada özellikle pseudo-statik yaklaşımdan farklı olarak deprem esnasındaki taşıma gücü değişimleri, Plaxis 2D programının dinamik modülü kullanılarak belirlenmiştir. Belirlenen taşıma gücü değerlerinde, Elazığ ve İzmir depremleri için sırasıyla, dinamik analizlerde pseudo-statik analizere göre ortalama %74 ve %25'lik azalma meydana geldiği görülmüştür. Sonuçlar, dinamik analizlerin bu tür taşıma gücü hesaplarında özellikle dikkate alınmasının gerekliliğini ortaya koymuştur.

Anahtar Sözcükler: Yumuşak zemin, Taş kolonlar, Deprem analizi, Taşıma gücü, Sonlu elemanlar yöntemi

ABSTRACT

INVESTIGATION OF THE BEHAVIOR OF SOILS IMPROVED WITH STONE COLUMNS UNDER EARTHQUAKE EFFECT

Ferhat ŞAHİNKAYA

Ondokuz Mayıs University

Institute of Graduate Studies

Department of Civil Engineering

PhD, April/2022

Supervisor: Assoc. Prof. Dr. Gökhan DEMİR

Soft soil is one of the most important issues of geotechnical engineering. Sudden and excessive settlement of soft clay soils, in particular, can cause huge problems due to poor bearing capacity. In addition, bigger problems may occur in these soils under the effect of a seismic load such as an earthquake. For these reasons, soft soils must be improved. Recently, many methods (bored pile, mini pile, jet grout, deep mixing, stone column, etc.) are used frequently in the improvement of soft soils. The stone column method was preferred in this study because it is more economical and faster to manufacture than other methods.

In this study, the bearing capacity and displacement changes of the soft soil reinforced with stone columns under the effect of earthquake were investigated with the help of Plaxis 2D program. In the study, a 4 m wide foundation was added on a soil model of 80 m width, 12 m of soft clay and 18 m of dense sand, with a total thickness of 30 m, and a displacement load of 0.5 m was loaded on this foundation. In the first part, this soil model, which was created using four different cohesion values ($c=15, 20, 25, 30 \text{ kN/m}^2$), was analyzed without any improvement, under the influence of the Elazığ earthquakes on January 24, 2020 and the İzmir earthquakes on October 30, 2020. Then, the soft soil models with the same properties are improved with stone columns of different diameters (60, 80 cm), different spacings ($s/D=2, 3$) and with different internal friction angles ($\phi=35^\circ, 40^\circ, 45^\circ$). were analyzed under the influence of the same earthquakes. As a result, the change in bearing capacity of the soil with and without stone columns under the effect of earthquakes was investigated. In addition, it was also evaluated to what extent the values taken from the mid-point of the foundation plate and the permanent displacement values were affected, depending on the variables in the parameters under the effect of the earthquake. In this study, unlike the pseudo-static approach, the bearing capacity changes during the earthquake were determined by using the dynamic module of the Plaxis 2D program. In the determined bearing capacity values, an average of 74% and 25% decrease was observed in the dynamic analyzes for the Elazığ and İzmir earthquakes, respectively, compared to the pseudo-static analyzes. The results revealed that dynamic analyzes should be especially taken into account in such bearing capacity calculations.

Keywords: Soft soil, Stone columns, Earthquake analysis, Bearing capacity, Finite element method

ÖNSÖZ VE TEŞEKKÜR

Çalışmam boyunca, bilgisi, yardımları ve desteğini hiç esirgemeyen değerli danışman hocam Doç. Dr. Gökhan Demir başta olmak üzere, çalışmama destek olan bütün hocalarıma saygılarımı sunar, teşekkür ederim.

Teşekkür ederek haklarını ödeyemeyeceğim, dünyaya gözlerimi açtığım günden bugüne kadar, maddi ve manevi desteklerini benden hiç esirgemeyen çok değerli annem Nevin Şahinkaya'ya ve babam Bahri Şahinkaya'ya sonsuz sevgi ve saygılarımı sunarım.

Daralıp bunaldığım her an yanımda olan çalışma arkadaşım Öğr. Gör. Mehmet Bayazit'e ve pozitif enerjisiyle çevresindeki herkesi motive eden, çalışma arkadaşım Arş. Gör. Hüseyin Okan Anadut'a sonsuz teşekkürler.

Lise yıllarımdan bu zamana kadar hiç bozulmayan bir dostlukla bana yoldaşlık etmiş ve aynı zamanda meslektaşım olan Arş. Gör. Yalın Yamaç'a, vermiş olduğu desteklerinden dolayı minnettarım.

Manevi desteklerinden ötürü, kardeşim Serhat Şahinkaya, amcam Cemil Aksoy, kuzenlerim Serkan ve Sercan Çıkrıkçı'ya büyük bir teşekkür borçluyum.

Ondokuz Mayıs Üniversitesi'nde benimle aynı anabilim dalında doktora eğitimi yapan değerli meslektaşlarım ve yoldaşlarım Öğr. Gör. Ayhan Başalan ve Arş. Gör. Utku Köktan'a teşekkürlerimi sunarım.

Çalışmamda kullandığım Plaxis 2D programı ile ilgili desteklerini benden esirgemeyen, Delft Teknik Üniversitesi'nden Plaxis ekibinde yer alan, Micha van der Sloot, Faseel Suleman Khan, Ricardo Azeiteiro ve Erwin Beernink'e saygılarımı sunar teşekkür ederim.

Son olarak sevgilerin en büyüğünü ve her şeyin en iyisini en güzelini hak eden, hayat arkadaşım değerli eşim Melike Şahinkaya'ya ve bana verdiği en büyük hediye olan biricik evladım canım kızım Aylin Şahinkaya'ya ne kadar teşekkür etsem azdır. Bu zorlu çalışma sürecinde beni sabırla idare edip, bana hep destek oldular.

İyi ki varsınız...

Ferhat ŞAHİNKAYA

İÇİNDEKİLER

ÖZET.....	iii
ABSTRACT	iv
ÖNSÖZ VE TEŞEKKÜR.....	v
SİMGELER VE KISALTMALAR	ix
ŞEKİLLER DİZİNİ	xii
TABLolar DİZİNİ	xvi
1. GİRİŞ.....	1
1.1. Genel Bilgiler	1
1.2. Konu ile İlgili Literatürde Yer Alan Çalışmalar.....	3
1.3. Amaç ve Kapsam.....	16
2. ZEMİN İYİLEŞTİRME YÖNTEMLERİ.....	18
2.1. Mekanik Yöntemler.....	20
2.1.1. Vibro (Titreşimli) Kompaksiyon	20
2.1.2. Dinamik Kompaksiyon.....	21
2.2. Hidrolik Yöntemler	22
2.2.1. Taş Kolon Yöntemi.....	22
2.2.2. Taş Kolon Uygulama Yöntemleri.....	23
2.2.3. Taş Kolonların Özellikleri	28
2.2.4. Taş Kolonlar ile İlgili Bağıntılar ve Temel Kavramlar	30
2.2.5. Tekil ve Grup Taş Kolonların Taşıma Gücü	33
2.2.6. Kısa Taş Kolon Taşıma Gücü.....	37
3. TAŞIMA GÜCÜ HESABI	39
3.1. Statik Yükler Altında Taşıma Gücü	39
3.1.1. Taşıma Gücü Göçmesi.....	39
3.1.2. Yüzeysel Temellerde Taşıma Gücü Hesap Yöntemleri.....	39
3.1.3. Terzaghi Taşıma Gücü Hesabı.....	40
3.1.4. Meyerhof Taşıma Gücü Hesabı	41
3.1.5. Vesic Taşıma Gücü Hesabı.....	42
3.1.6. Kohezyonsuz Zeminlerde Taşıma Gücü.....	42
3.1.7. Kohezyonlu Zeminlerde Taşıma Gücü	42
3.1.8. Derin Temeller İçin Taşıma Gücü Hesabı	44
3.2. Sismik Yükler Altında Taşıma Gücü	45
3.2.1. Sismik Yükler Altında Taşıma Gücü Kayıpları.....	45
3.2.2. Sismik Yükler Altında Taşıma Gücü Hesabı.....	46

3.2.3. Yarı – Statik (Psödo-statik) Yaklaşım	48
4. GEOTEKNİKTE SAYISAL YÖNTEMLER.....	52
4.1. Denge Denklemleri.....	53
4.2. Uygunluk ve Bünye Modelleri	54
4.2.1. Düzlem Şekil Değiştirme.....	55
4.2.2. Eksenel Simetri.....	56
4.3. Bünye Davranışı	57
4.3.1. Doğrusal ve doğrusal olmayan elastik modeller.....	58
4.3.2. Doğrusal olmayan ideal elastik/plastik modeller.....	58
4.3.3. Pekleşen tek yüzeyli plastik modeller.....	59
4.3.4. Pekleşen çift yüzeyli plastik modeller	61
4.4. Sonlu Elemanlar Yöntemi	61
4.4.1. Sonlu Elemanlarda Doğrulama (Validasyon).....	63
4.5. Plaxis 2D Programı	64
4.5.1. Modelin Oluşturulması	64
4.5.2. Eleman Tipleri	66
4.5.3. Ağ (Mesh) Tanımlanması	66
4.6. Malzeme Modelleri	67
4.6.1. Linear Elastic Model.....	68
4.6.2. Mohr-Coulomb Model.....	68
4.6.3. Hardening Soil Model.....	68
4.6.4. Hardening Soil Model with Small-Strain Stiffness	68
4.6.5. Soft Soil Model.....	69
4.6.6. Soft Soil Creep Model	70
4.6.7. Jointed Rock Model.....	70
4.6.8. Modified Cam-Clay Model.....	70
4.7. Yükleme-Boşaltma Rijitliklerinin Belirlenmesi.....	70
4.8. Programın Kalibrasyonu.....	76
5. SAYISAL ANALİZ ÇALIŞMASI VE BULGULAR.....	78
5.1. Taş Kolonsuz Zemin Modelinin Oluşturulması	78
5.2. Taş Kolonlu Zemin Modelinin Oluşturulması	79
5.3. Malzeme Parametreleri.....	80
5.4. Elazığ ve İzmir Depremlerine Ait Parametreler	82
5.5. Sınır Koşulları ve Model Detayları	83
5.6. Deprem Etkisinde Taşıma Gücü Analizleri.....	86

5.6.1. Elazığ Depremi Etkisinde Taşıma Gücü Değişimleri.....	86
5.6.2. İzmir Depremi Etkisinde Taşıma Gücü Değişimleri	98
5.7. Pseudo-Statik Analiz ve Dinamik Analiz Sonuçlarının Karşılaştırması	108
5.7.1. Elazığ Depremi Pseudo-Statik Analiz ve Dinamik Analiz Sonuçları	109
5.7.2. İzmir Depremi Pseudo-Statik Analiz ve Dinamik Analiz Sonuçları	113
5.8. Deprem Etkisinde Deplasman Analizleri	118
5.8.1. Elazığ Depremi Etkisinde Zeminde Meydana Gelen Deplasmanlar	119
5.8.2. İzmir Depremi Etkisinde Zeminde Meydana Gelen Deplasmanlar.....	132
6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....	145
KAYNAKLAR	155
EKLER.....	163



SİMGELER VE KISALTMALAR

A	:Taş kolon alanı
a_h	:İvme (depremin neden olduğu zemin yüzeyindeki yatay ivme) (m/sn^2)
$\bar{a}_{ave}$	:Zaman alanındaki ortalama ivme kaydı,
a_c	:Alan değişim oranı
A_C	:Birim hücre hlanı
$ae(t)$	:Zaman alanındaki ivme kaydıdır
a_{max}	:Depremin neden olduğu zemin yüzeyindeki maksimum yatay ivme (m/sn^2)
a_y	:Yenilme ivmesi/akma ivmesi
B	:Temel genişliği
c	:Drene olamayan kohezyonlu zeminin kohezyonu
c/P	:Kohezyon artış oranı
c'	:Kohezyon
C_1	:Taş kolonların dizilimine göre belirlenen sabit bir katsayı
C_c	:Sıkışma indisini
c_o	:Kilin başlangıç kohezyonu
c_{ort}	:Temelin altındaki kesme yüzeyinin kompozit kohezyonu
c_u	:Drenajsız kohezyon
D	:Sıkıştırılmış taş kolonun çapı
D_e	:Efektif çap
E	:Her bir dilimin kenarındaki normal kuvvet
E_{50}^{ref}	:Drenajlı üç eksenli deneylerle elde edilen sekant rijitliği (kN/m^2)
E_{oed}^{ref}	:Drenajlı odömetre deneyleriyle elde edilen tanjant rijitliği (kN/m^2)
E_{ur}^{ref}	: Elastik yükleme/boşaltma rijitliği (kN/m^2)
e_0	:Başlangıç boşluk oranını
E_s	:Zeminin Elastisite Modülü
$f(x)$	:Kayma kütlesi üzerindeki X/E değişiminin fonksiyonu
F_h	:Şevdeki geçen yatay psedo-statik kuvvet (kN).
F_s	:Şevde güvenlik sayısı (faktörü)
G_0^{ref}	: Maksimum kayma modülü
H_n	:Tabaka kalınlığını
K_0^{nc}	:Zemin basıncı katsayısı
K_p	:Taş kolon malzemesi pasif itki katsayısı

L	:Dilim genişliği,
l_c	:Taş kolon taban genişliği
m	:Dilim toplam ağırlığı,
m_b	:Kayma yüzey alanının toplam kütlesi
M_d	:Kaymaya çalışan moment (taş kolonsuz)
m_e	:Elemanın kütlesi
M_r	:Kaymaya karşı koyan moment (taş kolonsuz)
N	:Taş kolon dilim tabanına etkiyen normal kuvvet
n	:Taş kolon için gerilme konsantrasyon faktörü (oranı)
N_γ	:Taşıma gücü katsayıları
N_c	:Taşıma gücü katsayıları
N_q	:Taşıma gücü katsayıları
ϕ'	:Efektif kayma mukavemeti açısı,
ϕ_c	:Drene olmayan kohezyonlu zeminin içsel sürtünme açısı
ϕ_s	:Taş kolonun içsel sürtünme açısı
Q	:Göçme bölgesindeki ortalama normal gerilme
q	:Hesap yapılan derinlikteki ortalama gerilme
r	:Taş kolonun çapı
S'	:İyileştirilmemiş zeminin oturması
S	:iyileştirilmiş zeminin oturması
s	:Merkezden merkeze taş kolonlar arasındaki mesafe
S_F	:İyileştirilmiş zeminin emniyet faktörü
u	:Kayma yüzeyi üzerindeki ortalama boşluk suyu basıncı
W	:Dilimin toplam ağırlığı
X	:Her bir dilimin kenarındaki kesme kuvveti
z	:Zemin yüzeyinden itibaren derinlik
z_s	:Kayma yüzeyinin taş kolonu kestiği nokta ile taş kolonun üst noktası
α	: Göçme yüzeyinin eğimi / dilimin tabanıyla yatay arasındaki açı
β	:Kayma yüzeyinin yatayla yaptığı açı
β'	:Oturma azaltım faktörü
γ_{ort}	:Ortalama birim ağırlıktır
γ_s	:Taş kolonun birim ağırlığı
γ_c	:Kohezyonlu zeminin birim ağırlığı

γ_s	:Kohezyonlu zeminin doygun veya ıslak birim hacim ağırlığı
γ_{07}	:Kayma birim deformasyonu
Δ_c	:Konsolidasyondan dolayı kohezyondaki artış
δ_m	:Her bir tabakanın yanal ötelenmesi
ΔM_d	:Taş kolondan oluşan kaymaya çalışan moment
ΔM_r	:Taş kolondan oluşan kaymaya karşı koyan moment
δ_n	:Her bir tabakanın oturmasını
θ	:Kayma kütlesi üzerindeki sisteme göre değişen açı
λ	:Güvenlik sayısının çözümünde kullanılan fonksiyonun bağlı sabittir
μ_c	:Kilin gerilme azalış katsayısı
μ_c	:Kohezyonlu zeminin gerilme konsantrasyon faktörü
μ_s	:Taş kolondaki gerilmelerin konsantrasyon oranı
ν	:Poisson oranı
σ	:Dolgu yüklerinden dolayı dolgu zemin ara yüzeyindeki gerilme
σ_0'	:Zeminin başlangıçtaki efektif gerilmesini
σ_1	:Nihai düşey gerilme
σ_3	:Yanal çevre gerilmesi
σ_c	:Zemin içerisindeki gerilme
σ_h	:Taş kolonun silindirik yüzeyi üzerindeki yanal çevre gerilmesi
σ_s	:Taş Kolon içerisindeki gerilme
σ_u	:Kil Zeminin üst akma gerilmesi
σ_{zc}	:Kohezyonlu zeminin kayma yüzeyi üzerine etkiyen düşey efektif gerilme
σ_{zs}	:Taş kolonun kayma yüzeyi üzerine etkiyen düşey efektif gerilme
τ_c	:Kohezyonlu zeminindeki kayma mukavemeti
τ_s	:Taş kolondaki kayma mukavemeti
k_h	:Sismik katsayı
g	:Yerçekimi ivmesi
ν	:Poisson oranı
ψ	:Dilatasyon açısı
λ^*	:Modifiye sıkısma indeksi
K^*	:Modifiye şişme indeksi
μ^*	:Modifiye sünme indeksi

ŞEKİLLER DİZİNİ

Şekil 2.1. Vibro kompaksiyon yöntemi.....	20
Şekil 2.2. Dinamik kompaksiyon yöntemi.....	21
Şekil 2.3. Vibroflotun bölümleri.....	24
Şekil 2.4. Zemin danelerinin vibroflotasyon öncesi ve sonrası durumu.....	25
Şekil 2.5. Yaş tepeden beslemeli yöntem.....	26
Şekil 2.6. Kuru dipten-tepeden beslemeli yöntem.....	26
Şekil 2.7. Zemin türlerine göre vibrasyon teknikleri.....	27
Şekil 2.8. Tokmıklama yönteminin aşamaları.....	28
Şekil 2.9. Kayma mukavemeti - etkili çap.....	28
Şekil 2.10. Üçgen yerleşim örneği.....	30
Şekil 2.11. Taş kolonun taşıma kapasitesi.....	35
Şekil 2.12. Grup taş kolonlarda taşıma gücü mekanizması ve göçme hattı.....	36
Şekil 2.13. Kısa taş kolon için taşıma gücü katsayıları.....	38
Şekil 3.1. Taşıma gücü göçmesi.....	39
Şekil 3.2. Yüzel temel altındaki göçme mekanizması.....	40
Şekil 3.3. Doygun zeminlerde ek boşluk suyu oluşumu.....	43
Şekil 3.4. Derin temellerin kullanıldığı durumlar.....	44
Şekil 3.5. Basitleştirilmiş coulomb kayma kamaları.....	46
Şekil 3.6. Coulomb mekanizması.....	46
Şekil 3.7. Statik ve sismik durumlar için taşıma gücü kamaları.....	47
Şekil 3.8. Deprem kuvvetinin yarı statik yöntemle gösterimi.....	49
Şekil 4.1. Kartezyen koordinat sisteminde gerilme bileşenleri.....	53
Şekil 4.2. Yük altında şekil değiştiren bir katı cismin durumları.....	54
Şekil 4.3. Düzlem şekil değiştirme örneği.....	56
Şekil 4.4. Eksenel simetri örnekleri.....	57
Şekil 4.5. Mohr-Coulomb göçme yüzeyleri.....	59
Şekil 4.6. Mohr-Coulomb modeli ve deney sonuçları karşılaştırma.....	59
Şekil 4.7. Modified Cam Clay temsili grafik gösterimi.....	60
Şekil 4.8. Plastik analizlerde akma yüzeyinin rolü.....	60
Şekil 4.9. Pekleşen çift yüzey plastik model örneği.....	61
Şekil 4.10. Sonlu elemanlara ayrılmış örnek model.....	63
Şekil 4.11. Düzlem-şekil değiştirme (a), eksenel simetri (b).....	65

Şekil 4.12. Gerilme ve düğüm noktaları	66
Şekil 4.13. Kayma modülü ve kayma gerilmesi arasındaki ilişki	69
Şekil 4.14. Drenajlı üç eksenli testte E_{50} ve E_{ur}	71
Şekil 4.15. Üç eksenli basınç deney düzeneği	72
Şekil 4.16. Ödometre deneyinde tanjant rijitliğinin tanımı.....	73
Şekil 4.17. İvme-zaman grafiği : Plaxis (Yeşil) EERA (Siyah).....	77
Şekil 5.1. Örnek taş kolonsuz zemin modeli.....	79
Şekil 5.2. Kritik taş kolon derinliği.....	80
Şekil 5.3. Örnek taş kolonlu zemin modeli ($D=60,80$ cm, $s/D=3$)	80
Şekil 5.4. 24 Ocak 2020 Elazığ depremi ivme-zaman grafiği	82
Şekil 5.5. 30 Ekim 2020 İzmir depremi ivme-zaman grafiği.....	83
Şekil 5.6. Taş kolonsuz zemin modeli örneği	85
Şekil 5.7. Taş kolonlu zemin modeli örneği ($D=60,80$ cm, $s/D=2$).....	85
Şekil 5.8. Kil $c=15$ kN/m ² , taş kolon çapı $D=60$ cm, taş kolon aralığı $s/D=2$	87
Şekil 5.9. Kil $c=15$ kN/m ² , taş kolon çapı $D=60$ cm, taş kolon aralığı $s/D=3$	87
Şekil 5.10. Kil $c=15$ kN/m ² , taş kolon çapı $D=80$ cm, taş kolon aralığı $s/D=2$	87
Şekil 5.11. Kil $c=15$ kN/m ² , taş kolon çapı $D=80$ cm, taş kolon aralığı $s/D=3$	88
Şekil 5.12. Kil $c=20$ kN/m ² , taş kolon çapı $D=60$ cm, taş kolon aralığı $s/D=2$	89
Şekil 5.13. Kil $c=20$ kN/m ² , taş kolon çapı $D=60$ cm, taş kolon aralığı $s/D=3$	90
Şekil 5.14. Kil $c=20$ kN/m ² , taş kolon çapı $D=80$ cm, taş kolon aralığı $s/D=2$	90
Şekil 5.15. Kil $c=20$ kN/m ² , taş kolon çapı $D=80$ cm, taş kolon aralığı $s/D=3$	90
Şekil 5.16. Kil $c=25$ kN/m ² , taş kolon çapı $D=60$ cm, taş kolon aralığı $s/D=2$	92
Şekil 5.17. Kil $c=25$ kN/m ² , taş kolon çapı $D=60$ cm, taş kolon aralığı $s/D=3$	92
Şekil 5.18. Kil $c=25$ kN/m ² , taş kolon çapı $D=80$ cm, taş kolon aralığı $s/D=2$	93
Şekil 5.19. Kil $c=25$ kN/m ² , taş kolon çapı $D=80$ cm, taş kolon aralığı $s/D=3$	93
Şekil 5.20. Kil $c=30$ kN/m ² , taş kolon çapı $D=60$ cm, taş kolon aralığı $s/D=2$	95
Şekil 5.21. Kil $c=30$ kN/m ² , taş kolon çapı $D=60$ cm, taş kolon aralığı $s/D=3$	95
Şekil 5.22. Kil $c=30$ kN/m ² , taş kolon çapı $D=80$ cm, taş kolon aralığı $s/D=2$	95
Şekil 5.23. Kil $c=30$ kN/m ² , taş kolon çapı $D=80$ cm, taş kolon aralığı $s/D=3$	96
Şekil 5.24. Kil $c=15$ kN/m ² , taş kolon çapı $D=60$ cm, taş kolon aralığı $s/D=2$	98
Şekil 5.25. Kil $c=15$ kN/m ² , taş kolon çapı $D=60$ cm, taş kolon aralığı $s/D=3$	98
Şekil 5.26. Kil $c=15$ kN/m ² , taş kolon çapı $D=80$ cm, taş kolon aralığı $s/D=2$	99
Şekil 5.27. Kil $c=15$ kN/m ² , taş kolon çapı $D=80$ cm, taş kolon aralığı $s/D=3$	99
Şekil 5.28. Kil $c=20$ kN/m ² , taş kolon çapı $D=60$ cm, taş kolon aralığı $s/D=2$	101

Şekil 5.29. Kil $c=20 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$	101
Şekil 5.30. Kil $c=20 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$	101
Şekil 5.31. Kil $c=20 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$	102
Şekil 5.32. Kil $c=25 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$	103
Şekil 5.33. Kil $c=25 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$	104
Şekil 5.34. Kil $c=25 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$	104
Şekil 5.35. Kil $c=25 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$	104
Şekil 5.36. Kil $c=30 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$	106
Şekil 5.37. Kil $c=30 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$	106
Şekil 5.38. Kil $c=30 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$	107
Şekil 5.39. Kil $c=30 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$	107
Şekil 5.40. Ağ tanımlanmış zemin modeli ve okuma alının temel orta nokta	119
Şekil 5.41. Kil $c=15 \text{ kN/m}^2$, taş kolonsuz ve taş kolonlu ($D=60 \text{ cm}$, $s/D=2$)	119
Şekil 5.42. Kil $c=15 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$	120
Şekil 5.43. Kil $c=15 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$	120
Şekil 5.44. Kil $c=15 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$	120
Şekil 5.45. Kil $c=15 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$	121
Şekil 5.46. Kil $c=20 \text{ kN/m}^2$, taş kolonsuz ve taş kolonlu ($D=60 \text{ cm}$, $s/D=2$)	123
Şekil 5.47. Kil $c=20 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$	123
Şekil 5.48. Kil $c=20 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$	123
Şekil 5.49. Kil $c=20 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$	124
Şekil 5.50. Kil $c=20 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$	124
Şekil 5.51. Kil $c=25 \text{ kN/m}^2$, taş kolonsuz ve taş kolonlu ($D=60 \text{ cm}$, $s/D=2$)	126
Şekil 5.52. Kil $c=25 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$	126
Şekil 5.53. Kil $c=25 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$	126
Şekil 5.54. Kil $c=25 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$	127
Şekil 5.55. Kil $c=25 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$	127
Şekil 5.56. Kil $c=30 \text{ kN/m}^2$, taş kolonsuz ve taş kolonlu ($D=60 \text{ cm}$, $s/D=2$)	129
Şekil 5.57. Kil $c=30 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$	129
Şekil 5.58. Kil $c=30 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$	129
Şekil 5.59. Kil $c=30 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$	130
Şekil 5.60. Kil $c=30 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$	130
Şekil 5.61. Kil $c=15 \text{ kN/m}^2$, taş kolonsuz ve taş kolonlu ($D=60 \text{ cm}$, $s/D=2$)	133
Şekil 5.62. Kil $c=15 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$	133

Şekil 5.63. Kil $c=15 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$	133
Şekil 5.64. Kil $c=15 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$	134
Şekil 5.65. Kil $c=15 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$	134
Şekil 5.66. Kil $c=20 \text{ kN/m}^2$, taş kolonsuz ve taş kolonlu ($D=60 \text{ cm}$, $s/D=2$)	136
Şekil 5.67. Kil $c=20 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$	136
Şekil 5.68. Kil $c=20 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$	136
Şekil 5.69. Kil $c=20 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$	137
Şekil 5.70. Kil $c=20 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$	137
Şekil 5.71. Kil $c=25 \text{ kN/m}^2$, taş kolonsuz ve taş kolonlu ($D=60 \text{ cm}$, $s/D=2$)	139
Şekil 5.72. Kil $c=25 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$	139
Şekil 5.73. Kil $c=25 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$	139
Şekil 5.74. Kil $c=25 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$	140
Şekil 5.75. Kil $c=25 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$	140
Şekil 5.76. Kil $c=30 \text{ kN/m}^2$, taş kolonsuz ve taş kolonlu ($D=60 \text{ cm}$, $s/D=2$)	142
Şekil 5.77. Kil $c=30 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$	142
Şekil 5.78. Kil $c=30 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$	142
Şekil 5.79. Kil $c=30 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$	143
Şekil 5.80. Kil $c=30 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$	143

TABLÖLAR DİZİNİ

Tablo 2.1. Zemin iyileştirme yöntemleri ve kullanım amaçları.....	19
Tablo 2.2. Zemin cinsine bağlı n faktörünün değişimi	22
Tablo 2.3. Taş kolon gerilme yoğunluk faktörleri Barksdale ve Bachus.....	32
Tablo 3.1. Taşıma gücü faktörleri	41
Tablo 4.1. Sıkılık derecesine göre n_c değerleri	67
Tablo 4.2. Kayma direnci parametreleri	74
Tablo 4.3. E_{50} , E_{50}^{ref} ve m parametresi değerleri.....	75
Tablo 4.4. E_{ur} , E_{ur}^{ref} ve m parametresi değerleri	76
Tablo 5.1. Analizlerde kullanılan parametreler.....	81
Tablo 5.2. Elazığ ve İzmir depremlerine ait bilgiler	83
Tablo 5.3. Deprem sonrası taşıma gücü değişimleri (Kil $c=15$ kN/m ²).....	88
Tablo 5.4. Deprem sonrası taşıma gücü değişimleri (Kil $c=20$ kN/m ²).....	91
Tablo 5.5. Deprem sonrası taşıma gücü değişimleri (Kil $c=25$ kN/m ²).....	94
Tablo 5.6. Deprem sonrası taşıma gücü değişimleri (Kil $c=30$ kN/m ²).....	97
Tablo 5.7. Deprem sonrası taşıma gücü değişimleri (Kil $c=15$ kN/m ²).....	100
Tablo 5.8. Deprem sonrası taşıma gücü değişimleri (Kil $c=20$ kN/m ²).....	102
Tablo 5.9. Deprem sonrası taşıma gücü değişimleri (Kil $c=25$ kN/m ²).....	105
Tablo 5.10. Deprem sonrası taşıma gücü değişimleri (Kil $c=30$ kN/m ²).....	108
Tablo 5.11. Kil $c=15$ kN/m ² , statik, pseudo-statik ve deprem sonrası taşıma gücü değerleri.....	110
Tablo 5.12. Kil $c=20$ kN/m ² , statik, pseudo-statik ve deprem sonrası taşıma gücü değerleri.....	111
Tablo 5.13. Kil $c=25$ kN/m ² , statik, pseudo-statik ve deprem sonrası taşıma gücü değerleri.....	112
Tablo 5.14. Kil $c=30$ kN/m ² , statik, pseudo-statik ve deprem sonrası taşıma gücü değerleri.....	113
Tablo 5.15. Kil $c=15$ kN/m ² , statik, pseudo-statik ve deprem sonrası taşıma gücü değerleri.....	114
Tablo 5.16. Kil $c=20$ kN/m ² , statik, pseudo-statik ve deprem sonrası taşıma gücü değerleri.....	115
Tablo 5.17. Kil $c=25$ kN/m ² , statik, pseudo-statik ve deprem sonrası taşıma gücü değerleri.....	116

Tablo 5.18. Kil $c=30 \text{ kN/m}^2$, statik, pseudo-statik ve deprem sonrası taşıma gücü değerleri.....	117
Tablo 5.19. Deplasman analizlerinde yayılı yük olarak kullanılan kohezyona bağlı taşıma gücü değerleri	118
Tablo 5.20. Deprem sonrası deplasman değişimleri (Kil $c=15 \text{ kN/m}^2$).....	122
Tablo 5.21. Deprem sonrası deplasman değişimleri (Kil $c=20 \text{ kN/m}^2$).....	125
Tablo 5.22. Deprem sonrası deplasman değişimleri (Kil $c=25 \text{ kN/m}^2$).....	128
Tablo 5.23. Deprem sonrası deplasman değişimleri (Kil $c=30 \text{ kN/m}^2$).....	131
Tablo 5.24. Deprem sonrası deplasman değişimleri (Kil $c=15 \text{ kN/m}^2$).....	135
Tablo 5.25. Deprem sonrası deplasman değişimleri (Kil $c=20 \text{ kN/m}^2$).....	138
Tablo 5.26. Deprem sonrası deplasman değişimleri (Kil $c=25 \text{ kN/m}^2$).....	141
Tablo 5.27. Deprem sonrası deplasman değişimleri (Kil $c=30 \text{ kN/m}^2$).....	144

1. GİRİŞ

1.1. Genel Bilgiler

Yeryüzü var olduğundan bu yana insanoğlu birçok doğal afetle mücadele etmiştir. Şüphesiz bu doğal afetlerden biride, geçmişten günümüze birçok can ve mal kaybına sebep olmuş depremlerdir. Depremler özellikle yumuşak gevşek zeminlerde ve sıvılaşma potansiyeline sahip alanlarda büyük problem teşkil etmektedir. Bu tür problemlili zeminlerde olası bir deprem durumunda özellikle taşıma gücünde ani düşüşler yaşanmakta ve bunu sonucunda meydana gelen yüksek miktardaki deplasmanlardan dolayı yapılarda ciddi hasarlar oluşmaktadır. Depremin şiddetine ve etki süresine bağlı olarak oluşan bu hasarlar sebebiyle ne yazık ki can kayıpları yaşanmaktadır. Bu olumsuz durumların yaşanmaması için problemlili zeminlerin iyileştirilmesi kaçınılmaz hale gelmiş olup, geçmişten günümüze geoteknik alanında birçok iyileştirme yöntemi geliştirilmiştir. Jet grout, fore kazık, derin karıştırma, tokmaklama ve taş kolon yöntemleri problemlili zeminlerin iyileştirilmesinde kullanılan derin iyileştirme yöntemlerine örnek olarak verilebilir. Zemin iyileştirilmesi yapılırken ulaşılmak istenen hedef kısaca, ağır yüklere maruz kalan zeminin taşıma gücünü artırarak, konsolidasyon süresini azaltmak şeklinde tanımlanabilir. Diğer birçok iyileştirme yöntemi ile karşılaştırıldığında daha ekonomik ve daha hızlı uygulanabilen bir yöntem olan taş kolon yöntemi ise bu avantajlarından dolayı çalışmada kullanılmıştır. Taş kolonlar uygulandıkları alanlarda, özellikle taşıma gücünü kayda değer miktarda artırmakla birlikte, ağır yüklere maruz kalan problemlili bir zeminde meydana gelebilecek deplasmanları da önemli ölçüde azaltmaktadır (Şahinkaya, 2016).

Taş kolon yöntemi ilk olarak 19.yy'da Fransa'da tabii zeminlerin iyileştirilmesi amacıyla kullanılmış olup, Avrupa ve Amerika'da da 20.yy'da kullanılmaya başlanmıştır. Yapılan uygulamalardan elde edilen sonuçlar incelendiğinde, taş kolonların oldukça iyi sonuçlar verdiği görülebilir. Türkiye'de ise taş kolon yöntemi son 20 yıldır kullanılmakta ve taşıma gücünün artırılması ile oturmaların azaltılmasında kayda değer sonuçlar vermektedir.

Taş kolonların performansı konusu birçok deney ve analiz yöntemi ile incelenmiştir. Özellikle son yıllarda kayda değer bir şekilde gelişen sonlu elemanlar yazılımları ile yapılan çalışmalarda, taş kolonlarla iyileştirilen yumuşak-gevşek

zeminlerin analizlerine sıklıkla rastlayabiliriz.

Taş kolonlarla iyileştirilen zeminlerin deprem etkisi altındaki taşıma gücü kayıplarının incelendiği çalışmaların tamamında, hesaplamaların pseudo-statik yaklaşımla yapıldığı görülmektedir. Literatürde özellikle bir depreme ait ivme-zaman etkisinde taş kolonların davranışının incelendiği, çok az sayıda çalışma bulunmaktadır. Statik yükler altında iyi sonuçlar veren taş kolonların, dinamik yükler altında nasıl bir performans sunacağı büyük önem arz etmektedir. Bu nedenle bu çalışmada belirli çaplarda ve aralıklarda zemine uygulanan taş kolonlarla iyileştirilmiş zemin modelleri, nonlinear analiz yapabilen bir sonlu elemanlar programı olan Plaxis 2D programı ile analiz edilmiştir. Çalışmada, oluşturulan farklı parametrelere sahip modeller ile farklı deprem ivme kayıtları kullanılarak yapılan analizlerle, taş kolonların olası bir deprem sırasında nasıl bir davranış göstereceği, zamana bağlı taşıma gücü kayıpları ve deplasmanlarda hangi ölçüde azalma sağlanacağı konuları araştırılmıştır. Özellikle dinamik yaklaşımla elde edilen taşıma gücü değerleri ile literatürde halihazırda kullanılan pseudo-statik yaklaşımla elde edilen taşıma gücü değerleri arasında meydana gelen büyük fark, çalışmadaki bulguların önemini göstermektedir.

Sayısal analizlerde, sonuçların daha net görülebilmesi için etki süreleri ve pik ivme değerleri birbirinden farklı iki deprem kullanılmıştır. Bu sayede deprem etki süresinin taşıma gücü değişimi üzerindeki etkisi ve pseudo-statik yaklaşımla elde edilen taşıma gücü değerleri ile dinamik yaklaşımla elde edilen taşıma gücü değerleri arasında meydana gelen fark daha net bir şekilde görülmüştür. Elazığ depreminin, İzmir depremine göre pik ivmesi (PGA) daha büyük ve etki süresi daha uzundur. Elazığ depreminin pik ivme değeri kullanılarak daha büyük bir pseudo-statik katsayı elde edilmesine rağmen, etki süresinin uzun olması sebebiyle, pseudo-statik yaklaşımla elde edilen taşıma gücü ile dinamik yöntemle elde edilen taşıma gücü arasında İzmir depremine göre çok daha fazla fark meydana gelmiştir. Bu durum, tıpkı gerçek bir depremde olduğu gibi etki süresinin, oluşabilecek hasar konusunda ne denli önemli olduğunu destekleyen bir sonuç olarak karşımıza çıkmaktadır. Literatürdeki birçok çalışmada pseudo-statik yaklaşımın depremin etkisini analiz etme konusunda yetersiz ve sık bir yaklaşım olduğu bildirilmektedir (Yakar, 2009; Karray, vd., 2018; Wieland, 2018). Tek bir ivme kullanılarak deprem etkisinde taşıma gücünün belirlendiği pseudo-statik yaklaşım, depremin tamamı kullanılarak yapılan analizlerin sonuçlarıyla karşılaştırıldığında, literatürde pseudo-statik yaklaşım hakkında yer alan

eleştirilerin haklılığı açık bir şekilde görülmektedir.

1.2. Konu ile İlgili Literatürde Yer Alan Çalışmalar

Yapılan detaylı literatür taraması sonucunda, son 30 yılda taş kolon yöntemiyle ilgili yapılmış bazı çalışmalar, kronolojik sıralamaya uygun bir şekilde bu bölümde verilmiştir.

Mitchell ve Wentz (1991), on iki farklı bölgede yapılan iyileştirme çalışmalarını, 1989 Loma Prieta depreminden sonra değerlendirmiştir. Bu alanlarda kullanılan iyileştirme teknikleri vibro-kompaksiyon, dinamik kompaksiyon ve çimentolamadır. İyileştirme yapılan bu alanların sadece altısında zemin iyileştirme tekniği olarak taş kolonlar kullanılmıştır. Kaydedilen en büyük yer ivmesi değerleri Marina Körfezi'nde 0,11 g ve Santa Cruz yakınlarında 0,45 g'dir. Aynı bölgede herhangi bir iyileştirmenin yapılmadığı zeminlerde oturmalar, sıvılaşmaya işaret eden kum kaynamaları (konileri) ve yüzeyde kırıklar meydana gelirken, iyileştirme yapılan alanlarda herhangi bir zemin yenilmesi ve hasar meydana gelmemiştir.

Lee ve Pande (1994), Mohr-Coulomb modelini kullanarak taş kolon malzemesi için homojen bir model geliştirmiş ve ortamdaki zemin için de kritik durum modeline eklemeler yapmıştır. Bu modeli asimetrik sonlu elemanlar modelinin içine almıştır. Deneylerden elde ettikleri sonuçları, Stewart ve Wu'un (1993) buldukları teorik sonuçlar ile karşılaştırmıştır.

Bir diğer örnek ise Jensen filtre fabrikasında yapılan iyileştirmedir. 1971 San Fernando Depremi sırasında fabrikada sıvılaşma kaynaklı önemli derecede hasar meydana gelmiştir. Bu durum dikkate alınarak fabrikanın bulunduğu sahada 1986 yılında zemine dren sistemleri uygulanmıştır. Bu iyileştirmenin yapıldığı sahada 1994 yılında önemli bir deprem (1994 Northridge Depremi) meydana gelmiştir. Bu deprem neticesinde zeminin sadece drenaj etkisi düşünülerek inşa edilen dren sistemleri etkili bir çözüm olmamış, ancak yapılan uygulamanın olası daha büyük bir hasarı engellediği düşünülmüştür (Stewart, vd., 1994; Stewart, vd., 1995).

Baez ve Martin (1995), Northridge 1994 depremi öncesinde inşa edilen taş kolonların performans değerlendirilmesini yapmıştır. Çalışmada taş kolonların inşa edildiği alan, deprem merkez üssüne 1,5 mil uzaklıktadır. Ayrıca, bu alanda kaydedilen en büyük yer ivmesi değeri 0,7 g olarak ölçülmüştür. İyileştirmenin yapıldığı bu alanda deprem sonrası sıvılaşma kaynaklı bir hasar gözlemlenmemiştir.

Aynı depremde bir başka iyileştirme, deprem üssüne 30 mil uzaklıkta bulunan tren ray hatlarının bulunduğu sahada yapılmıştır. Zeminin makaslama direncini arttırmak ve sıvılaşma potansiyelini azaltmak amacıyla 18 ft derinliğinde taş kolon uygulaması yapılmıştır. İyileştirme öncesi elde edilen CPT deney aralıkları 3-8 MPa iken, iyileştirme sonrası bu değerler en az 12 MPa olarak kaydedilmiştir. Deprem sırasında bu sahada da herhangi bir hasar gözlemlenmemiştir.

Mitchell vd. (1995) Japonya’da meydana gelen birçok depremde taş kolonlar ve taş kolonlarla birlikte uygulanan diğer zemin iyileştirme yöntemleri rapor etmiştir. Bu raporda, taş kolon sistemleri ile yapılan iyileştirmelerin başarılı sonuçlar verdiği ve bölgede herhangi bir hasarın görülmediği belirtilmiştir.

Hu (1995) taş kolonlar kullanılarak laboratuvar ortamında oluşturduğu modellerden elde edilen sonuçları Lee ve Pande’nin (1994) yaptıkları homojen modellerden elde ettiği sonuçlarla karşılaştırılmış ve homojen modelin taşıma gücünün %20 daha fazla miktarda olduğunu görmüştür.

Christoulas vd. (1997) dolgu yapılan bir bölgenin altında yer alan kil zeminin taş kolon kullanılarak iyileştirilmesi ile ilgili yaptıkları bir çalışmada, taş kolonların dolgusu yapılan alanlarda sağladığı iyileşme miktarını, Dimaggio prensibini kullanılarak incelemiştir. Ayrıca farklı zemin özellikleri, farklı dolgu malzemeleri, farklı geometrik dolgu şekilleri ve taş kolon yapıları kullanılarak, elde edilen sonuçları birbiriyle karşılaştırmıştır.

Zemine uygulanan kireç kolonlar ile taş kolonların konsolidasyonu azaltma etkilerinin araştırıldığı bir çalışmada yumuşak kil zeminin özellikleri, taş kolonların aralıkları, zeminin güçlendirilmesinde kullanılan yerleştirilme teknikleri ve taş kolon malzemesinin özelliklerine bağlı olarak uygulanan bölgedeki gerilmelerin değişimi incelenmiştir. Sonuç olarak, taş kolonların mukavemet ve genişleme gibi karakteristik özelliklerinin etkisi açıklanmıştır. Ayrıca bu duruma ek olarak taş kolonların uygulama aralıkları ile sıkıştırılma miktarlarının, kolon performansını büyük ölçüde etkilediği belirlenmiştir (Poorooshasb ve Meyerof, 1997).

Vibro taş kolon yöntemi California Ulaşım Birimi tarafından önerilerek, Santa Barbara’da bulunan, Nojogui olarak bilinen yerde heyelan tarafından kapanmış yolun tamir edilmesi için çalışmalar başlatılmıştır. Yapım çalışmalarına 5 Mart 1998 tarihinde başlanıp, 24 Mart 1998 tarihinde tamamlanarak, yol ulaşımına açılmıştır. 90

cm çapında taş kolonlar kullanılarak yapılan iyileştirmede, bir taş kolonun merkezinden diğer taş kolonun merkezine mesafesi ($s/D=2$) 180 cm olarak uygulanmıştır. İyileştirme yapıldıktan sonra uzun bir süre gözlemlenen yolda herhangi bir probleme rastlanmamıştır (Connor ve Gorski, 2000).

Christoulas vd. (2000) taş kolonlarla iyileştirilen yumuşak gevşek kil zeminlerin laboratuvar ortamında test edildiği bir çalışmada, zemin içerisindeki boşluk suyu basıncını, piyezometre ve basınçölçer kullanarak yatay gerilmeler belirlemiştir. Çalışma sonucunda taş kolonların kabarma durumuna, Hughes ve Withers'in yaklaşımlarındaki benzer bir durum ile karşılaşmıştır. Elde edilen sonuçlar, oluşan bu kabarmaların taş kolonun boyunun çapına oranının 2.5 ile 3 arasında olması şartıyla gerçekleştiğini göstermiştir.

Han ve Ye (2002) taş kolonun bulunduğu kuyu içerisindeki direnç ile zemin malzemesinin taş kolona bulaşma etkisinin, oturma üzerindeki etkilerini görebilmek için bir çözüm yöntemi araştırmıştır. Çalışmada prensip olarak zeminin ve güçlendirmede kullanılan taş kolonun deformasyon durumunun tek boyutlu olduğu ve taş kolon elemanının içinde bulunduğu zemin malzemesine kıyasla daha fazla drenajlı elastik modüle sahip olduğu kabul edilmiştir. Taş kolon ile zemin arasında oluşan gerilme farkının belirlenmesinde, modifiye edilmiş konsolidasyon katsayısı etkili olmuştur. Yapılan çalışmada oturma üzerinde etkili olan gerilmenin konsantrasyon değerine oranı, taş kolonun etki alanı, taş kolonun geçirimliliği, bulaşma meydana gelen alanın miktarı, uygulanan zeminin kalınlığı ve bulaşma alanının geçirimliliği olmak üzere 6 önemli faktör tespit edilmiştir. Çalışma sonucunda ne sürülen çözümlerin, yeni yapılacak uygulamalarda, mühendislere yol göstereceği belirtilmiştir.

Taş kolonların grup halindeki davranış etkilerinin görülebilmesi için bazı deneysel çalışmalar yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar sonlu elemanlar kullanılarak yapılan analiz sonuçları ile karşılaştırılmış olup, grup halindeki taş kolonların, genel kayma gerilmesi söz konusu olduğunda, olumlu sonuçlar vermediği görülmüştür (Bae, vd., 2002).

Tayvan'da 21 Eylül 1999 yılında yaşanan Chi-Chi depremi sonrasında birçok binada, köprü ve yollarda büyük hasar meydana gelmiştir. Sıvılaşma tahminlerinin yapıldığı bölgelerde, taş kolonların merkezleri arası mesafenin 2 metre olduğu 80 cm

apında taş kolon uygulaması yapılmıştır. Uygulama alanları uzun süre incelenmiş olup, iyileştirme yapılan alanlarda herhangi bir problem yaşanmamıştır. Bu durum taş kolonların yeraltı suyunu drene etme özelliğinin bir sonucudur (Chu ve Jonathan, 2004).

Depremler sebebiyle yaşanan büyük can ve mal kayıplarına, sıvılaşmanın neden olduğu düşünülerek yapılan bir çalışmada, taş kolon uygulaması ile kayıpların azaltılması üzerine araştırmalar yapılmıştır. Çok kapsamlı bir inceleme yapılarak mevcut kullanımda olan taş kolon uygulama yöntemleri, birbirleriyle detaylı bir şekilde karşılaştırılmıştır. Bu denli kapsamlı bir araştırma yapılmasının temel nedenleri ise imal edilen taş kolonların inşa ve tasarımımda kullanmak için standartlar belirlemek, taş kolonların sıvılaşma üzerindeki etkisini tespit etmek ve son zamanlarda taş kolonlar hakkında yapılmış çalışmalar bir araya getirilerek, faydalı bir kaynak yaratmak olarak açıklanmıştır. Çalışma sonunda ise gelecekte yapılacak olan çalışmalara ışık tutacak önerilere de değinilmiştir (Adalier ve Elgamal, 2004).

Tokmaktama yöntemiyle yapılan taş kolonlarla iyileştirilen zeminlerde, tekil ve grup halinde yükleme deneyleri yapılarak taş kolonların davranışı incelenmiştir. Hindistan’da bulunan bir termik santralin yumuşak zeminine yapılan iyileştirme sonrasında belirlenen oturma davranışları tespit edilerek, taş kolonların tekil ve grup halindeyken izin verilebilecek güvenlik faktörleri ile oturma miktarları karşılaştırmalı olarak incelenmiştir. Sonuç olarak hem tekil hem de grup olarak uygulanan taş kolonların oturma miktarlarının önemli ölçüde azalttığı sonucuna varılmıştır (Maurya, vd., 2005).

Geçmişten günümüze birçok çalışmada taş kolon yöntemi sonlu elemanlar yöntemi kullanarak modellemiş ve analiz edilmiştir. Yine sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak yapılan bir çalışmada zemin, asimetrik olarak modellenmiştir. Analizlerden elde edilen sonuçlar Han-Lee tarafından 2001 yılında, birim hücre yöntemi ile yapılan bir çalışmadaki sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Daha sonra sonlu elemanlar yöntemi Malezya’da bulunan Pantai otoyolunda da kullanılmıştır. Otoyolun yapımı sırasında iyileştirme ihtiyaı bulunan bölümlerde taş kolonlar kare yerleşimli olarak uygulanmıştır. İyileştirilen alanlarda yapılan arazi deneyleri ile ölçülen oturma miktarları, sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak yapılan analizlerle karşılaştırılmış olup, değerlerin birbirine çok yakın olduğu grlmştir (Tan ve Khine, 2005).

Taş kolonlar ile iyileştirilen koalinit killer üzerinde yapılan bir çalışmada, yumuşak koalin kil zemin, farklı çaplarda, farklı malzemelerle ve farklı derinlikte üç tip taş kolon (yüzen taş kolon, tamamen taş kolon ve kompozit taş kolon,) ile iyileştirilip deneysel modeller oluşturulmuştur. Deneyler sonucunda elde edilen veriler (taşıma gücü, kesme dayanımları, oturmalar) detaylı bir şekilde grafik ve tablo halinde sunulmuş olup, farklı tipte uygulanan taş kolonların taşıma gücüne ve oturmalara olumlu etkileri olduğu görülmüştür (Patel ve Shroff, 2005).

Marine Double-Lock Gravel Pump isimli limanlarda kullanılan taş kolonların uygulama yöntemi hakkında bilgilerin verildiği bir çalışmada, geliştirilen yeni yöntem sayesinde özellikle depremle karşısında daha iyi performans gösteren taş kolonların uygulama süresi, diğer yöntemlere kıyasla çok daha kısa sürede yapılabilmiştir. Su altında taş kolon uygulamaları konusunda yaşanan problemler, yeni geliştirilen bu sistem, mühendislere yol gösterici nitelikte hazırlanmıştır. Mevcut kullanılan yöntemlerde standartların çok yüksek tutulması maliyetlerin artmasına sebep olurken, bu yeni geliştirilen yöntem ile daha az dikkate ihtiyaç duyularak ve daha güvenli bir şekilde taş kolonların uygulanabileceği bildirilmiştir (Al-Homoud ve Degen, 2006).

Tekil taş kolon ve grup taş kolon davranışlarının, hem deneysel olarak hem de sayısal olarak gözlemlendiği bir çalışmada, yapılan deneyler ile oluşturulan modeller, geoteknik alanında yaygın olarak kullanılan bir sonlu elemanlar programı olan Plaxis programıyla analiz edilmiştir. Deney sonuçlarıyla analiz sonuçları arasında yakın bir benzerlik olduğu görülmüştür (Ambiliy ve Ganhi, 2007). Literatürde, deneysel çalışmalardan elde edilen sonuçlar ile bu tez çalışmasında kullanılan Plaxis 2D programında yapılan analiz sonuçlarının karşılaştırıldığı birçok çalışma bulunmaktadır. Bu çalışmaların tamamında, Plaxis programının, laboratuvar deneylerinden elde edilen sonuçlara oldukça yakın sonuçlar verdiği bildirilmiştir.

McCabe vd. (2007), taş kolonlarla ilgili genel kavramlar hakkında çalışmıştır. Ek olarak İrlanda'da son yıllarda taş kolonlar kullanılarak iyileştirilen bölgelerin, hangi amaçla iyileştirildiği ile bu bölgelerde yer alan zemin türleri hakkında önemli bilgiler vermiştir. Ayrıca taş kolon uygulanan bölgelerde, taşıma gücünde artış görülürken, konsolidasyon süresinde azalma görülmüştür.

Guetif vd. (2007) vibro-kompaksiyon yöntemiyle kullanılarak yumuşak ve gevşek kil zemin içerisine imal edilen taş kolonların, Young modülü ile

güçlendirilmesinin inceleneceği bir model önerisi sunmuştur. Çalışmada Plaxis sonlu elemanlar programı kullanılarak, yumuşak kil zeminin birincil konsolidasyon oturmasının belirlendiği kompozit hücre mekanizması oluşturulmuştur. Plastik davranış gösteren malzemelerin sayısal analizinde Mohr-Coulomb modelinin çok daha iyi sonuç verdiği belirlenmiş ve güçlendirilmiş zeminlerin analizlerinde zemin özelliklerini daha doğru bir şekilde yansıttığı tespit edilmiştir. Ayrıca yumuşak ve gevşek kil zeminlerde, Young modülü uygulanan modellerdeki iyileşme oranının tespit edilmesinde sayısal analizler kullanılmıştır.

Elshazly vd. (2008) yine vibro-kompaksiyon yöntemi ile ilgili yaptıkları bir çalışmada, taş kolonlar arası mesafe ile zemin gerilmelerinin birbirleri arasında anlamlı bir ilişki olduğu belirlemiştir. Farklı plaka yüklemeleri uygulanarak ve farklı taş kolonlar arası mesafeler kullanılarak bu durum tespit edilmiştir. Saha çalışmaları ve laboratuvar deneyleri ile verilerin sağlaması yapılmıştır. Sonuç olarak taş kolonlar arası mesafeye bağlı olarak tanımlanmış gerilmelerin zemin içerisindeki değişimi, yatay gerilmenin düşey gerilmeye oranı olarak tanımlanmıştır.

Selçuk (2009) zemin sıvılaşmasına karşı optimum taş kolon tasarımının sonlu elemanlar yöntemi ile modellenmesini kapsayan çalışmada, deprem sırasında meydana gelen hasarların önemli bir kısmının zemin sıvılaşmasından kaynaklandığı bildirmiştir. Sıvılaşma kaynaklı hasarları önlemede en etkin çözüm olarak vibro sistemlerle (Vibro- Kompaksiyon, Vibro-yerdeğiştirme) inşa edilen taş kolon yöntemini önermiştir. Vibro sistemlerle zemine uygulanan taş kolonlar, zeminin hem drenaj kapasitesi hem de rölatif sıkılığı arttırmıştır. Böylelikle dinamik yükler altında gelişen aşırı boşluk suyu basıncı (ABSB) azalmış ve sıvılaşma kaynaklı hasarlar minimize edilmiştir. Taş kolon sistemlerinin deprem sırasındaki davranışları, tekrarlı yüklerle gelişen ABSB'nin incelenmesine dayanır. Önceki çalışmalarda deprem sırasında gelişen ABSB'nin dren sistemleri ile sönmelenmesi araştırılmıştır. Ancak, taş kolon çalışmalarında, zeminin vibro teknikler etkisiyle sıkılaştırılması söz konusudur. Bu sıkılaştırılma miktarı, oluşturulan kolonlara yakın mesafelerde etkili olmakla birlikte, taş kolonun etki mesafesi boyunca azalmaktadır. Zeminde yaratılan bu rölatif sıkılık farklılıkları, deprem sırasında gelişen ve sönmelenen ABSB'ni etkilemektedir. Yapılan bu çalışmada, sıvılaşmaya duyarlı kum zeminlerde iyileştirme yöntemi olarak uygulanan taş kolonların optimum çap ve açıklıklarının sonlu elemanlar yöntemi ile modellenmesi amaçlanmıştır. Boşluk suyu basıncıyla ilgili

çeşitli kontroller yapıldıktan sonra taş kolonlara yerleştirilmiştir. Taş kolonlar yüksek permeabilite özellikleri sayesinde deprem sırasında gelişen ABSB'yi sönümlenmiştir. Ayrıca deprem yüklerinin uygulanması sırasında, taş kolonların çap ve mesafelerinin değiştirilmesi suretiyle, BSBO belli bir eşik değerin altına düşürülerek, uygun tasarım koşullarını sağlayan bir program oluşturulmuştur. Yapılan analizlerde, taş kolonların merkezleri arası mesafenin artmasına bağlı olarak, BSBO'nun da arttığı görülmüştür. Düşük hidrolik iletkenlik değerlerinde BSBO yüksek değerler sunarken, hidrolik iletkenliğin arttırılmasına bağlı olarak söz konusu değerlerde azalma meydana gelmiştir. Sonuç olarak modelin hazırlanma aşamasında kullanılan teorik ve sayısal yaklaşımların, birbiri ile uyumlu olduğu görülmüştür.

Zahmatkesh ve Choobbasti (2010), taş kolonlar ile iyileştirilmiş yumuşak kil zeminlerin davranışını incelemiştir. Plaxis programı kullanarak oluşturdukları modelleri analiz ettikleri çalışmada, Mohr-Coulomb modeli kullanılmıştır. Oluşturdukları ara yüz elemanlarıyla kil zemin ve taş kolon arasındaki ilişki gözlemlenmiştir. Gerilme katsayıları ve gerilme artış oranı (Settlement Reduction Ratio) hakkında tahminler yapılmış olup, gerilme oranları ile taş kolonların merkezleri arası mesafe incelenmiştir. Elde edilen veriler, daha önce yapılmış benzer çalışmalarla karşılaştırılarak, kontrol sağlanmıştır.

Yaswant vd. (2011) deniz kili içerisine uygulanan taş kolonlar ile deneyler yapılarak, taş kolonların sabit ve döngüsel yükler altındaki davranışı incelemiştir. Deniz kili içerisine 100 mm çapında uygulanan taş kolonun yapımında kullanılan malzemenin dane boyutu 2-8 mm arasında olduğu görülmüştür. Yapılan deney ve gözlemler sonucunda, taş kolon uygulanan zeminde hem statik hem de döngüsel yükler etkisi altında kayda değer dayanım artışı görülmüştür. Döngüsel yüklerin taş kolon tarafından sönümlenmesi sayesinde, zemin dayanımının düşmesini engellediği belirlenmiştir.

Deb K. v.d. (2011), çok yönlü bir tasarım optimizasyon yöntemi kullanarak kil zeminlere uygulanan taş kolonların tasarımı üzerinde durmuştur. Sonuç olarak yumuşak kil zeminlerde yapılacak olan taş kolon uygulanmalarında kullanılmak üzere optimum dizayn parametrelerinin belirlenmesine yönelik, bilimsel bir yöntem sunulmuştur.

Kurt (2011) darbeli kırma taş kolonlar ile taş kolonlar arasındaki performans

farkını görebilmek adına bazı arazi testleri yapmıştır. Arazi deneylerinden elde edilen sonuçlar ile Plaxis 2D sonlu elemanlar programı kullanılarak yapılan analiz sonuçlarını karşılaştırmıştır. Sonuçlara göre öteleme metoduyla, ön delgi metoduna göre yaklaşık 4 kat daha yüksek dayanıma sahip taş kolonlar elde edilmiştir. Ayrıca darbeli kırma taş kolonların, normal taş kolonlara kıyasla 2.2-8.8 kat daha iyi performans sağladığı görülmüştür.

Niroumand vd. (2011) taş kolonlar hakkında yapılan bir çalışmada, yakın tarihte taş kolonlar ile zemin iyileştirmesinin deneysel olarak incelenmesi konusunda yapılan çalışmalar bir araya getirilerek güzel bir derleme oluşturmuştur. Böylece taş kolon üzerine çalışan uygulama mühendisleri ve araştırmacılar için faydalı bir kaynak hazırlanmıştır.

Taş kolonların sismik yükler altındaki tepkisi hakkında sarsma tablası kullanılarak yapılan bazı çalışmalarda bulunmaktadır. Yapılan bir çalışmada zemin modeli, taş kolonlarla iyileştirildikten sonra, sarsma tablası kullanılarak sismik yük uygulanmış ve taş kolonların dinamik yükler altındaki davranışı gözlemlenmiştir. Sonuç olarak dinamik yükler altında taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinde, iyileştirilmeyen zemin modellerine göre deformasyonlar önemli ölçüde azalmıştır (Jin vd., 2012). Bu durumda taş kolonların depremler sırasında yüksek deformasyonlar sebebiyle oluşabilecek hasarların önüne geçebileceği yorumu yapılabilir.

Taş kolonların analizi hakkında öne sürülmüş yaklaşımların genel ile ilgili bilgi veren bir çalışmada, sayısal yöntemler ile analitik yöntemler kullanılarak elde edilen sonuçlar karşılaştırılıp, sayısal yöntemlerin doğruluğu üzerinde durulmuştur. Ek olarak bir grup taş kolon projesinin tasarımı sayısal yöntemle yapılmıştır. Kolon çapı, kolonlar arası mesafe ve elastisite modülü gibi parametreler değiştirilerek, bu parametrelerin analizler üzerindeki etkisi incelenmiştir. Bu sayede uygulama yapılacak alan için optimum kolon çapı ve aralığı belirlenmiştir (Adeli, 2013).

Raju K.V.S.B. v.d. (2013), plaka yükleme deneyi ile birlikte döngüsel yük altında taş kolonları incelemiştir. Sonuç olarak döngüsel yüke maruz kalan taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinde Cu (elastik sıkışma faktörü) katsayısı iyileştirilmemiş yumuşak kil zeminlere göre daha yüksek elde etmiştir. Ek olarak bu katsayının grup taş kolonlarda, tekil taş kolonlara göre daha yüksek değerde olduğunu belirlemiştir.

Jeong-HoRyu ve Jin Man Kim (2013), oluşturdukları deney düzeneğinde, taş kolonlarla iyileştirdikleri yumuşak kil zemini, sarsma tablası yardımıyla 1g sismik kuvvetle sarsarak deneyler yapmıştır. Yapılan deneyler sonucunda, taş kolonların sismik bir yük etkisinde zeminde meydana gelebilecek deformasyonları engelleyerek, zemin dayanımını artırdığı görmüştür.

Yıldırım C.H. (2013), detaylı bir şekilde taş kolonlar üzerine araştırma yapmıştır. Ayrıca taş kolonlar ile ilgili sayısal analizler yaparak, sonuçları karşılaştırmalı olarak incelemiştir. Üç farklı zemin modeline uygulanan taş kolonlar ile yapılan analizler sonucunda oturma etkilerinin benzer olduğunu gözlemlemiştir. Çalışmada temel olarak üç farklı tipte zemin modeli oluşturularak, parametrelerin zemin üzerindeki oturma azaltma etkilerini gözlemlemiştir. Sonuç itibariyle bu üç farklı zemin durumu için benzer sonuçlar sağlamıştır.

Yıldız M. (2013), yumuşak kil zeminlerdeki taş kolon davranışlarını, sonlu elemanlar yöntemi ile modellemiştir. Çalışmasında Plaxis 2D yazılımını kullanmış olup, kil zeminin elastisitesi, temelin maruz kaldığı yük miktarı ve taş kolon derinliğine bağlı olarak gerilme faktöründe meydana gelen değişimi incelemek için parametrik bir çalışma yapmıştır. Analizler sonucunda bükülebilir temeller altında meydana gelen gerilme dağılım faktörlerinin, rijit temellerinkine göre %30 daha az miktarda olduğunu belirlemiştir.

Lu vd. (2015), yeraltı suyunun bulunduğu şev alanlarında meydana gelebilecek bir deprem sırasındaki stabilite durumunu incelemek için sayısal analizler yapmıştır. Deprem sırasındaki stabilite tahmini için dinamik tepki analizlerini ve statik kararlılık analizlerini birleştiren bir sayısal formülasyon uygulamıştır. Çalışmada yapılan statik kararlılık analizinde yatay sismik yoğunluk kh kademeli bir şekilde arttıkça, eğimli elemanın çökmesi veya kritik durum, akma elemanlarının bulunduğu adımda gözlenmiştir. Dinamik tepki analizinde, gerçek bir sismik dalga kullanılarak kümülatif plastik deformasyonu, Newmark- β yöntemine dayanan kinematik denklemin doğrudan entegre edilmesiyle hesaplanmıştır. Uygulanan deprem süresi nispeten kısa olduğu için yeraltı suyunun hareketi göz ardı edilmiştir. Bilgisayar ortamında oluşturdukları yüksek yer altı su seviyesine sahip şev vaka analizinde Noto Hanto Depremi kullanılmıştır. Yeraltı suyu bulunan şevlerde yeraltı suyu bulunmayan şevlere göre daha düşük sismik yükler ile daha fazla stabilite kayıpları meydana gelmiştir. Çalışmada önerilen prosedürün güvenilirliği, şevin çökmesine karşılık gelen

kh değerinin, geleneksel kayma dairesi yönteminden elde edilen sonuçla neredeyse çakıştığı gerçeğine dayanılarak doğrulanmıştır. Sonuç olarak yer altı suyunun şevler üzerindeki etkisinin görülebilmesi için yapılan analizlerin gerçek vaka analizlerine ışık tutabilecek doğrulukta olduğu tespit edilmiştir.

Cengiz ve Güler (2017), yol dolgusu ve yağ depolama tankları gibi esnek temelli yapıların yumuşak zeminlere oturan temellerinin taşıma kapasitesini arttırmak için kullanılan geosentetik donatılı taş kolonların deprem yükleri altındaki deformasyon modları ve deprem hareketlerinden sonraki taşıma kapasiteleri üzerine bir çalışma yapmıştır. Geosentetik donatılı taş kolonların deprenselliğinin araştırıldığı bu çalışmada, model kolonları sarsma tablası deneylerine tabi tutulmuştur. Kolonların deprem sırasındaki yük taşıma performansı değerlendirilmiştir. Deprem hareketlerinin modele uygulanmasının ardında kolon kapasitesinin belirlenmesi için kuvvet kontrollü yükleme deneyleri yapılmıştır. Planda 220 cm x 52 cm ölçülerinde olan bir deney düzeneği kurulmuştur. Bu ebatlarla, 55 cm x 52 cm plan alanına sahip dört adet birim hücre deney düzeneği modellenmiştir. Her bir birim hücrenin merkezine ince cidarlı elik bir boru sürerek, oluşturulan boşluğa konvansiyonel taş kolon ya da geosentetik donatılı taş kolon yerleştirilmiştir. Düzenek içerisinde kullanılan plakalar sayesinde hem kil yatağının konsolidasyonu sağlanmış, hem de deneyler sırasında birim hücelere düşey doğrultuda yk verilmesi mümkün olmuştur. Düşey yükler için gereken tahrik kuvveti dört adet 160 mm çapında pnömatik piston ile elde edilmiştir. Pnömatik pistonların st kısımlarına sabitlenen lazer deplasman ölçerler sayesinde birim hücelere basan plakaların yaptığı oturmaları okunmuştur. Deney kutusu içerisine sarsma yönüne dik olarak 150 mm kalınlığında EPS geofam elemanlar yerleştirilmiş olup bu sayede sismik yüklerin fiziksel model sınırlarından tekrarlı olarak yansımaları engellenmiştir. Zayıf zemini modellemek için kaolin kili kullanılmıştır. Kullanılan kilin likit ve plastik limitleri sırası ile %49 ve %23 olarak bulunmuştur. Kil yatağını oluşturmada kullanılan kil bulamacı %75 su muhtevasında hazırlanmıştır. Hazırlanan kil bulamacı, 25 kPa basınç altında konsolide edildikten sonra, kilin ortalama kohezyon değeri 5 kPa dolaylarında bulunmuş ve kohezyon ölçümleri saha tipi bir Vane aleti ile yapılmıştır. Sonuç olarak geosentetik donatılı taş kolonların, oturma performansını iyileştirdiği belirlenmiştir. Deprem yükleri etkisinde kolonu sargılayan geosentetik üzerinde gerinimler grlmştir. Bu durum donatının deprem yükleri altında da çalıştığını göstermiştir. Kolonlar üzerinde yapılan yükleme

deneylerinde donatılı kolonun taş kolonlara nazaran daha az oturduğu görülmüştür. Ayrıca yapılan deneylerde yüzen tip taş kolonların tam boy taş kolona göre daha fazla oturmaya maruz kaldığı tespit edilmiştir.

Reddy ve Mohanty (2017), yaptıkları çalışmada taş kolonla iyileştirilmiş tabakalı şev in sismik yük etkisi altındaki davranışını incelemiştir. Taş kolonlu ve taş kolonsuz tabakalı şev olmak üzere karşılaştırmalı olarak iki sayısal model oluşturulmuştur. Analizlerde 3 boyutlu sonlu elemanlar programı olan OpenSeesPL kullanılmıştır. Çalışmada 2015 yılında Nepal’de yaşanan (Mw-7.8) büyük can ve mal kayıplarına sebep olan deprem kayıtları kullanılmıştır. Yapılan analizler sonucunda taş kolonların drenaj özelliği sebebiyle uygulandıkları zeminlerde kayda değer şekilde sıvılaşmayı azalttığı görülmüştür.

Fahmi ve Kolosov (2018), geogrid sargılı taş kolonlar ve geogrid sargısız taş kolonlarla iyileştirilmiş temel zemininin döngüsel yük altındaki davranışını incelemiştir. Laboratuvar ortamında yaklaşık 15 kPa kayma mukavemetine sahip zemin kullanılarak altı adet model oluşturulmuştur. Yapılan deneylerin sağlaması için sonlu elemanlar yazılımı olan Plaxis 3D paket programı kullanılmıştır. 10 mm / sn yükleme hızı altında döngüsel yüklemeye tabi tutulan modellerin, 5 mm / sn yükleme hızı altında test edilen modellere göre göçme seviyesine daha hızlı ulaştığı sonucuna varılmıştır. Sonlu eleman analizi çözümlerinin laboratuvar yük testleri sonrasındaki deplasman kayıtlarına kıyasla tasarım yükünün %50'sine kadar makul karşılaştırılabilir değerler verdiği görülmüştür. Daha sonra, kaydedilen deplasmanlar, sonlu elemanlar analizlerinin sonuçlarına kıyasla %60'a kadar daha yüksek değerler vermiştir. Bu durumun, başlangıçtaki elastik deplasman sonrasında artan yük altında plastik göçmeden kaynaklandığı düşünülmüştür.

Demir (2019), Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü’nde yaptığı Yüksek Modüllü Kolonlarla (YMK) İyileştirilmiş Sıvılaşabilir Zeminlerin Davranışının İncelenmesi konulu doktora tez çalışmasında, sismik etkiler altındaki YMK’larla iyileştirilmiş sıvılaşabilir bir zeminin davranışını sayısal analizlerle incelemiş ve zeminin iyileştirme öncesindeki durumu ile bir karşılaştırılmasını yaparak meydana gelen davranış değişikliklerini incelemiştir. Bu amaçla, literatürde yer alan ve YMK’larla iyileştirilmiş bir zemin profiline sahip bir seri santrifüj deneyini sayısal olarak modellemiş ve sayısal analiz sonuçlarını deneylerden elde edilen sonuçlarla doğrulamıştır. Sayısal modellemeleri, iki boyutlu ve üç boyutlu ortamlarda

farklı programlar kullanılarak gerçekleştirmiştir. Analizler sonucunda gözlemlenen davranışlar detaylı olarak farklı başlıklar altında tartışmış ve literatürde önceki çalışmalardan elde edilen bulgular ile karşılaştırmıştır. Son olarak, hipotetik bir sıvılaştırılabilir zemin profili oluşturarak parametrik analizler gerçekleştirmiştir. Parametrik analizlerde, farklı alan yer değiştirme oranları, farklı kayma modülü oranları, farklı iyileştirme derinlikleri, farklı girdi deprem hareketi büyüklüğü gibi etkenleri dikkate almış ve bu koşullar altındaki YMK'ların sıvılaştırılabilir zeminler içerisindeki davranışını incelemiştir. Sayısal analizler sonucunda, iyileştirilmiş bir zemindeki YMK ile çevre zemin arasında kayma şekil değiştirmesi uyumluluğunun bulunmadığı ve çevre zeminde meydana gelecek kayma gerilmesi azaltmalarının, kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu varsayımıyla tahmin edilen değerlerden çok daha az olduğunu görmüştür. Ayrıca, gevşek sıvılaştırılabilir zemin içerisinde oluşturulan YMK'lar, zemin profili içerisinde genel olarak rijitliği artırması sebebiyle zemin yüzeyinde PGA değerlerinin artmasına dolayısıyla zemin yüzeyine daha fazla ivmelerin etki etmesi ile sismik deformasyonların artışına neden olduğunu görmüştür. YMK'lar, zemin deformasyonlarını önemli ölçüde azaltmamakla birlikte, temellerin altındaki sismik etkilerin varlığını da artırmıştır. Bu nedenle, YMK'larla çevre zemindeki kayma gerilmelerinin azaltması bakımından kohezyonsuz zeminlerde birincil iyileştirilme mekanizması olarak düşünülmemesi gerektiğini belirtmiştir. Dolayısıyla tasarımda YMK'lar, çevre zemindeki sismik kayma gerilmelerini azaltma mekanizması bakımından büyük bir dikkat ve anlayış ile kullanılması gerektiği sonucuna ulaşmıştır.

Yoo ve Abbas (2020), laboratuvar ortamında oluşturdukları ölçekli kum zemin modeli içerisinde, geosentetik sargılı taş kolon yerleştirerek, çevrimsel yükler altındaki davranışını incelemiştir. Deneylerde geosentetik kaplama sertliği, yükleme sıklığı ve genliği dahil döngüsel yükleme özellikleri gibi bir dizi test değişkeni göz önünde bulundurulmuştur. Döngüsel yüklemeye tabi tutulan taş kolonların yük aktarma kapasitesinin, statik yükleme durumuna göre daha az olduğu ve gerilme konsantrasyon oranının %25 azaldığı görülmüştür. Geosentetik sargısının daha düşük frekansta ve/veya daha düşük genlikte taş kolon performansının iyileştirilmesi konusunda daha etkili olduğu bulunmuştur.

Alzabeebee (2020a), Plaxis 2D sonlu elemanlar programında yaptığı çalışmada, model genişliği, eleman sayısı, uygulanan yük miktarı vb. etkenlerin dinamik analiz

üzerindeki etkilerini incelemiştir. Çalışmasında; Upland 1990, Northridge 1994 ve Loma Prieta 1989 depremlerinin ivme-zaman kayıtlarını kullanmıştır. Model genişliğini değiştirerek yaptığı analizlerde, 40 metrelik genişlikten sonra oturma değerinin değişmediğini görmüştür. Aynı deprem etkisi ile yapıla analizlerde 40 metre genişliğin altındaki genişliklerde oturma değerinin azaldığı belirlenmiştir. Model genişliği sabit tutularak eleman sayısını artırdığında ise 2568 adet eleman sayısının üzerinde eleman tanımlandığında oturma değerlerinde herhangi bir değişim olmadığını, bu sayının altında eleman tanımlandığında ise oturma değerlerinde azalma meydana geldiğini tespit etmiştir. Bu nedenle çalışmada belirlenen model genişliği önceki çalışmalarda belirlenen model genişliklerinden daha büyük olarak seçilmiştir (Karamitros, vd., 2013; Kholdebarin, vd., 2008; Azzam, 2015; Mansour, vd., 2016). Ayrıca ana kayanın doğan zemin seviyesinin 40 metre altında olduğu varsayılmıştır. Bu nedenle analizlerde kullanılan model derinliği 40 metre olarak kabul edilmiştir. Benzer yaklaşım literatürdeki diğer çalışmalarda da görülmektedir (Zhang ve Liu, 2018; Alzabeebee, 2019; Alzabeebee, 2020b; Meena ve Nimbalkar, 2019). Sonuç olarak Plaxis 2D programında model oluştururken boyut, derinlik, yük vb. parametrelerin belirlenmesinde önemli bilgiler elde edilmiştir.

Karkush vd. (2021), ABAQUS yazılımını kullanarak yaptıkları çalışmada, farklı taş kolon uzunluk ve çap oranlarındaki yüzen taş kolonlarla iyileştirilen yumuşak zeminlerin deprem etkisindeki analizlerini yapmıştır. Eksenel simetrik model ile yapılan analizlerde taş kolon malzemesi Drucker-Prager modeli ile modellenmiştir. Yumuşak zemin malzemesi, elastik-mükemmel plastik bir davranış varsayılarak Mohr-Coulomb yenilme kriteri ile modellenmiştir. Yüzen taş kolonlar 7.1 büyüklüğünde ve 3.50 m/s^2 pik ivme değerine sahip El Centro depremine maruz bırakılmıştır. Bu araştırmanın bulguları, deprem dalgalarının etkisi altında yanal yer değiştirmenin çeşitli uzunluklardaki taş kolonlarla değiştiğini ortaya koymuştur.

Dar ve Shah (2022), taş kolonlarla iyileştirilen yumuşak zeminler üzerindeki dolguların sismik davranışını inceledikleri bir çalışmada, üç boyutlu bir sonlu elemanlar yazılımı olan Plaxis 3D kullanmıştır. Dolguların sismik tepkisi, dolgudaki çeşitli konumlardaki deformasyonlar ve aşırı boşluk suyu basıncı yapılan analizlerle elde edilmiştir. Taş kolonların aralığının çapa oranının (s/D) dolguların sismik davranışı üzerindeki etkisi incelenmiş olup, taş kolonların zemine ilave edilmesi sonucunda dolguların sismik davranışında önemli gelişmeler meydana gelmiştir.

Özellikle deformasyonların ve aşırı boşluk suyu basıncının, taş kolonlar sayesinde önemli ölçüde azaldığı görülmüştür. Çalışma sonucunda taş kolonlarla iyileştirilen zeminler üzerinde yer alan dolgularda sismik aktivite sonrasında deformasyonların %80, boşluk suyu basıncının ise %90 gibi çok büyük bir oranda azaldığı görülmüştür. Daha düşük s/D oranlarında çok daha iyi sonuçlar elde edilmiştir.

1.3. Amaç ve Kapsam

Bu tez çalışmasının öncelikli amacı, taş kolonlarla iyileştirilen yumuşak kil zeminlerin bir deprem sırasındaki taşıma gücü kayıplarını, literatürde halihazırda kullanılan yöntem olan pseudo-statik yöntemden farklı olarak, dinamik yöntemle (ivme-zamana bağlı olarak) belirlemektir. Bununla birlikte literatürdeki birçok çalışmada (Yakar, 2009; Karray, vd., 2018; Wieland, 2018) sıklıkla yetersiz ve güvenilir olmayan bir yöntem olarak görülen pseudo-statik yöntemle elde edilen sonuçları, dinamik yöntemle elde edilen sonuçlarla karşılaştırıp, pseudo-statik yöntem hakkındaki tartışmaların doğru olup olmadığı ortaya koymak, çalışmanın temel amaçlarından biridir. Karray vd. (2018) yaptıkları çalışmada pseudo-statik yöntemde, şevin sismik tepkisi hesaba katılmadığı için yaygın olarak eleştirildiğini bildirmiştir. Benzer şekilde Uluslararası Büyük Barajlar Komisyonu (ICOLD) tarafından, Kaliforniya'daki San Fernando depremi etkisiyle baraj dolgularında meydana gelen tahribat sonrası, sismik etkinin tahmininde pseudo-statik yöntemin uygun olmadığı bildirilmiştir (Wieland, 2018). Tez çalışması kapsamında yapılan dinamik ve pseudo-statik analizlerden elde edilen sonuçlar sayesinde, literatürdeki pseudo-statik yöntem hakkında yapılan bu tartışmalara ve eleştirilere önemli ölçüde ışık tutulacağı düşünülmektedir.

Çalışmanın ikinci bölümünde, diğer derin iyileştirme yöntemleriyle karşılaştırıldığında daha ekonomik ve imalat süresi daha kısa bir yöntem olan taş kolon yöntemi, çap, aralık, malzeme özellikleri ve farklı zemin türleriyle, deprem etkisi altında test edilerek, taş kolon uygulamaları için en ideal ve güvenilir durum belirlenmektedir. Ayrıca yapılan dinamik analizlerde, taş kolonların deprem etkisi altında taşıma gücü kayıplarını ve deplasmanları hangi ölçüde engelleyebileceğinin, diğer bir deyişle taş kolonların sismik bir aktivite sırasındaki davranışlarının belirlenebilmesi amacıyla, etki süreleri ve pik ivme değerleri birbirinden farklı olan Elazığ ve İzmir depremleri kullanılmaktadır.

Üçüncü bölümde ise, taş kolonsuz zemin modellerinden elde edilen “sınır” taşıma gücü değerleri, taş kolonlarla iyileştirme yapıldıktan sonra bu modellere yayılı yük olarak verilerek, olası bir deprem sırasında taş kolonların meydana gelebilecek deplasmanları hangi ölçüde engelleyeceği belirlenmektedir. Bu bölümde de yapılan dinamik analizlerde sismik etkinin daha açık bir şekilde görülebilmesi için etki süreleri ve pik ivme değerleri birbirinden farklı olan yine Elazığ ve İzmir depremlerinin ivme-zaman parametreleri kullanılmaktadır. Literatürdeki çalışmalarda, taş kolonların olası bir deprem sırasında meydana gelebilecek deplasmanları önemli ölçüde azalttığı bildirilmesine rağmen, konu hakkında yapılmış çok az sayıda çalışma bulunmaktadır. Bu kapsamda çalışma içerisinde yer alan deprem etkisinde yapılan deplasman analizleriyle, literatüre önemli ölçüde katkı sağlanacağı düşünülmektedir.

2. ZEMİN İYİLEŞTİRME YÖNTEMLERİ

Geoteknik alanında problemlı zeminlerin iyileştirilmesi konusunda birçok yöntem geliştirilmiştir. Dünya nüfusunun hızla artması ile zaman zaman problemlı arazilerinde kullanımı zorunlu haline gelmiştir. Yapılar ne kadar sağlam olursa olsun, problemlı zeminlerin iyileştirilmeden kullanımı çok büyük tehlike arz etmektedir. Özellikle depremler sırasında taşıma gücü kaybı, sıvılaşma ve ani oturma yaşanması istenmeyen durumların oluşmasına sebep olmaktadır. Zemin dayanımının artırılması için geliştirilmiş olan bu yöntemler genel olarak; mekanik yöntemler, hidrolik yöntemler, fiziksel-kimyasal yöntemler ve donatılandırma olarak sınıflandırılabilir (Impe, 1989). Örneğin sıvılaşma olan bölgelerde, drenaj özelliği sebebiyle taş kolonların diğer yöntemlere kıyasla daha iyi sonuç verdiği bilinmektedir. Bu yöntemlerin hangisinin kullanılacağını belirlemek için ciddi bir saha araştırması yapmak gerekmektedir. Bir diğer konu ise mühendislik alanında yapılacak uygulamaların ekonomik olması gerekliliğidir. Bu nedenle iyi bir saha araştırması ile yüksek taşıma güçlerine ihtiyaç duyulmayan bir projede daha düşük maliyete sahip olan iyileştirme yönteminin tercih edilmesi doğru olacaktır. Ayrıca iyileştirilmemiş alanda yapılan arazi deneyleri ve laboratuvarında yapılan deneyler ile bilgisayar yazılımları kullanılarak elde edilen analiz sonuçları karşılaştırılıp, projede yer alan yükleri karşılayabilecek uygun yöntem seçilmelidir.

Zemin iyileştirme yöntemleri detaylı olarak incelendiğinde, her yöntemin her zemine uygulanmadığı görülmektedir. Bazı yöntemlerin uygulama alanları daha genişken, bazıları çok daha kısıtlı zemin türlerinde kullanılabilmektedir. Geoteknik alanında hizmet veren bir proje firması tarafından hazırlanan zemin türlerine uygun iyileştirme yöntemleri Tablo 2.1’de verilmiştir.

Tablo 2.1. Zemin iyileştirme yöntemleri ve kullanım amaçları (Yüksel Proje, 2007)

ANA YÖNTEMLER	YÖNTEMLER	ZEMİN TÜRÜ		ZEMİN İYİLEŞTİRİLME AMACI					
		Daneli	Kohezyonlu	Taşıma Gücü	Oturma Kontrolü	Stabilite (Duraylılık)	Çevresel Nedenler	Sıvılaşma	Su Akımını Kesme
Sıkıştırma	Vibro kompaksiyon (Titreşimli Sıkıştırma) Yöntemleri	Vibro Sondalar	**	*	*			**	
		Kum Sıkıştırma Kazıkları (SCP)	**	*	*			**	
		Vibroflotasyon	**	*	*			**	
	Statik veya Dinamik Şok	Sıkıştırma Kazıkları	**	**	**			**	
		Dinamik Kompaksiyon	**	*	**	**	*	*	
		Patlatma	**	*	*			**	
Yapay Drenler Kullanılarak / Kullanılmaksızın Önyüklemeye ile Konsolidasyon	Aşırı Dolgu ile Ön Yükleme		*	*	*				
	Yeraltısuyu Seviyesinin Düşürülmesi ile Ön Yükleme		*	*	*				
	Taş Kolonlar		*	**	**	**		**	
Zemin Güçlendirme	Kireç Kolonlar		*	*	**	**	*		
	Derin Karıştırma		*	*	**	**	*	**	*
	Permeasyon (Sızdırma-Emdirme)		*	*	*	*	*	*	*
Zemin Enjeksiyon Teknikleri	Enjeksiyonu								
	Çatlatma (Yapraklanma) Enjeksiyonu		*	*	*	**	*		
	Kompaksiyon Enjeksiyonu		*	*	*	**		**	
	Jet Enjeksiyonu		**	*	**	**	*	**	*

* Daha az sıklıkla uygulanan zemin tipi veya daha az yaygın amaç

** Daha sıklıkla uygulanan zemin tipi veya ana ve daha yaygın amaç

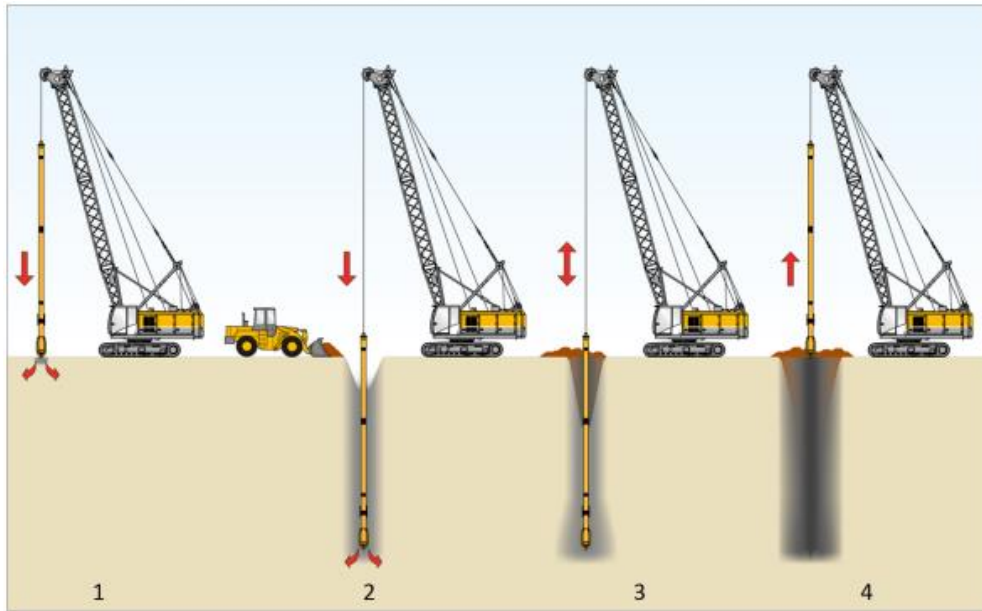
Tablo 2.1 incelendiğinde, çalışmada kullanılan zemin iyileştirme yöntemi olan taş kolon yönteminin kohezyonlu zeminlerde, daneli zeminlere göre daha

uygulanabilir olduğu görülürken, taşıma gücünün ve stabilitenin artırılması ile sıvılaşımanın bertaraf edilmesi amacıyla tercih edilebilecek bir yöntem olduğu görülmektedir. Taş kolon yönteminin imalat maliyetleri de göz önüne alındığında, diğ r yöntemlere göre daha ekonomik olması ve hızlı uygulanabilmesi, tercih edilmesi açısından önemli faktörlerdendir.

2.1. Mekanik Yöntemler

2.1.1. Vibro (Titreşimli) Kompaksiyon

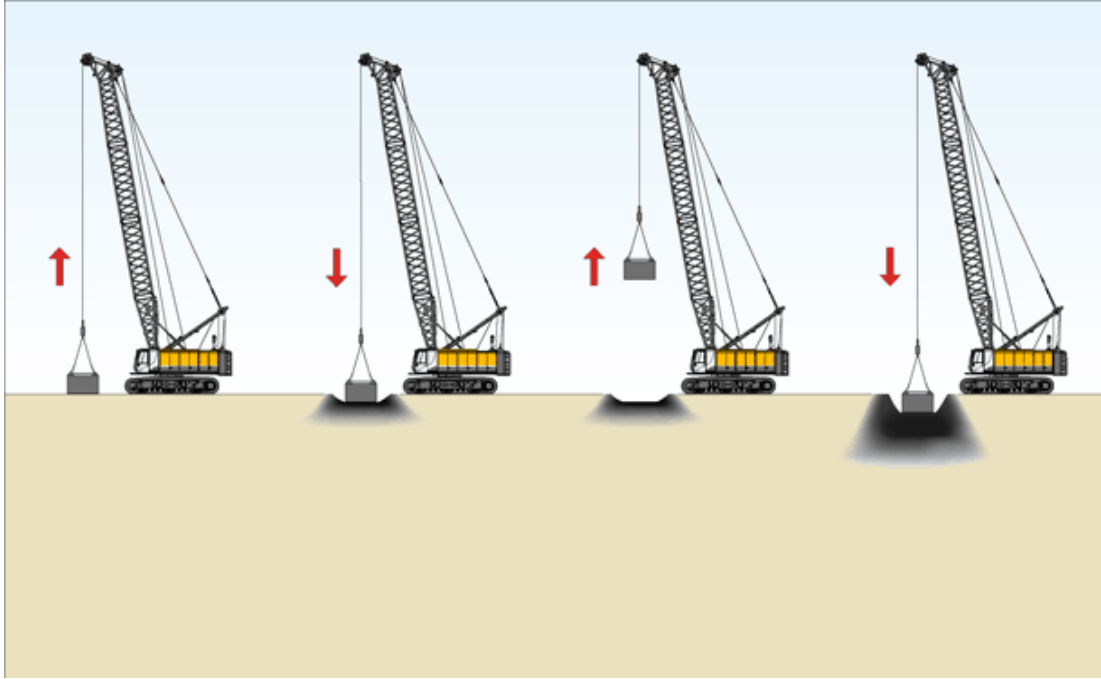
Vibroflotasyon olarak da adlandırılan bu yöntemde, zemin içerisine dışardan titreşim verilerek, zeminin daha dayanıklı ve daha sıkı hale gelmesi amaçlanmaktadır. Bu işlemin uygulanabilmesi için zeminin kum oranının fazla olması gerekmektedir. Kohezyonlu zeminler, dışardan verilen titreşimi s n mleyeceğinden ve daneler birbirlerini tutacağından dolayı, bu tür zeminlerde kullanılması uygun değildir. Yöntemde genel olarak zemine dışardan malzeme ilavesi yapılmamakla birlikte, titreşim yardımıyla mevcut zeminin daha sıkı hale geçmesi sağlanmaktadır. Bu durumun gerçekleşebilmesi için su, su-hava veya hava jetine ihtiyaç duyulmaktadır. Vibro kompaksiyon yöntemine örnek bir uygulama şekil 2.1’de görülmektedir.



şekil 2.1. Vibro kompaksiyon yöntemi (Bauer-Pileco Inc., 2017)

2.1.2. Dinamik Kompaksiyon

Bu yöntemde zemin üzerine belirli bir yükseklikten ağırlık bırakılmasıyla, zeminin ani bir şekilde sıkışması amaçlanmaktadır. Ağır kütlenin zemine çarpması sonucunda, söz konusu alanda yoğunluk artışı meydana gelerek, zemin daha sıkı bir forma dönüşmesi sağlanmaktadır. Ağırlığın düşüş yüksekliği 10 metre ile 80 metre aralığında değişmektedir. İstenilen sıkışma miktarına göre ağırlığın miktarı 10 ton ile 40 ton aralığında seçilmektedir. Bu ağırlığı belirli bir yüksekliğe kadar çıkararak zemine serbest bırakabilecek güçteki vinçlerin ağırlığı ise 80-120 ton aralığındadır. Dinamik kompaksiyon yöntemi; ağır dinamik kompaksiyon, yüksek enerji payandaları ve ütüleme olmak üzere kendi içerisinde farklı uygulamaları barındırmaktadır. Bu uygulamalar ihtiyaca göre ayrı ayrı kullanılabilirken, gerekli görüldüğü durumlarda birlikte de kullanılabilir. Dinamik kompaksiyon uygulama aşamaları Şekil 2.2’de görülmektedir.



Şekil 2.2. Dinamik kompaksiyon yöntemi (Bauer Dynamic Compaction)

Dinamik kompaksiyon yöntemi, sıkışmaya elverişli olması sebebiyle, kohezyonlu zeminler için daha uygun bir yöntemdir. Fakat bu yöntem sırasında oldukça ağır bir yük zemine kayda değer bir yükseklikten serbest bırakıldığı için çarpma sırasında çevredeki yapıları zarar verebilecek bir titreşim meydana gelmektedir. Bu nedenle uygulama yapılacak alanlarda özellikle bu durum göz önünde bulundurularak hareket edilmelidir.

Dinamik kompaksiyon uygulaması öncesinde, yapılacak sıkıştırma oranına bağlı olarak kütle ağırlığı ve düşüş yüksekliği değişiklik göstermektedir. İyileştirme derinliğinin (D) belirlenmesinde aşağıdaki bağıntı kullanılmaktadır.

$$D = n \cdot (W \cdot H)^{0,5} \quad (2.1)$$

Burada; iyileştirme derinliği D, kütle ağırlığı W, düşme yüksekliği H, ampirik katsayı n ($n < 0,1$) olarak tanımlanmaktadır. Ampirik kat sayı n, zemin cinsine bağlı olarak değişiklik göstermektedir. Bu kapsamda yapılan bir çalışmada yer alan zemin cinsine bağlı n kat sayısı değişimi Tablo 2.2’de görülmektedir.

Tablo 2.2. Zemin cinsine bağlı n faktörünün değişimi (Mitchell, 1981)

Zemin Türü	Suya Doygunluk Oranı
Geçirimli Zeminler-	Yüksek
Granüler Zeminler	Düşük
Yarı Geçirimli Zeminler-	Yüksek
Siltler (plastisite indisi < 8)	Düşük
Geçirimsiz Zeminler-	Yüksek
*Killer (plastisite indisi > 8)	Düşük
*Zemin plastik limitinden daha düşük su muhtevasında bulunmalıdır	

2.2. Hidrolik Yöntemler

2.2.1. Taş Kolon Yöntemi

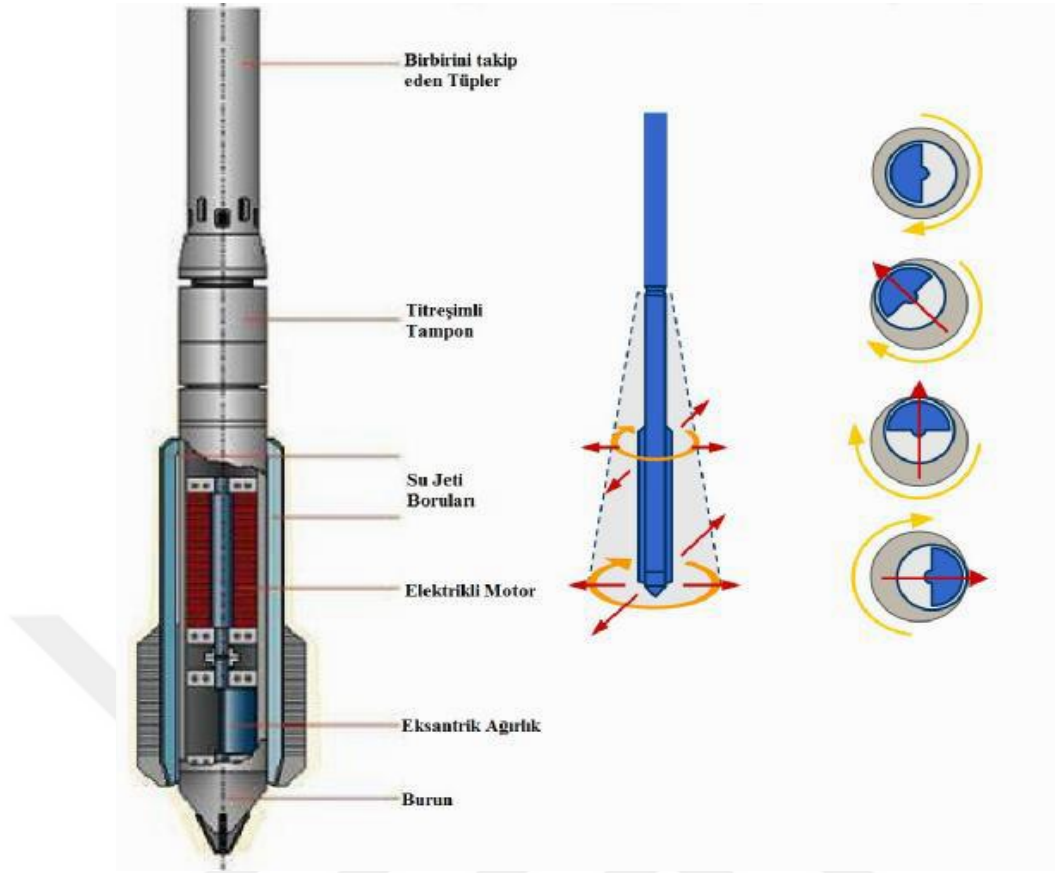
Taş kolonlar zeminlerin iyileştirilmesi amacıyla ilk defa 19. yüzyılın başlarında Fransız askeri mühendisler tarafından kullanılmıştır. İlk yapılan taş kolonlarda zemine 2 metrelik kuyu açılıp, bu kuyu içerisine kırma taş doldurularak yapılmıştır. Yapılan bu uygulama ile en fazla 10 kN’luk bir taşıma gücü sağlanabilmiştir (Osmanoğlu, 1999). O zamanki yapılan uygulamanın düşük taşıma gücü sağlaması sebebiyle taş kolonlar uzun bir süre kullanılmamıştır. Daha sonra Almanya’da 1939 yılında tekrar kullanılmayan başlayan taş kolonlar, 1950 yılından günümüze Avrupa’da ve 1972 yılından günümüze de Amerika’da kullanılmaktadır. Gelişen teknoloji sayesinde çok farklı derinlik, aralık ve çaplarda inşa edilebilen taş kolonlar, kohezyonlu yumuşak zeminlerin iyileştirilmesi ile kohezyonsuz zeminlerin daha sıkı hale getirilmesi amacıyla kullanılmaktadır. Ayrıca diğer zemin iyileştirme yöntemleri ile karşılaştırıldığında, çok daha ekonomik ve çok daha hızlı uygulanabilen taş kolonlar, günümüzde bu avantajları sebebiyle sıklıkla tercih edilen bir iyileştirme yöntemidir.

Taş kolonların kullanım alanları ise; taşıma gücünün artırılması, şev stabilitesi, konsolidasyon süresinin kısaltılması, heyelan (toprak kayması) riski bulunan alanların güvenli hale getirilmesi, yol dolgu alanlarının iyileştirilmesi olarak sıralanabilir.

2.2.2. Taş Kolon Uygulama Yöntemleri

Taş kolonun ana hammaddesi kırma taştır. Fakat bazı uygulamalarda kiremit, tuğla, beton ve mermer kırıkları da dolgu malzemesi olarak kullanılmaktadır. Uygulama sırasındaki en önemli husus, kullanılacak olan dolgu malzemesinin uygulanacak zeminle herhangi bir kimyasal tepkimeye girmemesi gerektiğidir. Uygulamada ilk etapta yapılan hesaplamalar doğrultusunda elde edilen derinlikte, sondalar yardımıyla zemine delik açılır. Daha sonra bu deliğe taş kolon hammaddesi ilave edildikten sonra sıkıştırma işlemi yapılarak uygulama tamamlanmış olur. Günümüzde mühendisliğin gelişimine paralel olarak taş kolon uygulaması da kendi içerisinde; vibro kompaksiyon (vibroflotasyon) ve tokmaktama olmak üzere iki farklı alt yöntemlere ayrılmıştır. Her yöntem farklı zemin cinsleri için uygunluk göstermektedir. Böylelikle birçok zemin türü için taş kolon yönteminden maksimum fayda sağlanabilmektedir. Bu çalışmada da zemin iyileştirme yöntemi olarak taş kolon yöntemi kullanılması sebebiyle, diğer iyileştirme yöntemlerine kıyasla daha detaylı olarak ele alınacaktır.

Taş kolon uygulama yöntemlerinden biri olan vibro kompaksiyon yöntemi, vibroflotasyon olarak da adlandırılmaktadır. Bu teknik ile 58 metre derinliğe kadar gevşek kohezyonsuz zeminlerde sıkıştırma işlemi yapılabilmektedir. Bu derinlik şuana kadar yapılmış en derin uygulama olarak bilinmektedir. Yöntem, Hong Kong'ta bulunan Chek Lap Kok Havaalanı'nda oldukça büyük bir alanın iyileştirilmesinde sonra daha yaygın bir şekilde kullanılmaya başlanmıştır. Uygulama süresi bakımından diğer yöntemlerle kıyaslandığında oldukça kısadır. Vibroflotasyon, deprem bölgelerinde sıvılaşma riski bulunan alanlarda derin temel sistemlerine göre ekonomik bir çözüm sunmaktadır. Yöntem uygulandıktan sonra zemin taşıma gücü ve akma dayanımı artmaktadır. Gevşek yapıda bulunan granüllü zemin, su jeti kullanılarak daha sıkı bir forma dönüştürülür (Şahinkaya, 2016). Bu işlem vibroflot olarak adlandırılan titreşim özelliğine sahip deliciler ile yapılmaktadır. Vibroflotlar, vibratör ve olarak bilinen iki ana parçadan oluşmaktadır Vibroflot bölümleri Şekil 2.3'te görülmektedir.



Şekil 2.3. Vibroflotun bölümleri (Raju, vd., 2003)

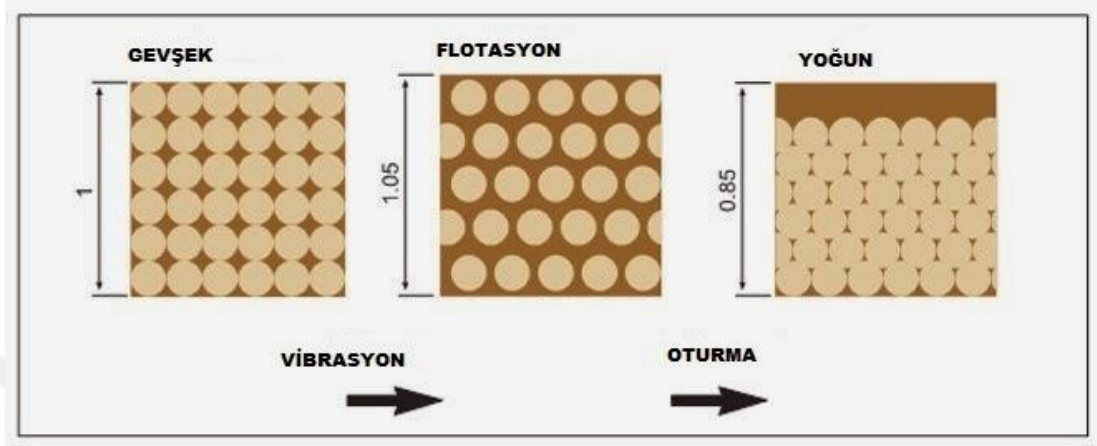
Vibroflotun kesitinin yer aldığı Şekil 2.3 incelendiğinde, etrafında tam tur dönebilen ve zemin içerisine giriş yaparken temas ettiği zemini sıkıştırarak ilerleyen bir cihaz görülmektedir. Bundan dolayı uygulama sırasında ön delgi işlemine ihtiyaç duyulmamaktadır. Dünya genelinde birçok ülkede uygulanan vibro kompaksiyon yönteminin standartları, TS EN 14731 sayılı standartlar ile tanımlanmıştır. Tabi her yöntemde olduğu gibi bu yöntemde de bazı avantajlar ve dezavantajlar bulunmaktadır.

Yöntemin avantajları; imalat süresinin kısa ve maliyetinin düşük olması, delgi işlemi olmadığı için dolgu için ek malzeme ihtiyacı duyulmaması ve dinamik kompaksiyondaki çok yüksek darbe etkisi olmadığından çevredeki yapılara zarar vermemesi sebebiyle yerleşim yerlerinde de rahatlıkla kullanılabilmesi olarak sıralanabilir.

Yöntemin dezavantajları ise zemin en fazla %15 oranında sıkıştırılabilir ve buna bağlı olarak işlemten sonra zemin yüzeyinin silindire yeniden sıkıştırılması ihtiyacı doğar.

Vibrokompaksiyon işlemi yapılırken, vibroflot belirli aralıklarda ve

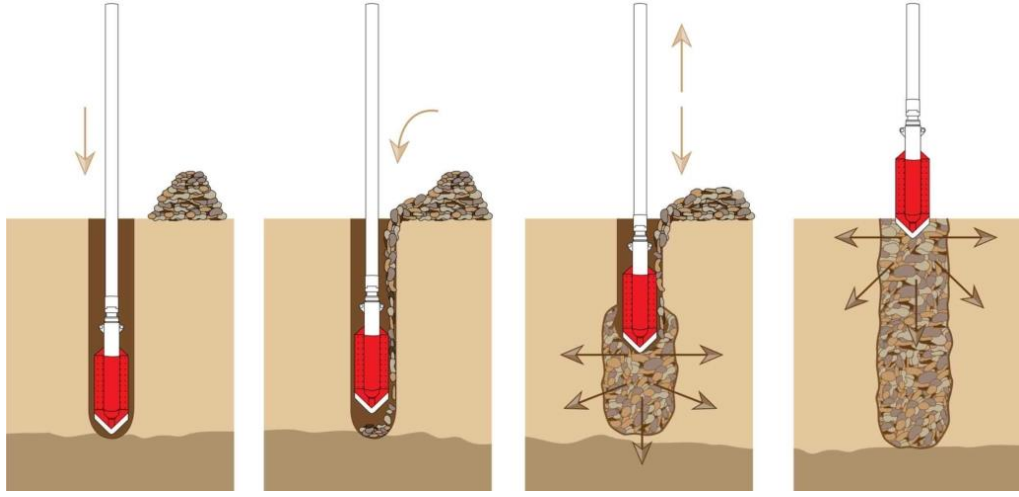
derinliklerde zemine batırılarak su jeti ve titreşim eşliğinde yüzeye doğru çekilir. Böylece çevrede bulunan gevşek granül zemin yapay bir sıvılaşma ile o anda harekete geçer ve hemen ardından daha sıkı bir forma dönüşür. İşlemden önce ve sonra zemin danelerinin durumunu gösteren şema Şekil 2.4'te verilmiştir.



Şekil 2.4. Zemin danelerinin vibroflotasyon öncesi ve sonrası durumu (Zetaş, 2014)

Yöntem genel olarak, hedeflenen sıkışma miktarı, ıslah öncesi zemin yoğunluğu, kullanılacak vibartör tipi ve ıslah edilecek zemin tipi parametrelerine bağlı olarak iki uygulama mesafesi arası 2,5-5,5 metre olacak şekilde zemine uygulanmaktadır.

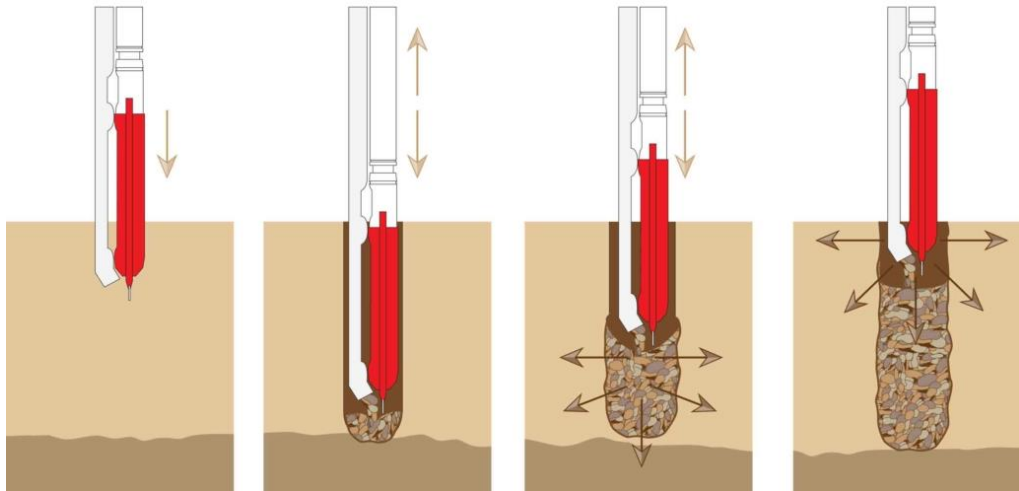
Diğer uygulama ise vibro-yer değiştirme yöntemi olarak adlandırılır. İki şekilde uygulanan bu yöntem; yaş tepeden beslemeli ve kuru dipten-tepeden beslemeli olmak üzere sınıflandırılmaktadır. Yaş tepeden beslemeli yöntemde, vibroflot su ve titreşim yardımıyla zeminde istenilen derinliğe indirildikten sonra, vibroflot bulunduğu yerden çıkarılır. Ardından üstten taş kolon imalatı için gereken malzeme 40-80 santimetrelik tabakalar halinde sıkıştırılarak problemli zemine taş kolon uygulaması yapılmış olur. Vibro-yer değiştirme yöntemi ilk olarak 1970'li yıllarda Almanya'da kullanılmış olup, Şekil 2.5'te örnek bir yaş tepeden beslemeli uygulama örneği görülmektedir.



Şekil 2.5. Yaş tepeden beslemeli yöntem (Omsvibro, 2021)

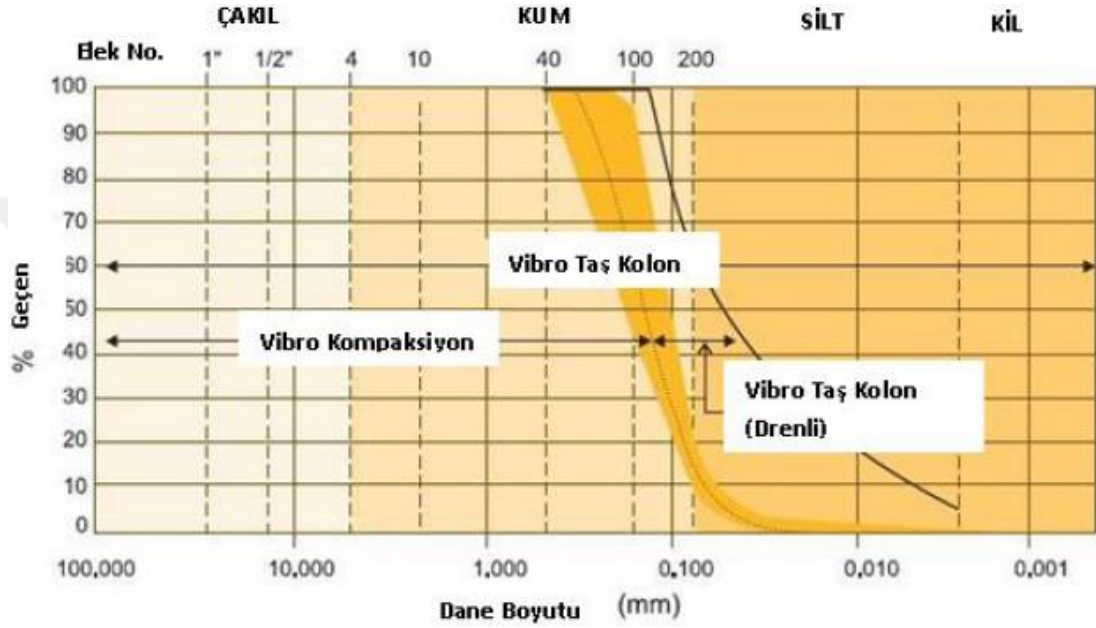
Yaş üstten beslemeli olarak uygulanan bu yöntem, sert veya yumuşak birçok zemin türü dahil yeraltı su seviyesinin yüksek olduğu bölgeler ile kohezyonsuz zeminlerde uygulanabilir yöntemdir. Bu yöntemde sıkışma su vasıtasıyla gerçekleştiği için, uygulama yapılırken bol miktarda suya ihtiyaç duyulacağından, uygulama alanına yakın bir su kaynağının bulunması tercih edilmektedir.

Kuru dipten-tepeden beslemeli yöntemde ise delme işlemi sırasında suya ihtiyaç yoktur. Hava jeti ve titreşim kullanılarak delme işlemi yapılır. Ardında vibroflot zeminden geri çekilerek tepeden veya vibroflotun uç kısmından zemine belirli aralıklarla taş kolon malzemesi eklenerek uygulama tamamlanmış olur. Suya ihtiyaç duyulmadığı için özellikle su temininin zor olduğu yada suyun hiç bulunmadığı alanlarda tercih edilmektedir. Uygulama örneği Şekil 2.6’da görülmektedir.



Şekil 2.6. Kuru dipten-tepeden beslemeli yöntem (Omsvibro, 2021)

Taş kolon uygulamasında görüldüğü üzere farklı zemin türleri için farklı yöntemler geliştirilmiştir. Ayrıca yöntemlerin uygulama yapılacak sahanın durumuna göre birbirlerine karşı avantaj sağladığı ya da dezavantajlı olduğu görülmektedir. Bu nedenle saha şartları, hammadde temini, zemin cinsi ve yeraltı su seviyesinin varlığı gibi durumlar göz önünde bulundurularak, hangi yöntemin uygun olduğunun seçimi büyük önem arz etmektedir. Yapılan bir çalışmada, zemin türlerine göre kullanılacak vibrasyon yöntemlerinin daha net bir şekilde görüldüğü grafik Şekil 2.7’de verilmiştir.



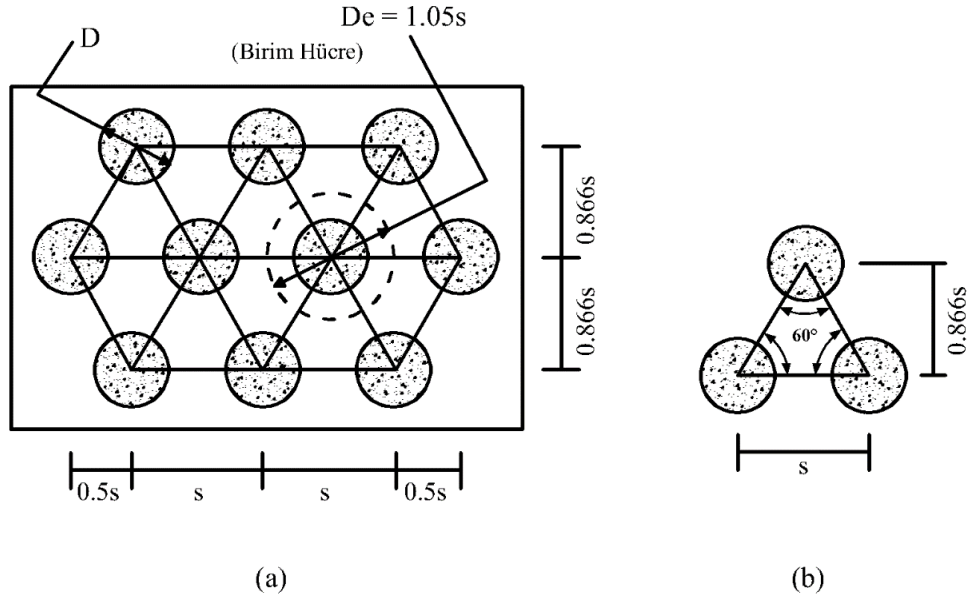
Şekil 2.7. Zemin türlerine göre vibrasyon teknikleri (Demir, 2007)

Vibroflotlarla zemine uygulanan taş kolonların yanı sıra, vibroflota ihtiyaç duyulmadan tokmaktama adı verilen bir yöntemle de uygulama yapılabilmektedir. Tokmaktama yönteminde ilk olarak zemin içerisine belirli bir derinlikte kuyu açılır. Daha sonra bu kuyu içerisine bir boru yerleştirilir ve içerisi taş kolonun imal edileceği malzeme ile doldurulur. Doldurma işlemi sırasında, yapılan her dolgu işleminin ardından bir vinç kullanılarak tokmaktama uygulaması yapılır. İşlem tekrarlanarak taş kolon imalatı tamamlanmış olur. Kuyu içerisine yerleştirilen kaplama borusu sayesinde, kuyu içerisinde göçme meydana gelmeyeceği için kohezyonsuz zeminlerin kendini tutamamasından kaynaklanan problemler aşılmış olur. Yöntemde kullanılan araç gereçler ve yöntemin aşamaları Şekil 2.8’de verilmiştir.

Bu nedenle diğer yöntemlerde de olduğu gibi taş kolon yönteminde derinlik kavramı büyük önem arz etmektedir. Bir diğer özellik olan dane çapı boyutu dolgu malzemesi seçilirken dikkat edilmesi gereken bir konudur. Taş kolon imalatında kullanılacak çakıl malzemenin dane boyutu 1,3-7,6 cm aralığında olmalı ve mutlaka iyi derecelenmiş malzeme tercih edilmelidir. Aksi taktirde kullanılan dolgu malzemesi iyi sıkışmayacağından dolayı, iyileştirmeden sonra beklenen performans görülemeyecektir. Dane boyutu seçimi, farklı ülkelerde yapılmış çalışmalarda ve farklı standartlarda değişkenlik gösterebilmektedir. Bazı uygulamalarda ise daha ekonomik olması için iyi derecelenmiş kırma taş ya da çakıl yerine mermer, tuğla veya beton kırıkları kullanılabilir. Bu tür atık malzemelerin kullanımı sayesinde geri dönüşüme katkı sağlansa dahi, özellikle yumuşak gevşek kil zeminlerde bu tür malzemelerin kullanılmaması gerekmektedir.

Taş kolonlarda kullanılan malzemenin içsel sürtünme açısı, performansı doğrudan etkileyen bir parametredir. İçsel sürtünme açısı " ϕ " (fi) sembolü ile gösterilir ve genel olarak ampirik yöntemler kullanılarak ya da daha önce yapılmış örnek uygulamalara bakılarak belirlenir. Yapılan çalışmalar ve saha uygulamalarında, içsel sürtünme açısının 35-45 derece aralığında seçildiği görülmektedir.

Bir diğer önemli konu ise taş kolonların merkezleri arası mesafenin (aralık) belirlenmesidir. Mevcut uygulamalar incelendiğinde taş kolonlar üçgen ya da dikdörtgen şekilde yerleştirilmektedir. Örnek bir üçgen yerleşim planı Şekil 2.10'da verilmiştir.



Şekil 2.10. Üçgen yerleşim örneği (Barksdale ve Bachus, 1983)

Şekil 2.10'daki yerleşim örneği incelendiğinde, birbirine komşu iki taş kolonun merkezleri arasındaki mesafe s harfi ile tanımlanmış olup, üçgen yerleşimin eşkenar olabilmesi için bir üst dizilimde yer alan taş kolonla yataydaki merkezler arası mesafe $0,5s$ ye karşılık gelirken düşeydeki merkezler arası mesafe $0,866s$ ye karşılık gelmektedir. Bu oranlara dikkat edilerek yapılan bir uygulamada, birbirine en yakın 3 adet taş kolonun merkezleri bir çizgi ile birleştirildiğinde Şekil 2.10 b'de görülen eşkenar üçgen oluşacaktır. Oranlar dikkate alınarak yapılan bu uygulama sayesinde taş kolonların yükleme sırasında birbirlerinden etkilenmeyeceği güvenli bir mesafe oluşturulmuş olacaktır. Yapılan bu tez çalışmasında ise 2 boyutlu bir programda modelleme yapıldığı için yan yalnızca yatay mesafe dikkate alınmış ve s/D oranı 2'ye ya da 3'e eşit olacak şekilde, çap değerinden yola çıkılarak taş kolonların merkezleri arası mesafe olan s parametresi belirlenmiştir.

2.2.4. Taş Kolonlar ile İlgili Bağıntılar ve Temel Kavramlar

Şekil 2.10 da taş kolonun etrafındaki alanın düzgün bir altıgen şeklinde olduğu görülmektedir. Burada bu alan altıgenin alanıyla aynı alana sahip bir dairenin sınırladığı alan olarak kabul edilmektedir. Söz konusu kabul ele alındığında eş değer daire çapı (De) bağıntı aşağıdaki şekilde hesaplanır;

$$De = 1.05s \quad (2.2)$$

yerleşimin kare olması durumunda ise eş değer çap;

$$De = 1.13s \quad (2.3)$$

bağıntıları ile belirlenmektedir. Bu bağıntılarda D_e ifadesi birim hücre modeline ait çapı temsil ederken, s değeri ise komşu iki taş kolonun merkezleri arası mesafeyi göstermektedir.

Taş kolonların yapımı sırasında, çukur içerisinden çıkan malzeme ile dolgu malzemesinin hacmi karşılaştırılarak “alan değişim oranı” olarak adlandırılan bir kavram karşımıza çıkmaktadır. Bu oran taş kolon performansını etkilemektedir ve genel olarak %40-%60 arasında elde edilmesi beklenmektedir. Zemin üzerine yapılacak yapının yük miktarı düşük ise bu değer %15 ya da daha az olabilir. Alan değişim oranı (a_c) hesaplanırken aşağıda yer alan bağıntı kullanılmaktadır.

$$a_c = A_c / A \quad (2.4)$$

Bağıntıda alan değişim oran a_c , toplam hücre alanı A ve sıkıştırmadan sonraki taş kolon alanı A_c olarak ifade edilmektedir. Ayrıca zemin alan oranı ise;

$$a_c = A_s / A \quad (2.5)$$

$$a_c = 1 - a_s \quad (2.6)$$

hesaplanırken, 2.5 ve 2.6’yer alan bağıntılar kullanıldığında alan değişim oranı;

$$a_c = C_1 (D/s)^2 \quad (2.7)$$

bağıntısı kullanılarak da bulunabilir. Bu bağıntıda ise; taş kolonların yerleşimine bağlı değişen sabit katsayı (kare dizilimde 0.785, eşkenar üçgen dizilimde 0.907) C_1 , sıkıştırma sonrası kolon çapı D olarak tanımlanmaktadır.

Taş kolon yapılmış bir saha üzerine bina inşa edildikten sonra, taş kolonlar içerisinde büyük miktarda gerilme meydana gelmektedir. Bununla birlikte yapıdan aktarılan yükü taş kolonun sırtlanması sebebiyle taş kolon çevresindeki zeminde bu denli bir gerilme meydana gelmemektedir. İşte tam da bu noktada, taş kolon içerisinde ve taş kolonu çevreleyen zeminde meydana gelen gerilmeler birbiri ile oranlandığında “gerilme konsantrasyon” adı verilen ve “ n ” ile gösterilen kavramı elde ederiz. Gerilme konsantrasyon oranı n , aşağıdaki bağıntı kullanılarak elde edilebilir.

$$n = \sigma_s / \sigma_c \quad (2.8)$$

Bağıntıdaki σ_s , taş kolon içerisinde meydana gelen gerilme, σ_c ise zemin içerisinde meydana gelen gerilme olarak tanımlanmaktadır.

Barksdale ve Bachus (1983), yaptıkları çalışmada, bir takım arazi ölçümleri ile

elde ettikleri veriler ışığında, gerilme konsantrasyon ile ilgili kılavuz niteliğinde bir tablo oluşturmuşlardır. Birbirinden farklı 12 bölgede yapılan ölçümlerde, 15 hafta süren konsolidasyonun akabinde Tablo 2.3'teki veriler elde edilmiştir.

Tablo 2.3. Taş kolon gerilme yoğunluk faktörleri Barksdale ve Bachus (1983)

Deney Tipi	Yerleşim Biçimi	Gerilme Oranı, n	Zaman Değişim	Taş Kolon Uzunluğu	Zemin Durumu
Dolgu	Kare s=1.7 m D=0.9 m a _s = 0.25	2.8 (Ortalama)	Sabite Yakın	6.7-7.9	Yumuşak kil
Yükleme Deneyi	Eşkenar Ü. s = 1.8 m D = 1.2 m a _s = 0.43	3.0 (Başlangıç)	2.6 (Son) Azalıyor	6.3	Çok yumuşak ve yumuşak kumlu silt ve kil
Dolgu	Eşkenar Ü. s = 2 m D = 1.1 m a _s = 0.26	2.6-2.4 (Başlangıç) 4.0-4.5 (Son)	Artıyor	20	Organik malzemeli çok yumuşak kil, silt, kum
Deneme Dolgusu	a _s = 0.1-0.3	4.9 (Ortalama)	Artıyor	Değişken	Çok yumuşak ve yumuşak çökeltiler
Model Deney	D=0.03 m a _s = 0.07-0.4	1.5 – 5	Sabit	Değişken	Yumuşak kil

Birim hücre modeli içerisinde, belirli bir derinlikte meydana gelen ortalama gerilme, düşey kuvvetlerin dengelenmesi için belirtilen alan değişim oranı vasıtasıyla aşağıdaki bağıntı ile bulunabilir.

$$\sigma = \sigma_s a_c + \sigma_c (1 - a_c) \quad (2.9)$$

Bu bağıntı kullanılarak, zemin ve taş kolonda oluşan gerilmeler;

$$\sigma_s = \frac{\sigma}{(1 + (n-1)a_c)} = \mu_s \sigma \quad (2.10)$$

$$\sigma_c = \frac{n\sigma}{(1 + (n-1)a_c)} = \mu_c \sigma \quad (2.11)$$

bağıntıları kullanılarak hesaplanır. Burada μ_c ve μ_s sırasıyla zeminde ve taş kolonda oluşan gerilmelerin oranıdır.

Taş kolon uygulamasındaki temel amaçlardan biride, yüklemeye sonrasında meydana gelebilecek oturmaları azaltmaktır. İyileştirme yapıldıktan sonra taş kolonda ve zeminde meydana gelen oturmaların oranı ise oturma azaltma faktörü (β') olarak tanımlanmaktadır. Oturma azaltma faktörü β' , aşağıdaki bağıntıdan;

$$\beta' = S / S' \quad (2.12)$$

elde edilebilir. Burada taş kolon uygulanmış zeminin oturma miktarı S, taş kolonsuz zeminin oturma miktarı S' ile ifade edilmektedir.

2.2.5. Tekil ve Grup Taş Kolonların Taşıma Gücü

Taş kolonlara yükleme yapıldıktan sonra, taş kolon derinliği çapının 6 katı kadar ya da daha fazla ise kabarma şeklinde bir göçme meydana gelmektedir. Hughes ve Withers (1974), yaptıkları çalışmada, kil bir numune kullanarak yükleme deneyleri yapmış ve deney sonucu oluşan göçmenin kolon çapının 2-3 katı derinlikte meydana geldiğini belirlemiştir.

Taş kolonun göçmesi sırasında pasif itki kat sayısı K_p , maksimum düşey gerilme (σ_1) ile minimum yatay gerilmenin (σ_3) oranı ile elde edilir. Bu ilişki aşağıdaki şekilde yazılabilir:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = K_p = \frac{1 + \sin \varphi_s}{1 - \sin \varphi_s} \quad (2.13)$$

Bu bağıntıda yer alan σ_3 ün hesaplanması için aşağıdaki bağıntı kullanılmaktadır.

$$\sigma_3 = \sigma_{r0} + c_u \left[1 + \ln \frac{E_s}{2c(1+\nu)} \right] \quad (2.14)$$

Bağıntıda;

σ_3 : Nihai Drenajsız Yanal Gerilme

σ_{r0} : Kolon İmalatından Sonraki Toplam Radyal Gerilme

c_u : Drenajsız Kohezyon

E_s : Zeminin Elastisite Modülü

ν : Poisson Oranı

olarak tanımlanmaktadır. Ayrıca kolon etrafında yer alan zemin içerisinde meydana gelen gerilme değerinden yola çıkılarak $q_{ult} = \sigma_1$ kabul edilir ve aşağıdaki bağıntı yazılabilir:

$$q_{ult} = \sigma_{r0} + c_u \left[1 + \ln \frac{E_s}{2c(1+\nu)} \right] \frac{1 + \sin \varphi_s}{1 - \sin \varphi_s} \quad (2.15)$$

Bu bağıntı içerisinde yumuşak kil zeminlerde drenajsız kesme dayanımı ve elastisite modülünün birbirine eşit olduğu varsayımına dayanarak aşağıdaki eşitlik yazılabilir.

$$q_{ult} = (\sigma_{r0} + 4c_u)K_p \quad (2.16)$$

Vesic (1972) ise kohezyonlu ve sürtünmeli zeminleri de içine alacak şekilde bu bağıntı üzerine çalışarak aşağıdaki ifadeyi öne sürmüştür.

$$\sigma_3 = c_u F'_c + q F'_q \quad (2.17)$$

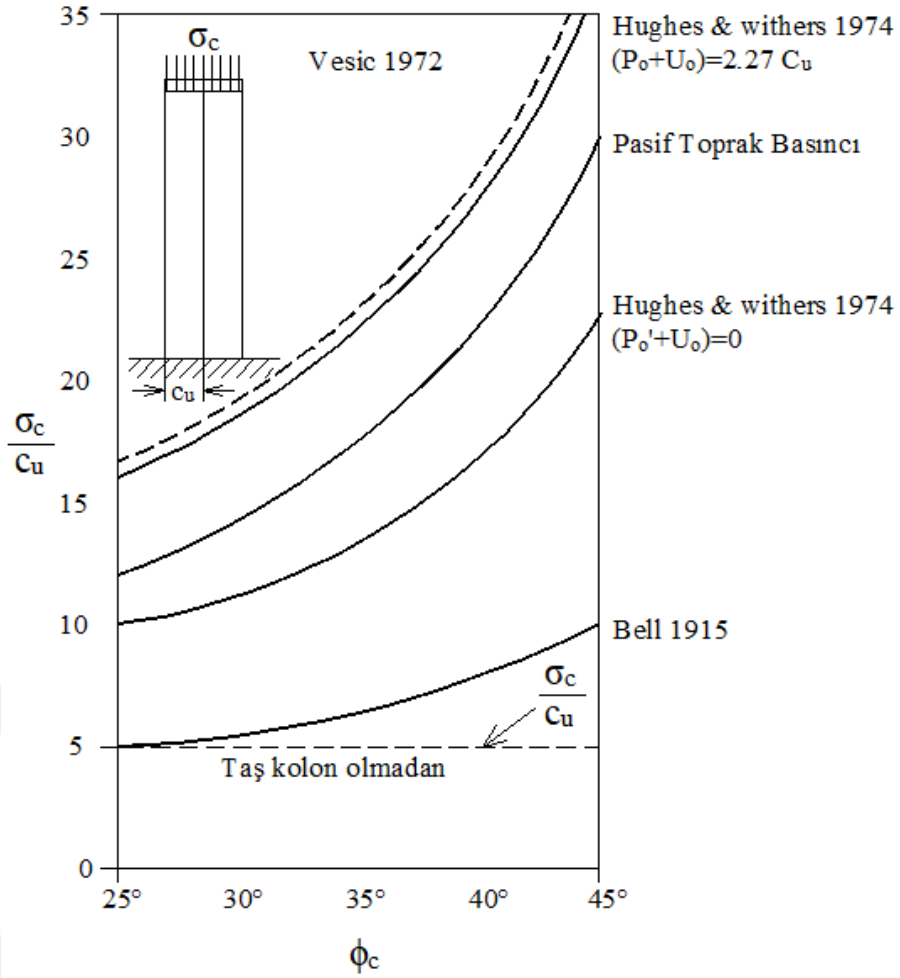
Burada F'_c ve F'_q parametreleri, içsel sürtünme açısı ve rijitlik indeksine bağlı iki önemi parametredir. Rijitlik indeksi I_r ise aşağıdaki ifade ile bulunabilir.

$$I_r = \frac{E_s}{2(1+\nu)(c+q \tan \phi_c)} \quad (2.18)$$

Bağıntıda zeminin elastisite modülü E_s , kayma mukavemeti açısı ϕ , kohezyon c , poisson oranı ν ve göçme alanındaki normal gerilme q olarak tanımlanmaktadır. Sonuç olarak bütün bu bağıntılar kullanılarak zeminde meydana gelen nihai gerilme (q_{ult}) aşağıdaki şekilde hesaplanmaktadır.

$$q_{ult} = \left[\frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s} \right] [F'_c \times c_u + F'_q \times q] \quad (2.19)$$

Brauns (1978), kullandığı farklı hesap yöntemlerinden yola çıkarak bulduğu nihai yükleme değerlerini karşılaştırmıştır. Greenwood ve Kirsan (1984) ise bu değerleri üzerinden yeniden çalışarak Şekil 2.11'de görülen çalışmayı yapmıştır.



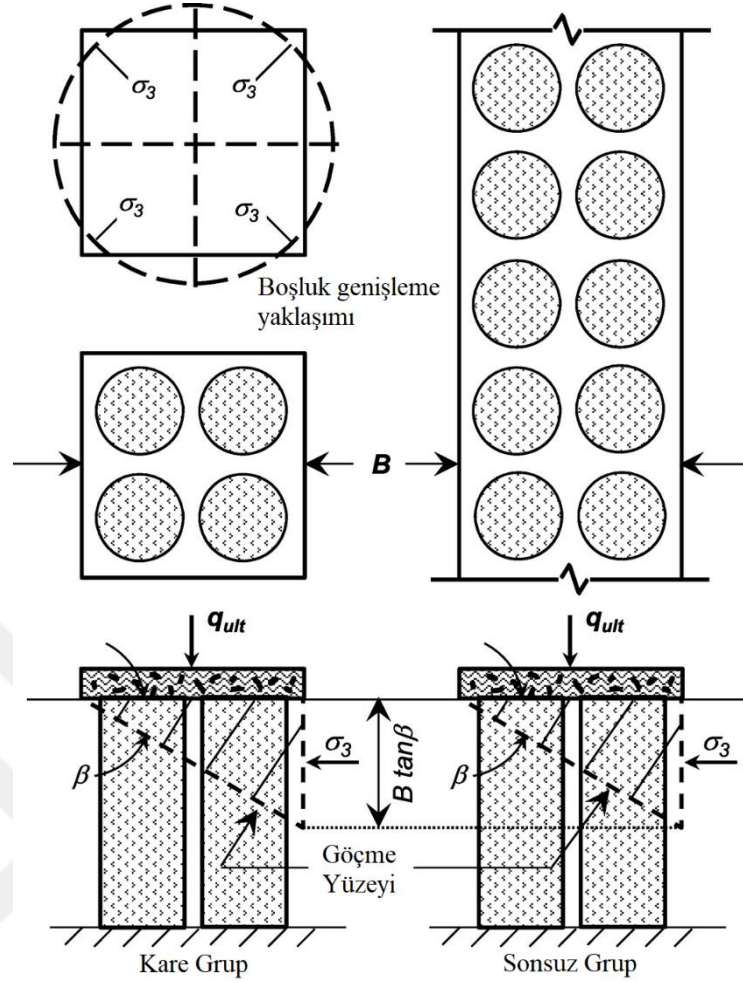
Şekil 2.11. Taş kolonun taşıma kapasitesi (Greenwood ve Kirsan, 1984)

Düşey yüklemeye maruz kalmış izole taş kolonlarda ise yükleme kapasitesi aşağıdaki bağıntı ile hesaplanmaktadır.

$$\sigma_v = (N_{sc} \times C_u) / FS \quad (2.20)$$

Bağıntıda yer alan FS güvenlik sayısını, c_u drenajsız kayma mukavemetini ve N_{sc} taş kolonun taşıma gücü faktörünü temsil etmektedir.

Taş kolonlarla iyileştirilen yumuşak bir zeminde, grup halinde uygulanan taş kolonların taşıma gücünün tespiti için, yük temel üzerine hızlı bir şekilde uygulanarak içsel sürtünme açısının ihmal ve zeminde drenajsız kesme durumunun oluşması söz konusudur. Bu vasıta ile oluşan iki düz göçme hattının meydana gelmesi ile nihai taşıma gücü belirlenmektedir. Bu kavram ilk olarak Bell (1978) tarafından keşfedilmiş olup, Terzaghi ve Sowers (1979) tarafından geliştirilmiştir. Grup taş kolonların taşıma gücü belirleme mekanizması ve düz göçme hatları Şekil 2.12’de verilmiştir.



Şekil 2.12. Grup taş kolonlarda taşıma gücü mekanizması ve göçme hattı (Barksdale ve Bachus, 1983).

Şekil 2.12'deki model blok dengesi sağlandığında, kesme dayanımı parametreleri;

$$\tan \phi_{\text{ort}} = n a_c \tan \phi_c \quad (2.21)$$

$$c_{\text{ort}} = (1 - a_c) c \quad (2.22)$$

bağıntıları ile hesaplanır.

Burada ;

$\tan \phi_{\text{ort}}$: Kompozit İçsel Sürtünme Açısının Tanjantı

n : Taş Kolon İçin Gerilme Konsantrasyon Faktörü

a_c : Alan Değişim Oranı

c_{ort} : Temelin Altındaki Kesme Yüzeyinin Kompozit Kohezyonu

olarak tanımlanabilir. Temel yüzeyi, göçme yüzeyi ile bir α açısı yapmaktadır.

Kompozit zemin için α açısı;

$$\alpha = 45 + (\phi_{ort})/2 \quad (2.23)$$

olarak hesaplanabilir. Grup taş kolonların taşıma gücünün belirlenmesinde ilk olarak yanıl gerilme σ_3 değeriine ulaşılmalıdır. Klasik toprak basıncı teorisinden faydalanılarak, suya doygun killerde sonsuz uzunluktaki bir temelde;

$$\sigma_3 = (\gamma_c B \tan \alpha) / 2 + 2c \quad (2.24)$$

bağıntısı ile hesaplanabilir. Burada;

σ_3 : Ortalama Yanıl Çevre Basıncı

γ_s : Kohezyonlu Zeminin Doygun veya Islak Birim Hacim Ağırlığı

B : Temel Genişliği

α : Göçme Yüzeyinin Eğimi

c : İyileştirilmemiş Zemindeki Drenajsız Kohezyon

olarak tanımlanır. Kare temeller için yanıl gerilmeler, Vesic (1975) tarafından geliştirilmiş boşluk genişleme teorisi yardımıyla belirlenebilir. Burada nihai düşey gerilme q_{ult} ve nihai yanıl gerilme σ_3 olarak kabul edilirse, blok dengesi;

$$q_{ult} = \sigma_3 \tan 2\alpha + 2 c_{ort} \tan \alpha \quad (2.25)$$

olarak ifade edilebilir. Önerilen bu yöntemde içsel sürtünme açısı, taş kolonu çevreleyen zeminin kayma dayanımı, temel şekli ve boyutları, taş kolonun çevresinde bulunan zeminin rijitlik modülü ve taş kolon üzerine etkiyen jeolojik gerilme dikkate alınmaktadır.

2.2.6. Kısa Taş Kolon Taşıma Gücü

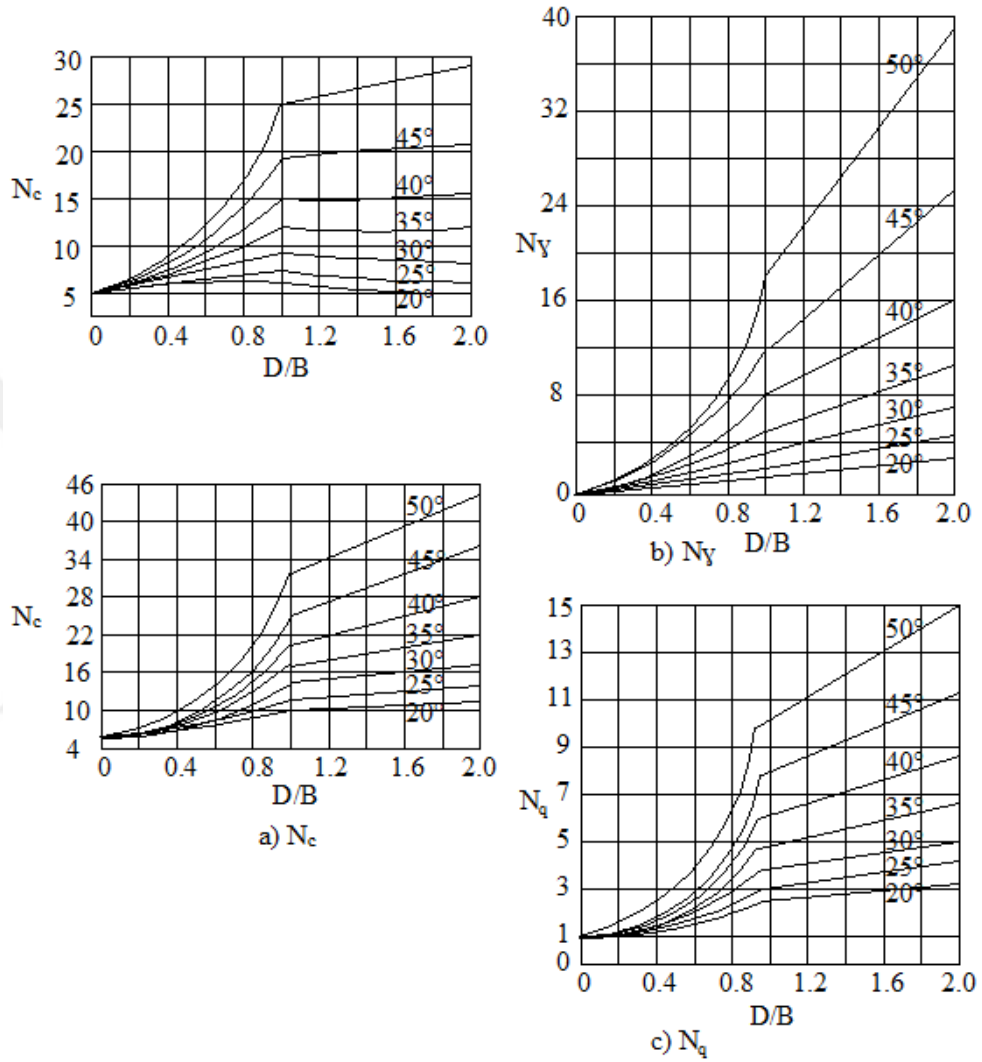
Taş kolon çapı, boyunun 2 veya 3 katından fazla olduğunda göçme meydana gelebilir. Taş kolonu çevreleyen zeminde meydana gele göçmeler, lokal yada genel olarak gerçekleşebilir. Diğer bir göçme şekli ise zımbalama göçmesi olarak adlandırılır. Zımbalama göçmesinde klasik kazık tasarım metotlarındaki gibi taş kolonun uç mukavemeti ve yanıl çevre sürtünmesi hesaba katılarak sonuca varılır.

Madhav ve Vitkar (1978), zeminde sürtünmesiz durumda taş kolonlar için bir düzlem şekil değiştirme çözümü geliştirdi. Bu çözüm yönteminde yük doğrudan taş kolona ya da komşu yumuşak zemine uygulanmaktadır. Yöntemde şerit bir yükleme

için taşıma gücü;

$$q_{ult} = (\gamma_c \times B/2) \times N_\gamma + c_u \times N_c + \gamma_c \times D_f \times N_q \quad (2.26)$$

olarak ifade edilmektedir. Burada N_γ , N_c ve N_q Şekil 2.13'den elde edilebilecek taşıma gücü katsayılarını ifade etmektedir.



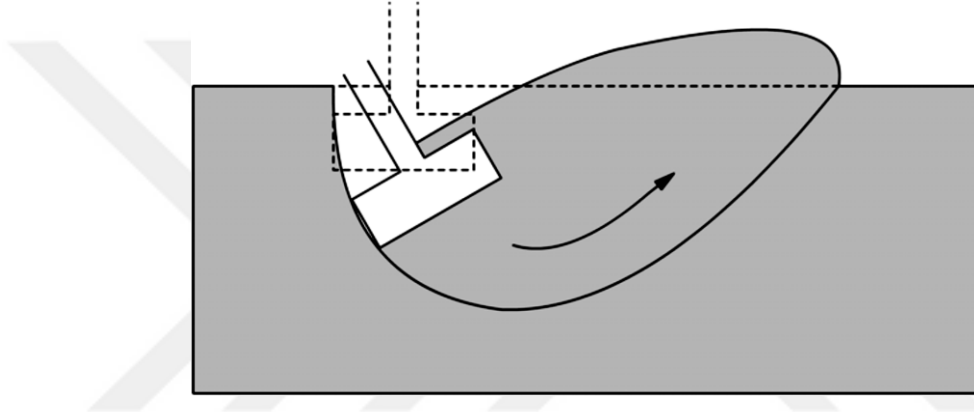
Şekil 2.13. Kısa taş kolon için taşıma gücü katsayıları (Mathav ve Vitkar, 1978)

3. TAŞIMA GÜCÜ HESABI

3.1. Statik Yükler Altında Taşıma Gücü

3.1.1. Taşıma Gücü Göçmesi

Zemine aktarılan yükün, zeminin nihai taşıma gücünü aşması durumunda zeminde göçme meydana gelmektedir. Bu olaya taşıma gücü göçmesi denmektedir ve zemin üzerinde yer alan yapı ne kadar sağlam olursa olsun, zeminin göçmesi durumunda yapının ayakta kalması mümkün değildir. Taşıma gücü göçmesi genel kayma göçmesi, yerel kayma göçmesi ve zımbalama göçmesi olarak üçe ayrılmaktadır. Taşıma gücü göçmesinin örneği Şekil 3.1’de görülmektedir.



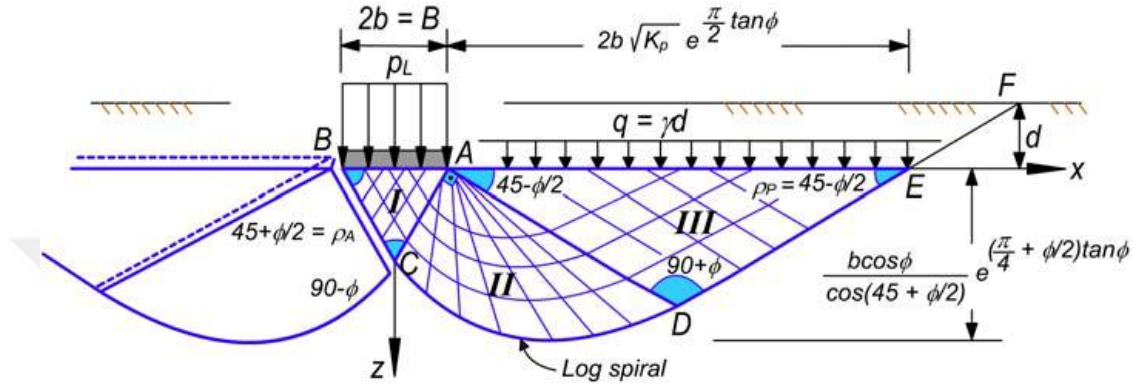
Şekil 3.1. Taşıma gücü göçmesi (Coduto, 1999)

3.1.2. Yüzeysel Temelerde Taşıma Gücü Hesap Yöntemleri

Yüzeysel temelerde taşıma gücü hesabı, Prandtl’ın teorisinden faydalanılarak ilk olarak 1943 yılında Terzaghi tarafından yapılmıştır. Prandtl, bir metal yüzey üzerine çelik sert bir zımba ile baskı yaparak meydana gelen plastik şekil değiştirmeyi gözlemlemiştir. Yaptığı bu deney ve gözlemlerden yola çıkılarak birçok çözüm yöntemi ve teori geliştirilmiştir. Günümüzde ise Vesic (1975), Binch Hansen (1961) ve Mayerhof’un (1951) teorileri daha fazla öne çıkmaktadır. Taşıma gücü hesaplamalarında ise genel olarak kayma çizgileri metodu, limit gerilme metodu, limit denge metodu ve sonlu elemanlar metodu olmak üzere dört farklı metot kullanılmaktadır. Bu yöntemler içerisinde yükleme sonrası meydana gelen ötelenmeler yalnızca sonlu elemanlar yönteminde hesaplanabilmektedir. Diğer yöntemlerde taşıma gücü hesabı, bir plastisite probleminin çözümü şeklinde yapılmaktadır.

3.1.3. Terzaghi Taşıma Gücü Hesabı

Terzaghi taşıma gücü hesap yönteminde, yüzeysel bir temel altında meydana gelen göçme mekanizmasından faydalanılarak, zeminin göçmesine neden olan kuvvetler ile bunlara karşı koyan kuvvetler dengelenerek çözüme gidilmektedir. Yüzeysel bir temel altında meydana gelen göçme mekanizması Şekil 3.2’de görülmektedir.



Şekil 3.2. Yüzel temel altındaki göçme mekanizması (Çinicioğlu, 2005)

Şekil 3.2’de yer alan göçme şeması incelendiğinde sürekli bir temel için aşağıdaki ifade yazılabilir.

$$q_u = \frac{Qu}{B.L} = c \cdot N_c + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D_f \cdot N_q \quad (3.1)$$

Bu ifadede;

Q_u : Alt zeminde kayma göçmesine neden olan düşey yük

B : Sürekli temel genişliği

L : Sürekli temel uzunluğu

γ : Birim hacim ağırlığı

c : Temel altındaki kohezyon

N_c, N_q, N_γ : Taşıma kapasitesi faktörleri (boyutsuz)

şeklinde tanımlanmaktadır.

N_c, N_q ve N_γ boyutsuz birer taşıma gücü faktörüdür. Zeminin içsel sürtünme açısına bağlı taşıma gücü değişimleri Tablo 3.1’de verilmiştir.

Tablo 3.1. Taşıma gücü faktörleri

ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.0	0.0
5	6.50	1.6	0.5
10	8.30	2.5	1.2
15	11.0	3.9	2.6
20	14.8	6.4	5.4
25	20.7	10.7	10.8
30	30.1	18.4	22.4
32	35.5	23.2	30.2
34	42.2	29.4	41.1
36	50.6	37.7	56.3
38	61.4	48.9	78.0
40	75.3	64.2	109.4
42	93.7	85.4	155.6
44	118.4	115.3	224.6
46	152.1	158.5	330.4
48	199.3	222.3	496.0
50	266.3	319.1	762.9

Taşıma gücü değerleri Terzaghi tarafından kare ve daire temeller için aşağıdaki şekilde tanımlanmıştır.

$$(\text{Kare temel}) q_u = 1.3 \cdot c \cdot N_c + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D_f \cdot N_q \quad (3.2)$$

$$(\text{Daire temel}) q_u = 1.3 \cdot c \cdot N_c + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D_f \cdot N_q \quad (3.3)$$

3.1.4. Meyerhof Taşıma Gücü Hesabı

Meyerhof (1978), Terzaghi'nin geliştirdiği taşıma gücü hesabına, derinlik (d), şekil (s) ve eğim (i) faktörlerini ilave ederek daha detaylı hale getirmiştir. Düşey yükleme ve eğik yükleme durumları için sırasıyla aşağıda yer alan bağıntı 3.4 ve 3.5 oluşturulmuştur.

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma + \gamma \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \quad (3.4)$$

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + \gamma \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \quad (3.5)$$

Hansen Taşıma Gücü Hesabı : Hansen (1970), Meyerhof'un taşıma gücü formülüne ek olarak yük eğim açısı, temel sapma ve zemin eğim faktörlerini ilave ederek bağıntı 3.6'da yer alan yeni bir yaklaşım geliştirmiştir.

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma + \gamma \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \quad (3.6)$$

Bağıntıda yer alan b_i temel tabanıyla yatay düzlem arasında η açısı kadar sapma

varsa ve zemin eğim faktörü g_i ise temel ile temeli yan yüzünden destekleyen zemin arasında β açısı kadar bir eğime sahipse kullanılmaktadır. Yük eğim faktörleri olan i_i ise temele etkiyen yatay ve düşey yükün mevcut olduğu durumlarda bileşke yükler ile düşey eksen arasında sapmaların olması durumunda hesaba katılan katsayılarıdır. Ayrıca Hansen, temelde meydana gelebilecek eksantirisitelerin, zeminin taşıma gücü üzerinde oluşturacağı etkileri de içerisinde barındıran bir kavram daha geliştirmiştir.

3.1.5. Vesic Taşıma Gücü Hesabı

Vesic (1975), Hansen'in yöntemine yakın bir yöntem geliştirmiştir. İki yöntem arasındaki temel fark N_γ taşıma gücü faktörleridir. Ayrıca Vesic, temel sapma faktörlerinin, zemin eğim ve yük eğim açısı faktörlerinin belirlenmesinde farklı kavramlar geliştirerek, Hansen yönteminden farklı bir şekilde temel boyutlarını olduğu gibi kabul etmiştir.

3.1.6. Kohezyonsuz Zeminlerde Taşıma Gücü

Genel olarak kendini tutma özelliği olmayan kum çakıl gibi, sadece daneler arasındaki sürtünme kuvveti ile ayakta durabilen zeminlere kohezyonsuz zeminler denmektedir. Bu tür zeminlerin permabilitesi yüksek iken kohezyon değerleri neredeyse sıfıra yakındır ve hesaplamalarda $c=0$ olarak kabul edilmektedir. Kohezyonsuz zeminlerde içsel sürtüne ile mukavemet oluşmaktadır. Özellikle yeraltı suyunun bulunduğu durumlarda, kohezyonsuz zeminlerin danelerinde yüzme meydana gelerek zemin mukavemetinde azalma olmaktadır. Bu durumun hesaba katılabilmesi için denklemde yer alan γ yerine γ' ($\gamma' = \gamma_d - \gamma_w$) yazılması yeterlidir.

3.1.7. Kohezyonlu Zeminlerde Taşıma Gücü

Taşıma gücü kohezyonsuz zeminlere göre daha düşük olan kil, silt gibi zemin türlerine kohezyonlu zemin denmektedir. Bu zemin türleri yükleme altında plastik davranış göstermektedir. Kohezyonlu zeminlerde genel olarak efektif gerilme analizi ve toplam gerilme analizi olmak üzere iki farklı tipte taşıma gücü hesaplanabilmektedir. Plastik zeminin drenajsız kayma mukavemeti (S_u) toplam gerilme analizlerinde kullanılmaktadır. Zemin mekaniğinde taşıma gücü hesabı yapılırken, kohezyonlu zeminlerin suya doygun olduğu düşünülerek çözüme gidilmektedir. Daneler arası boşluğun çok az olduğu ve dane boyutunun oldukça küçük olduğu kohezyonlu zeminler, suyu adeta bir sünger gibi içerisinde tutabilmektedir. Suyu bünyesinde tutma özelliğinden dolayı, yapılan hesaplamalarda kohezyonlu

zeminler doygun olarak kabul edilmektedir. Doygun kohezyonlu bir zeminin kuvvete maruz kalması durumunda, bu kuvvet ilk olarak boşlukta yer alan su tarafından karşılanır ve böylece ilave bir boşluk suyu basıncı oluşur. Meydana gelen bu ek boşluk suyu basıncı sebebiyle zeminin mukavemeti azalmakta olup, bu durum hesaplamalara yansıtılmaktadır (Çinicioğlu, 2005). Bir kuvvete maruz kalan doygun kohezyonlu zeminlerde meydana gelen ek boşluk suyu basıncına ait örnek Şekil 3.3'te görülmektedir.



Şekil 3.3. Doygun zeminlerde ek boşluk suyu oluşumu (Çinicioğlu, 2005)

Yukarıda yer alan Şekil 3.3'te görüldüğü gibi, bir kuvvete maruz kalan doygun kohezyonlu zeminde, ek boşluk suyu basıncı her tarafa eşit bir şekilde tesir etmektedir. Oluşan bu ilave kuvvet zeminde bir göçme durumuna sebep olmasa bile, zemin içerisinde bozulma etkisi yapmaktadır. Ayrıca bu durum her daim efektif gerilmenin azalmasına sebep olmaktadır. Zemin içerisindeki toplam gerilmenin değişmediği düşünüldüğünde, boşluk suyu basıncı artarken efektif gerilmede azalma meydana gelecektir (Çinicioğlu, 2005). Aşağıdaki bağıntı ile bu durum özetlenebilir.

$$\sigma' = \sigma - u \quad (3.7)$$

Bağıntıda u boşluk suyu basıncı, σ toplam gerilme ve σ' efektif gerilme olarak tanımlanmaktadır.

Plastik bir zeminde, laboratuvar ortamında yapılan serbest basınç deneyleri yada vane deneyi gibi arazi deneyleri yapılarak, drenajsız kayma mukavemeti (S_u) belirlenmektedir. Eğer S_u değeri derinliğe bağlı olarak sabit kalıyorsa $S_u=c$ ve $\phi=0$ şeklinde tanımlanmaktadır (Çinicioğlu, 2005). Bu durumdan yola çıkılarak sürekli temellerde taşıma gücü denklem 3.8 veya 3.9'dan hesaplanabilir.

$$q_u = 5 \cdot c + \gamma \cdot D_f \quad (3.8)$$

$$q_u = 5 \cdot S_u + \gamma \cdot D_f \quad (3.9)$$

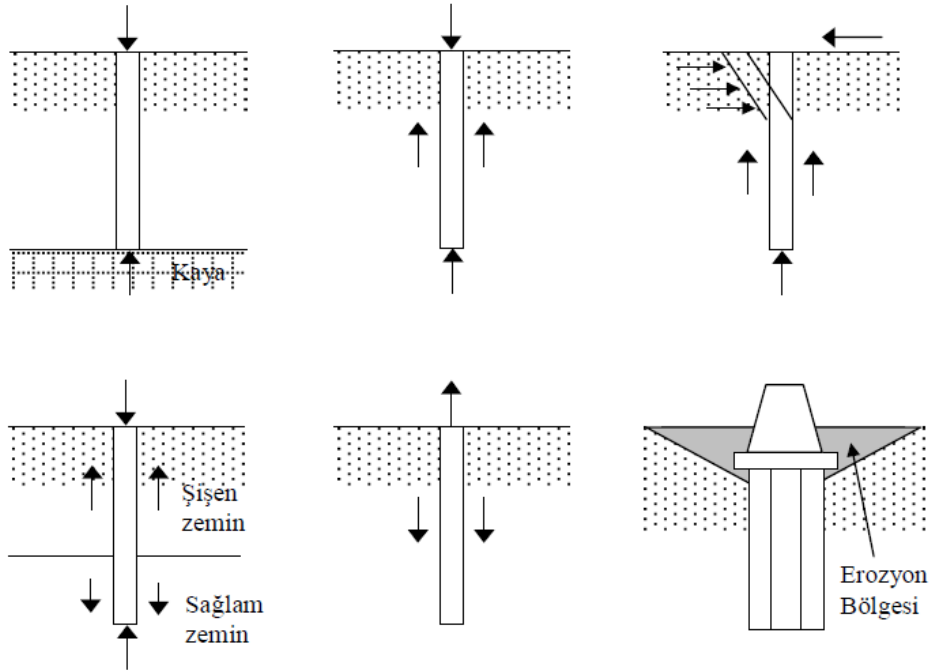
Taşıma gücü tekil temeller söz konusu olduğunda ise;

$$q_u = 5 \cdot c \cdot (1 + 0,3 B/L) + \gamma \cdot D_f \quad (3.10)$$

olarak hesaplanmaktadır.

3.1.8. Derin Temeller İçin Taşıma Gücü Hesabı

Eğer bir zeminin taşıma gücü, üzerine yapılacak inşaatın yükünü kaldıracak seviyede değilse, derin bir temel sistemi kullanılarak problemlili zemine gelecek olan yük daha derinlerde yer alan sağlam zemine aktarılabilir. Özellikle yumuşak problemlili zeminlerin iyileştirilmesinde derin temel sistemleri yaygın bir şekilde kullanılmaktadır. Bir temel sisteminin derin temel olarak adlandırılabilmesi için temelin derinlik (D) ve genişlik (B) oranının 1 den büyük ($D/B > 1$) olması gerekmektedir. Derin temellerin kullanıldığı durumlar Şekil 3.4’te görülmektedir.



Şekil 3.4. Derin temellerin kullanıldığı durumlar (Çinicioğlu, 2005)

Derin temellerin Şekil 3.4’te yer alan kullanım durumları incelendiğinde kaya (sağlam) zemine ulaşan derin temel, üzerine gelen yükü problemlili zemini aşarak sağlam zemine aktarmaktadır. Bazı durumlarda sert zemin çok derinde bulunabildiği gibi bazen de ne kadar derine inilirse inilsin sağlam zemine ulaşılamamaktadır. Bu tür alanlarda derin temel sisteminin yanal sürtünmesinden faydalanılarak temelden gelen yük karşılanmaktadır.

3.2. Sismik Yükler Altında Taşıma Gücü

3.2.1. Sismik Yükler Altında Taşıma Gücü Kayıpları

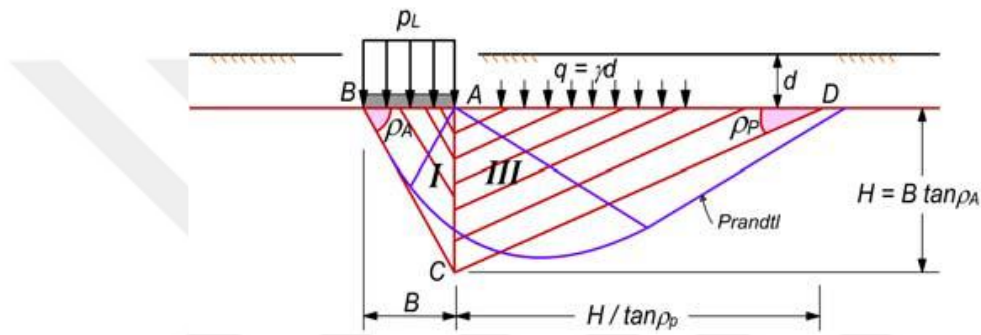
Depremler sırasında yeraltı suyunda meydana gelen hareketlilik sebebiyle sıvılaşma olarak bilinen durumun yanında, oluşan yoğunluk farklılıkları sonucunda zeminde hasar meydana gelmektedir. Deprem gibi sismik bir yük etkisinde zeminin taşıma gücünü kaybetmesi, bu iki göçme sebebine ek olarak söylenebilir. İzmir depremine benzer bir şekilde birçok depremde, göçmelerin sıvılaşma kaynaklı olduğu dile getirilmiştir. Ancak zeminde meydana gelen her olumsuz duruma sebep olarak yeraltı suyunu göstermek doğru bir yaklaşım değildir. Deprem sırasında yaşanan ciddi taşıma gücü kayıpları yapıların hasar görmesi konusunda önemli bir olumsuz ektendir. Projelendirme aşamasında yüksek güvenlik sayıları seçilmesine rağmen, özellikle yumuşak gevşek zeminlerde deprem sırasında taşıma gücü neredeyse tamamen kaybolabilmektedir. Bu durum, iyileştirme yapılmamış bir zemin üzerine inşa edilen yapının, ne kadar sağlam yapılırsa yapılsın, göçmesini kaçınılmaz hale getirmektedir. Zeminin taşıma gücü tayininde geçmiş yıllarda yapılmış arazi deney ve gözlemlerinden elde edilen verilerin kullanılması da olumsuz sonuçlara sebep olmaktadır. Yeraltı suyu seviyesindeki değişiklikler veya arazide yapılmış kazı işlemleri taşıma gücünü doğrudan etkileyen faktörlerdir. Bu ve benzeri sebeplerden dolayı zemin konusunda karar verirken özellikle güncel parametrelerin kullanılmasına çok dikkat edilmelidir.

Geçmişten günümüze yaşanmış depremler sonucundan meydana gelen hasarlar detaylı bir şekilde incelendiğinde, bazı durumlarda taş kolonlarla hatta betonarme kazıklarla iyileştirilen zeminlerde dahi göçmeler meydana geldiği görülmektedir. Çoğunlukla detaylı tetkik yapılmaması sebebiyle bu tür olumsuz durumlara sıvılaşmanın sebep olduğu düşünülmüştür. Ancak literatürde yer alan çalışmalar ve detaylı hasar raporları incelendiğinde, iyileştirilmiş zeminlerde dahi taşıma gücü kayıpları yaşanabildiği dikkat çekmektedir. Sonuç olarak sismik yükler altından meydana gelen taşıma gücü kayıpları geoteknik alanında büyük bir problem olup, mutlaka ciddi anlamda üzerinde durulması gereken araştırma konularından birisi olarak karşımıza çıkmaktadır. Yapılan bu tez çalışmasında da özellikle iki farklı deprem kullanılarak bir derin iyileştirme yöntemi olan taş kolonların deprem sırasında taşıma gücü kayıplarını ne kadar engelleyebildiği üzerinde durulmuştur. Ek olarak tek bir ivmenin kullanıldığı yarı-statik analizler ile dinamik analizlerden elde edilen

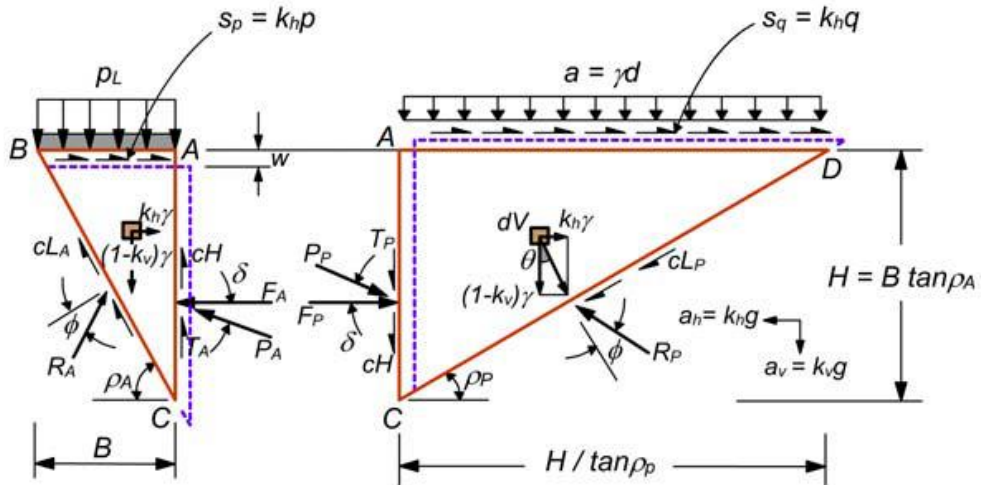
sonuçlar karşılaştırılıp, yarı-statik yaklaşımın güvenilirliği irdelenmiştir.

3.2.2. Sismik Yükler Altında Taşıma Gücü Hesabı

Sismik bir aktivite sırasında temel altında meydana gelen standart göçme mekanizması değişime uğrayarak, ivmenin artması ile birlikte kayma düzlemleri giderek yatay hale gelmektedir. Bu noktada statik taşıma gücü hesabında kullanılan Coulomb göçme mekanizmasına dinamik deprem etkileri de ilave edilerek sismik yük etkisi altındaki taşıma gücü faktörleri elde edilmiştir. Coulomb'un sürtünmeyi ihmal ettiği basite indirgenmiş kayma kamaları Şekil 3.5'te görülmektedir. Ayrıca sürtünmenin dikkate alındığı Coulomb mekanizması ise Şekil 3.6'da verilmiştir.

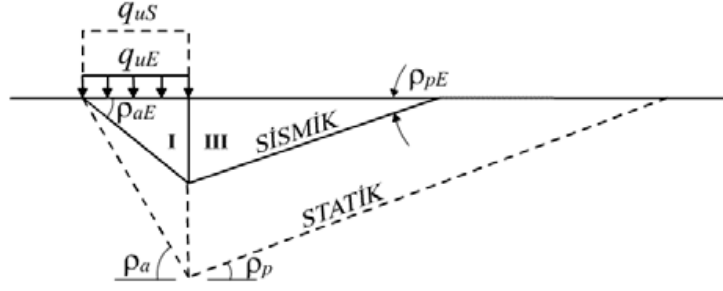


Şekil 3.5. Basitleştirilmiş coulomb kayma kamaları ($\delta \neq 0$) (Richards, vd., 1993)



Şekil 3.6. Coulomb mekanizması (Δ Sürtünme dahil) (Richards, vd., 1993)

Yine bu çalışma kapsamında Richards ve arkadaşlarının (1993) yapmış olduğu statik ve sismik taşıma gücü kamaları Şekil 3.7'de verilmiştir.



Şekil 3.7. Statik ve sismik durumlar için taşıma gücü kamaları (Richards, vd., 1993)

Terzaghi'nin (1943) sürekli temellerde statik durum için kullanılan taşıma gücü yaklaşımı aşağıda yer alan 3.11 bağıntısında görülmektedir.

$$q_{uS} = c \cdot N_c + \gamma \cdot L \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (3.11)$$

3.11 bağıntısına depremler sebebiyle meydana gelen ivmelerin etkisi de eklendiğinde bağıntı 3.12'de yer alan sismik taşıma gücü q_{uE} elde edilmektedir.

$$q_{uE} = c \cdot N_{cE} + \gamma \cdot L \cdot N_{qE} + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma E} \quad (3.12)$$

Bu bağıntıda yer alan sismik taşıma gücü faktörleri N_{cE} , N_{qE} ve $N_{\gamma E}$ olarak tanımlanmaktadır. Taşıma gücü faktörleri, statik durum söz konusu olduğunda, sadece içsel sürtünme açısına (ϕ) bağlı olarak değişirken, dinamik durum söz konusu olduğunda ise taşıma gücü faktörleri içsel sürtünme açısının yanı sıra duvar sürtünme açısı (δ) ve yatay-düşey ivme katsayılarına da (k_h , k_v) bağlı olarak değişmektedir. Aşağıda yer alan bağıntı 3.13, 3.14 ve 3.15 kullanılarak sismik taşıma gücü faktörleri N_{cE} , N_{qE} ve $N_{\gamma E}$ belirlenmektedir.

$$N_{qE} = K_{PE} / K_{AE} \quad (3.13)$$

$$N_{cE} = (N_{qE} - 1) \cot \phi \quad (3.14)$$

$$N_{\gamma E} = \tan \rho_{AE} (K_{PE} / K_{AE} - 1) \quad (3.15)$$

Bu bağıntılarda yer alan K_{PE} ve K_{AE} , dinamik durumda kullanılan aktif ve pasif yanal toprak basınçları, ρ_{AE} ise kama açısı olarak tanımlanmaktadır. Tschebotarioff (1951) ise bu parametreleri bağıntı 3.16, 3.17 ve 3.18'deki şekilde tanımlamıştır.

$$\rho_{AE} = a + \tan^{-1} \left(\frac{\sqrt{(1 + \tan^2 a)[1 + \tan(\delta + \theta) \cot a]} - \tan}{1 + \tan(\delta + \theta)(\tan a + \cot a)} \right) \quad (3.16)$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos\theta\cos(\delta+\theta)\left(1-\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\theta)}{\cos(\delta+\theta)}}\right)^2} \quad (3.17)$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos\theta\cos(\delta+\theta)\left(1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\theta)}{\cos(\delta+\theta)}}\right)^2} \quad (3.18)$$

Bağıntılarda yer alan $a = \phi - \theta$ ve $\theta = \tan^{-1} k_h/(1-k_v)$ olarak tanımlanmaktadır. $\delta = \phi / 2$ olarak tanımlanmaktadır.

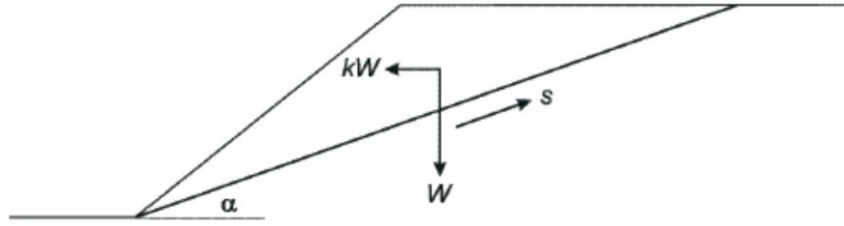
3.2.3. Yarı – Statik (Psödo-statik) Yaklaşım

Geoteknik alanında sismik yük etkisinin hesaplanması için geliştirilen ilk yöntem yarı-statik (psödo-statik) yaklaşımdır. Bu hesap yönteminde, zeminin birim hacim ağırlığı, bir sismik katsayı (k) ile çarpılarak çözüme gidilir. Sismik katsayıdan elde edilen parametreye yarı-statik kuvvet adı verilir. Sismik yük etkisindeki zeminlerin sınır denge problemlerinin çözümünde, bu yarı-statik kuvvet kullanılmaktadır. Sismik katsayı k , yaklaşık olarak deprem kuvvetleri tarafından üretilen bir ivme olarak tanımlanmaktadır. Yarı-statik yöntem ilk olarak 1950 yılında Terzaghi tarafından kullanılmıştır. Bu yöntemde depremin en büyük (pik) ivmesinden elde edilen kuvvet statik olarak zemin kütleline yanal bir şekilde etki etmektedir. Yarı-statik kuvvet F_h aşağıda yer alan bağıntı 3.19'dan elde edilmektedir.

$$F_h = m.a = \frac{W.a}{g} = \frac{W.a_h}{g} = k_h W \quad (3.19)$$

Bağıntıda yer alan F_h ; zemin kütlesi üzerine içten dışa doğru etki eden statik yanal kuvvet (kN), m ; toplam zemin kütlesi (kg), a ; deprem etkisinde zemin yüzeyinde meydana gelen yatay ivme (m/sn^2), g ; yer çekimi ivmesi (m/sn^2), a_h ; depremin maksimum ivme değerinden elde edilmektedir. k_h ise a_h/g oranından elde edilen boyutsuz yarı-statik katsayıdır. Depremin maksimum ivme değerinden elde edilen a_h parametresinin hesaplanması, uluslararası alanda farklı yönetmelik ve farklı çalışmalarda yer alan önerilere göre değişiklik göstermektedir. Bazı çalışmalarda doğrudan depremin maksimum ivmesi a_{max} doğrudan a_h olarak kullanırken, bazı çalışmalarda ise a_{max} 'da belirli oranda azaltma yapılarak a_h 'ın hesaplanması önerilmiştir. Depremin sadece pik ivmesi kullanılarak ani bir şekilde sisteme verilerek sismik analiz yapılmasının, doğru bir yaklaşım olmadığı düşüncesi, son yapılan

Çalışmalarda sıklıkla yer almaktadır. Deprem kuvvetinin zemin kütlesine etkisinin yarı-statik yaklaşımla gösterimi Şekil 3.8’de verilmiştir.



Şekil 3.8. Deprem kuvvetinin yarı statik yöntemle gösterimi

Yarı-statik yaklaşım kullanılarak yapılan analizlerde, yarı-statik kuvvetin zemin kütlesinin hangi noktasına yerleştirilmesi gerektiği konusu sorun teşkil etmiştir. Bu konu hakkında Terzaghi (1950) yarı statik kuvvetin zemin kütlesinin her bir bölümünün ağırlık merkezine veya tamamının etki ettirilmesinin doğru olacağını belirtmiştir.

Bir deprem meydana geldiği sırada zemin kütlesine yatay ve düşey yönde kuvvetler etki etmektedir. Fakat yarı-statik yaklaşımda düşey kuvvet genellikle ihmal edilerek yalnızca yatay kuvvet kullanılarak hesap yapılmaktadır. Bu durumun temel sebebi hareketli bir zemin kütlesine etkiyen düşen kuvvetin oldukça az miktarda olması ile açıklanabilir. Ayrıca deprem ivme kayıtlarına bakıldığında genel olarak yatay pik ivme değerinin düşey pik ivme değerine göre çok daha büyük olduğu görülmektedir. Sonuç olarak k_h ’ın (yatay) değeri k_v ’nin değerinden daha büyük olmaktadır. W parametresi ve k_h parametresi kullanılarak yarı-statik kuvvet hesaplanmaktadır. Burada W parametresi, laboratuvar deneylerinden ve zeminin birim hacim ağırlığından faydalanılarak elde edilirken, k_h parametresinin belirlenmesi ise oldukça zordur ve tecrübe gerektiren bir konudur (Türkmen, 2009).

k_h ’ın belirlenmesinde aşağıdaki önerilerin dikkate alınması gerekmektedir;

- Depremin pik ivme değeri ne kadar büyükse, yarı-statik analizlerde kullanılacak k_h değeri de paralel bir şekilde o kadar büyük olmalıdır.
- Özellikle k_h ’ın değerinin hiçbir zaman a_{max}/g değerinden büyük olmaması gerekmektedir.
- Minimum k_h değeri ise analiz yapılacak olan bölgenin deprem öyküsüne göre farklılık göstermektedir (Türkmen, 2009).

Bu öneriler çerçevesinde yapılan bazı çalışmalarda k_h için önermeler aşağıda yer alan önermeler bulunmaktadır;

- Eğer zemin göçme kütlesi küçük ise $k_h = a_{\max}/g$ olarak kullanılabilir.
- Eğer zemin göçme kütlesi orta büyüklükte ise $k_h = 0,65 a_{\max}/g$ olarak kullanılmaktadır (Krinitzsky, 1993; Taniguchi ve Sasaki 1986). Bu değer sınırlama hesabı yapılırken de kullanılabilir.
- Zemin göçme kütlesinin büyüklüğü ile ters orantılı olarak daha küçük bir k_h değeri kullanılmalı. Bu konuda Seed (1976) yapmış olduğu çalışmada, 6,5 büyüklüğünde bir deprem olma ihtimali bulunan bölgelerde k_h katsayısını 0,1, 8,5 büyüklüğünde bir deprem olma ihtimali bulunan bölgelerde ise k_h katsayısını 0,15 olarak önermiştir.

Ayrıca sismik katsayının belirlenmesi için farklı literatürde yer alan farklı önerilerde bulunmaktadır. Bu konu hakkında Terzaghi (1950) k_h katsayısını, şiddetli depremler için 0,10, yıkıcı depremler için 0,15 ve katastrofik depremler için 0,20 olarak önermiştir.

Seed ile Martin (1966) ve Dakoulas ile Gazetas (1986), toprak barajlarda göçme kütlesinin boyutuna göre belirlenmesi gerektiğini bildirmiştir.

Marcuson (1981), sismik hareketler etkisinde meydana gelecek büyültme ve küçültme etkisinin barajların tasarımına paralel olarak k_h değerini $0,33a_{\max}/g$ ile $0,50a_{\max}/g$ aralığında olması gerektiğini öne sürmüştür.

Hynes-Griffin ve Franklin (1984), yaptıkları çalışmada, yüksek değere sahip tek bir ivmenin zemin kütlesine anlık etki etmesinin doğru olmadığını öne sürerek, k_h katsayısını $0,50a_{\max}/g$ olarak önermiştir (Day, 2004).

Yarı-statik (psödostatik) hesap yöntemi zeminlerin deprem etkisinde büyük mukavemet kaybına uğramadığı durumlarda ve sismik duraylılık problemlerinin çözümleri için önemli ölçüde fayda sağladığı bir gerçektir. Fakat k_h katsayısının belirlenmesinde, geçmişten günümüze yapılmış literatürde yer alan çalışmalar göz önünde bulundurularak hareket edilmelidir. Ayrıca depremin analiz edildiği bir çalışmada yarı-statik yaklaşımın yetersiz olduğuna dair eleştirilerin varlığı da unutulmamalıdır. Özellikle son yıllarda bilgisayar donanımlarındaki gelişime paralel olarak yazılımlarında gelişmesiyle non-lineer analiz yapabilen programların

yaygınlaşması, deprem gibi karmaşık yüklerin modellere uygulanabilirliğini sağlamıştır. Son yıllarda deprem etkisi üzerine yapılan çalışmalar incelendiğinde, küçük çaplı olarak laboratuvar ortamında sarsma tablası kullanılarak yapılan deneylerden elde edilen sonuçların, non-lineer analiz yapabilen bilgisayar programlarından elde edilen sonuçlara çok yakın olduğu görülmektedir.



4. GEOTEKNİKTE SAYISAL YÖNTEMLER

İnşaat mühendisliğinin diğer alanlarında olduğu gibi geoteknik alanında da birçok problemin çözümü için sayısal yöntemler sıklıkla kullanılmaktadır. Temel tasarımı, dolgular, yeraltı yapıları, istinat yapıları, şevler ve kazı alanları gibi birçok problemin çözümünde kullanılan sayısal yöntemler, geliştirilen bilgisayar yazılımları vasıtasıyla daha yaygın bir şekilde kullanılmaya başlanmıştır. Özellikle son yıllarda teknolojinin gelişmesi ile birlikte bilgisayar donanımlarında ciddi yol kat edilmiş ve buna paralel olarak gelişen yazılımlar sayesinde, karmaşık problemlerin çözümü çok daha kolay bir hale gelmiştir. Geoteknik mühendisliğinde sayısal yöntemler çözüm yöntemine göre genel olarak aşağıdaki şekilde sınıflandırılabilir.

- Sonlu elemanlar (FEM, Finite element method)
- Sonlu farklar (FDM, Finite difference method)
- Malzeme nokta metodu (MPM, Material point method)
- Ayrık elemanlar (DEM, Discrete element method)
- Rassal sonlu elemanlar (RFEM, Random finite element method)

Geoteknik mühendisliği alanında Plaxis, Geostudio, Midas Gts Nx, Flac, Abaqus, Crisp, Diana, Adonis vb., bilgisayar yazılımları kullanılarak çözüm yapılabilmektedir. Kılıç (2017), yapmış olduğu bir çalışmada sayısal analiz yapılabilen bu programların avantajlarını;

- Uygun bir şekilde kullanıldığında, sayısal analizler ile pratik zemin mühendisliği problemleri için gerçeğe yakın sonuçlar elde edilebilmesi.
- Zemin ve yapı davranışını gerçeğe yakın bir şekilde taklit ederek, mühendislerin problemleri daha iyi anlamasının sağlanması.
- Karmaşık geometri, malzeme davranışı, yükleme ve sınır koşullarını modellemenin mümkün olması.
- Farklı problemleri bir arada çözmek (bütünleşik problemler) mümkün olması.
- Uygulama sırasındaki her aşamanın dikkate alınabilmesi.
- Analizler bilgisayar ortamında yapıldığı için çok daha hızlı bir şekilde sonuca gidilebilmesi.
- Parametrik analizler yapılabilmesi ve tasarımda optimizasyonun sağlanabilmesi.

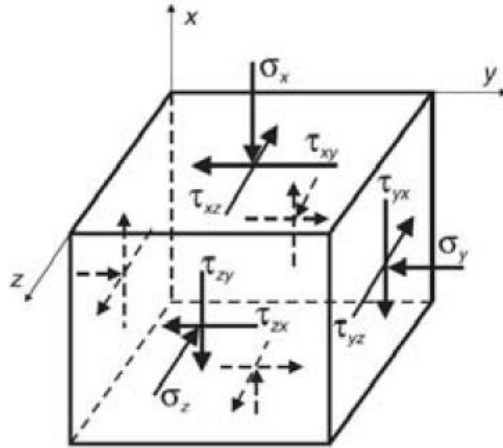
- Tasarımda kullanılan modeller üzerinde geri analizler yapılabilmesi.
- şeklinde maddeler halinde sıralamıştır.

Yine Kılıç (2017) yapmış olduğu aynı çalışmasında geoteknik problemlerin sayısal analizlerine etki eden faktörleri aşağıdaki şekilde belirtmiştir.

- Sayısal analiz yöntemi
- Model geometrisi ve sınır koşulları
- Malzeme bünye davranışı
- Doğrusal olmayan (non-linear) çözüm yaklaşımı
- Drenajlı-drenajsız analiz
- Zemin yapı etkileşimi
- Malzeme parametreleri
- Kullanıcı alışkanlıkları

4.1. Denge Denklemleri

Sayısal yöntemlerde çözüme gidilirken, bazı koşulların sağlanması gerekmektedir. Bu koşulları; denge, uygunluk, malzeme bünye davranışı ve sınır koşulları olarak sayabiliriz. Katı bir cisimde statik denge, kuvvet/birim alan olarak tanımlanan gerilmeler vasıtasıyla sağlanmaktadır. Kartezyen koordinat sisteminde yer alan bir küp üzerinde oluşan bu gerilme bileşenleri Şekil 4.1’de verilmiştir.



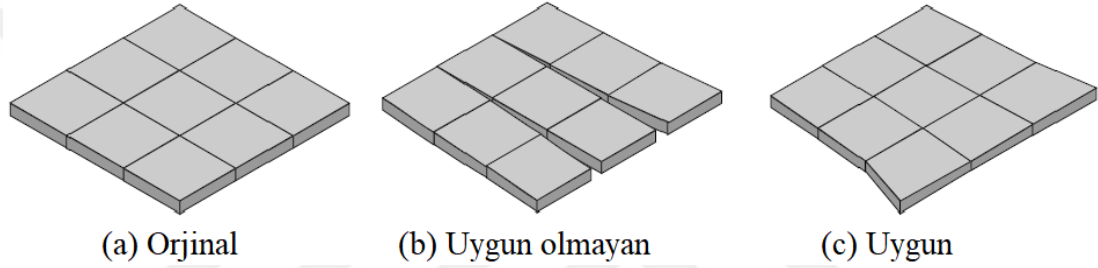
Şekil 4.1. Kartezyen koordinat sisteminde gerilme bileşenleri (Berilgen, 2014)

Şekil 4.1’den yola çıkılarak ideal çözüm için oluşturulan denge denklemleri, toplam gerilmeler göz önüne alınarak, basınç pozitif kabul edildiği takdirde bağıntı 4.1’deki şekilde yazılmaktadır.

$$\begin{aligned}
\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + \gamma &= 0 \\
\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} &= 0 \\
\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} &= 0
\end{aligned} \tag{4.1}$$

4.2. Uygunluk ve Bünye Modelleri

Yük etkisi altında olan bir katı cismin yapısında herhangi bir yırtılma oyulma meydana gelmemesi durumu, fiziksel uygunluk olarak adlandırılır. Katı bir cisimde yük altında meydana gelen şekil değiştirme durumları Şekil 4.2’de verilmiştir.



Şekil 4.2. Yük altında şekil değiştiren bir katı cismin durumları (Berilgen, 2014)

Şekil 4.2 incelendiğinde, (c) durumu fiziksel uygunluğu temsil ederken, (b) durumunda ise yırtılma meydana gelmiştir.

Bağıntı 4.1’de yer alan denge denklemler incelendiğinde, 6 adet bilinmeyen gerilme bileşenine karşılık, 3 adet denklemin bulunması, yani diğer bir deyişle bilinmeyen sayısının denklem sayısından fazla olması sebebiyle çözüme gidilemeyeceği görülmektedir. Bu problemin aşılabilmesi için bağıntı 4.2 ve 4.3’te yer alan şekil değiştirme ve yer değiştirme bileşenlerini içerisinde barındıran toplam 6 adet matematiksel uygunluk denklemi kullanılmaktadır.

$$\epsilon_x = -\frac{\partial u}{\partial x} \quad \epsilon_y = -\frac{\partial v}{\partial y} \quad \epsilon_z = -\frac{\partial w}{\partial z} \tag{4.2}$$

$$\gamma_{xy} = -\frac{\partial u}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial x} \quad \gamma_{yz} = -\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \quad \gamma_{xz} = -\frac{\partial w}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial z} \tag{4.3}$$

Bağıntı 4.2 ve 4.3’te yer alan matematiksel uygunluk denklemlerinde, bilinmeyen olarak 6 adet şekil değiştirme, 3 adet ise yer değiştirme bileşeni olup, x ,y, z eksenini doğrultusundaki yer değiştirmeler sırasıyla u, v, ve w olarak

tanımlanmaktadır. Bağntı 4.1’de yer alan denge denklemlerinde yer alan 6 adet bilinmeyen gerilme parametresi ile birlikte bağntı 4.2 ve 4.3’te yer alan bilinmeyenlerle toplamda 15 adet bilinmeyen olmuştur. Böylelikle bağntı 4.1, 4.2 ve 4.3’te toplamda 9 adet denkleme karşılık 15 adet bilinmeyen ile yine çözüme gidilemeyecektir. Son olarak 15 adet bilinmeyenle 9 adet denklemin çözülebilmesi için bünye modelleri (matrisler) oluşturulmuştur. Bünye davranışının modellendiği matris ve matrise ait formül sırasıyla aşağıda yer alan bağntı 4.4 ve 4.5’te verilmiştir.

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\sigma_z \\ \Delta\tau_{xy} \\ \Delta\tau_{yz} \\ \Delta\tau_{xz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & D_{14} & D_{15} & D_{16} \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} & D_{24} & D_{25} & D_{26} \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} & D_{34} & D_{35} & D_{36} \\ D_{41} & D_{42} & D_{43} & D_{44} & D_{45} & D_{46} \\ D_{51} & D_{52} & D_{53} & D_{54} & D_{55} & D_{56} \\ D_{61} & D_{62} & D_{63} & D_{64} & D_{65} & D_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\epsilon_x \\ \Delta\epsilon_y \\ \Delta\epsilon_z \\ \Delta\gamma_{xy} \\ \Delta\gamma_{yz} \\ \Delta\gamma_{xz} \end{Bmatrix} \quad (4.4)$$

$$\Delta\sigma = [D]\Delta\epsilon \quad (4.5)$$

Zeminin bünye davranışı söz konusu olduğunda, gerilme değişimi ($\Delta\sigma$), zemin iskeleti bünye matrisi $[D']$, boşluk suyu bünye matrisi $[D_f]$ ve şekil değiştirme değişimi ($\Delta\epsilon$) olmak üzere birbirleri arasında bağntılar bulunan parametrelere ihtiyaç duyulmaktadır. Bu parametreler arasındaki ilişki bağntı 4.6, 4.7 ve 4.8 da verilmiştir.

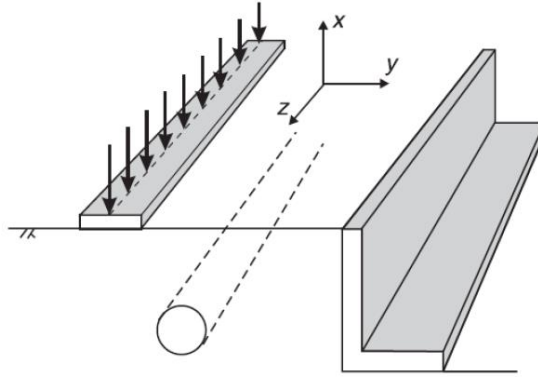
$$\Delta\sigma = ([D'] + [D_f])\Delta\epsilon \quad (4.6)$$

$$\Delta\sigma' = [D']\Delta\epsilon \quad (4.7)$$

$$\Delta u = [D_f]\Delta\epsilon \quad (4.8)$$

4.2.1. Düzlem Şekil Değişirme

Genellikle geoteknik problemlerinde oluşturulan model x ve y doğrultusunda sınırlı iken, z doğrultusunda sonsuz kabul edilir. Bu durum Berilgen’in (2014) yapmış olduğu çalışmada boru, temel ve istinat duvar örnekleme ile Şekil 4.3’te verilmiştir.



Şekil 4.3. Düzlem şekil değiştirme örneği (Berilgen, 2014)

Z doğrultusu Şekil 4.3'te de görüldüğü gibi sonsuz uzunlukta kabul edilir ve herhangi bir yükleme sırasında oluşacak olan şekil değiştirmeler, x ve y doğrultularında meydana gelecektir. Oluşan bu durum için bağıntı 4.9, 4.10 ve 4.11'deki gibi yazılırken, bu bağıntılarda yer alan bilinmeyenler ile gerilme şekil değiştirme eşitlikleri bağıntı 4.12'deki şekilde yazılmaktadır.

$$\varepsilon_{zy} = -\frac{\partial w}{\partial z} \quad (4.9)$$

$$\gamma_{yz} = -\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} = 0 \quad (4.10)$$

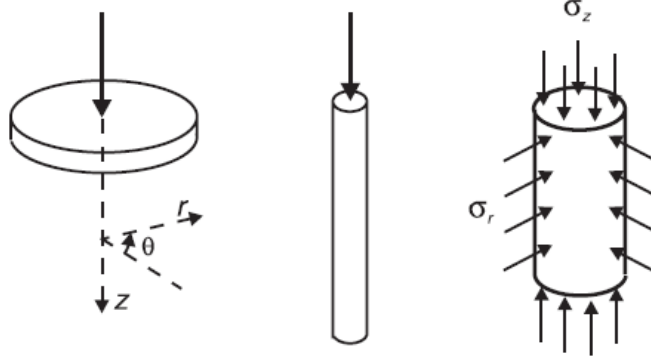
$$\gamma_{xz} = -\frac{\partial w}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial z} = 0 \quad (4.11)$$

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\sigma_z \\ \Delta\tau_{xy} \\ \Delta\tau_{yz} \\ \Delta\tau_{xz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{14} \\ D_{21} & D_{22} & D_{24} \\ D_{31} & D_{32} & D_{34} \\ D_{41} & D_{42} & D_{44} \\ D_{51} & D_{52} & D_{54} \\ D_{61} & D_{62} & D_{64} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\varepsilon_z \end{Bmatrix} \quad (4.12)$$

Bu eşitlikte $D_{51}=D_{52}=D_{54}=D_{61}=D_{62}=D_{64}=0$ ve bunun sonucunda $\Delta\tau_{xz}=\Delta\tau_{zx}=0$ olmaktadır. Böylelikle problem çözümüne gidilebilmektedir.

4.2.2. Eksenel Simetri

Geoteknik alanında çözüme ihtiyaç duyulan bir takım problemler dairesel yapıda olmaktadır. Dairesel formda olan bu yapılara eksenel simetriye sahip yapılar denilmektedir. Eksenel simetri durumu için bazı örnekler Şekil 4.4'te verilmiştir.



Şekil 4.4. Eksenel simetri örnekleri (Berilgen, 2014)

Eksenel simetri durumunda Şekil 4.4'deki örnekte olduğu gibi silindirik koordinatlar dikkate alınır. Bu tür bir koordinat sistemin teğetsel doğrultu θ , radyal doğrultu r ve simetri eksine z olarak kabul edilmektedir. Bu koordinat sistemi dikkate alınarak uygunluk denklemleri, aşağıda yer alan bağıntı 4.13'teki gibi yazılabilir.

$$\epsilon_{\theta} = -\frac{u}{r} \quad \epsilon_r = \frac{\partial u}{\partial r} \quad \epsilon_z = \frac{\partial v}{\partial z} \quad \gamma_{rz} = -\frac{\partial v}{\partial r} - \frac{\partial u}{\partial z} \quad \gamma_{r\theta} = \gamma_{z\theta} = 0 \quad (4.13)$$

Bağıntı 4.13'teki u ve v parametreleri sırasıyla düşey ve radyal doğrultularda meydana gelen yer değiştirmeleri temsil etmektedir.

4.3. Bünye Davranışı

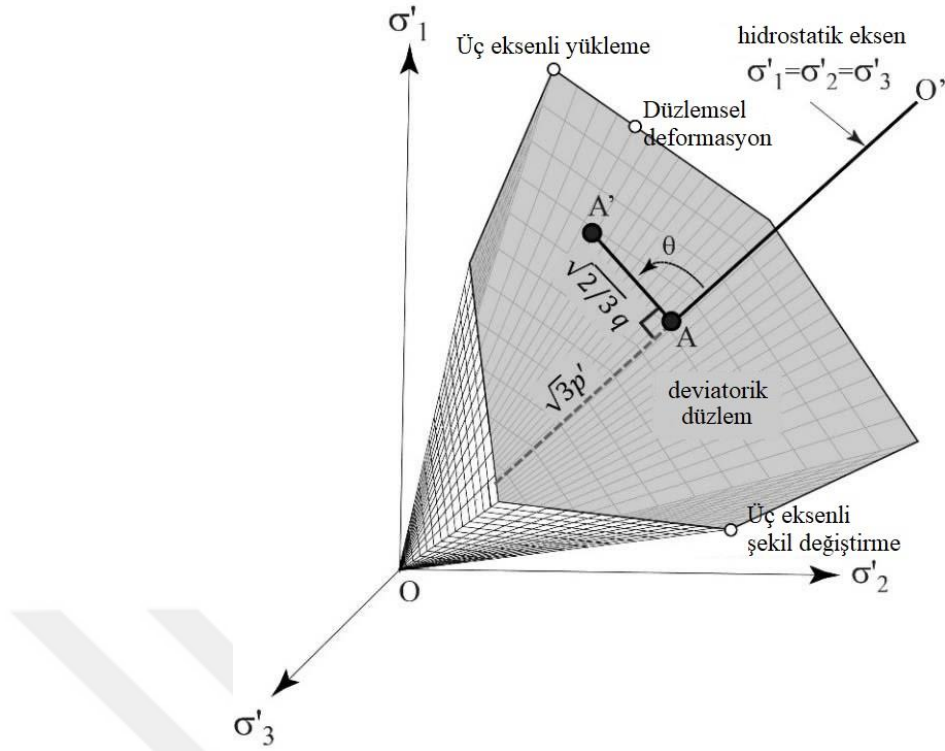
Bir problemde ideal çözüme ulaşılabilmesi için bünye davranışının doğru bir şekilde belirlenmesi büyük önem arz etmektedir. Bünye davranışının matematiksel bir ifadeye dönüştürülmüş haline bünye modeli denilmektedir. Zemin malzemesi insan eliyle üretilen birçok malzemeye kıyasla oldukça farklı bir davranış tipine sahiptir. Davranışın zemin türüne (kum, kil vb.) bağlı olması, üç fazlı ve daneli bir malzeme olması, çökelme durumu, anizotropi, rijitliğin genelde gerilmeye bağlı olarak tekrar yükleme halinde ilk yükleme göre farklılık göstermesi gibi durumlar bu karmaşıklığa sebep olmaktadır. Bu zorluklar göz önüne alındığında yapılacak olan sayısal analizin hangi amaçla yapıldığının açıklığa kavuşturulması gerekmektedir. Örneğin tek tabakalı bir zemin üzerine yükleme yaptığımızda meydana gelebilecek göçmeleri inceleyecek olursak, Mohr Coulomb malzeme modeli yeterli olacaktır. Fakat bu zemin yapılan bu çalışmada da olduğu gibi taş kolonlarla iyileştirilmiş halde analiz edilecekse, daha karmaşık bünye modellerinin kullanımına ihtiyaç duyulacaktır.

4.3.1. Doğrusal ve doğrusal olmayan elastik modeller

Bu modellerde elastisite baz alınarak az sayıda parametre ile sonuca gidilir. Fakat zemin genel olarak elastik davranış sergilemediği için, geoteknik alanındaki problemlerin çözümünde gerçeklikten uzak sonuçlar alınır. Bu modeller sert killer üzerine etkiyen düşük yükleme seviyelerindeki problemlerin çözümünde kullanılabilir. Duncan ve Chang (1970) yaptıkları araştırmalar sonucunda, doğrusal elastik modellerde monotonik başlangıç yüklemesi söz konusu olduğunda, geçmişte başarılı bir şekilde kullanılmış olup, karmaşık gerilme durumlarında bu modellerin uygun olmadığını bildirmiştir. Sonuç olarak elastik modellerin, gerilmelere bağlı davranış ile hacimsel ve kayma davranışı arasındaki ilişkiyi dikkate almadığı söylenebilir (Berilgen, 2014).

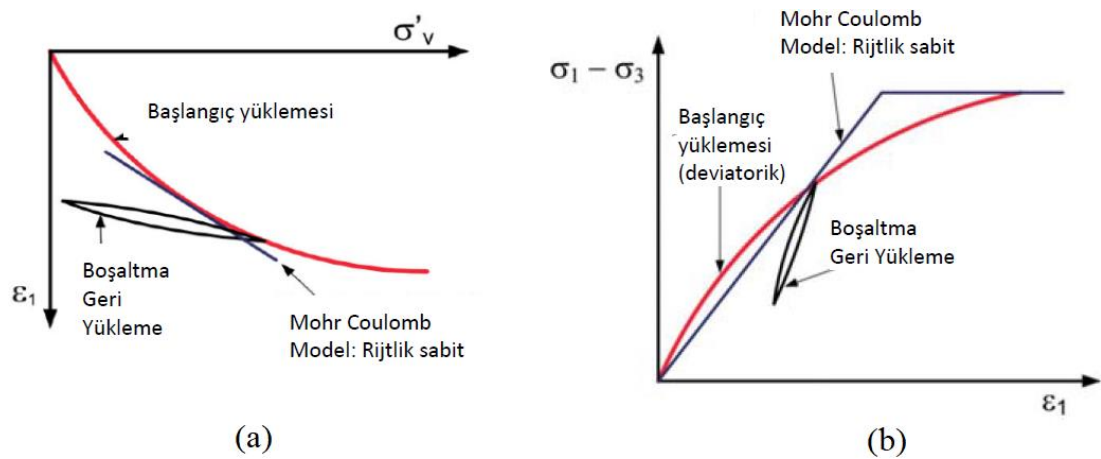
4.3.2. Doğrusal olmayan ideal elastik/plastik modeller

Elastik modellerin geliştirilmesi sonucu oluşturulmuş ve malzemenin belirli bir yere kadar elastik davranış göstererek, konulan sınırın aşılması durumunda plastik davranış gösterdiği modellerdir. Yapılan çalışmalarda drenajlı durumu analiz etmek için Mohr-Coulomb modeli, drenajsız durumu analiz etmek için ise Tresca modeli kullanılmaktadır. Her iki modelde geoteknik alanında kullanılan bilgisayar programlarının içerisinde yer almaktadır. Şekil 4.5'te Mohr-Coulomb Modeli'nin üç boyutlu ortamda oluşturulmuş göçme yüzeyleri görülmektedir. Ayrıca yine aynı kategoride yer alan Drucker-Prager ve Von Mises modelleri problemlerin çözümünde bazı hatalı sonuçlar verdikleri için yaygın olarak kullanılmamaktadır (Griffith, 1990).



Şekil 4.5. Mohr-Coulomb göçme yüzeyleri (Abed ve Tanttu, 2018)

Geoteknik problemlerin sayısal analizlerinde en çok kullanılan model olan Mohr-Coulomb modeli daha iyi tanımak için bu modelin tipik ödometre (a) ve üç eksenli basınç deneylerinden (b) elde edilen sonuçları ile karşılaştırılması Şekil 4.6'da verilmiştir.

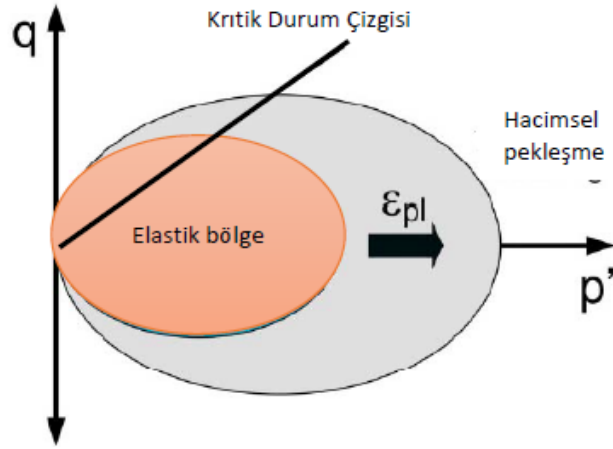


Şekil 4.6. Mohr-Coulomb modeli ve deney sonuçları karşılaştırma (Berilgen, 2014)

4.3.3. Pekleşen tek yüzeyli plastik modeller

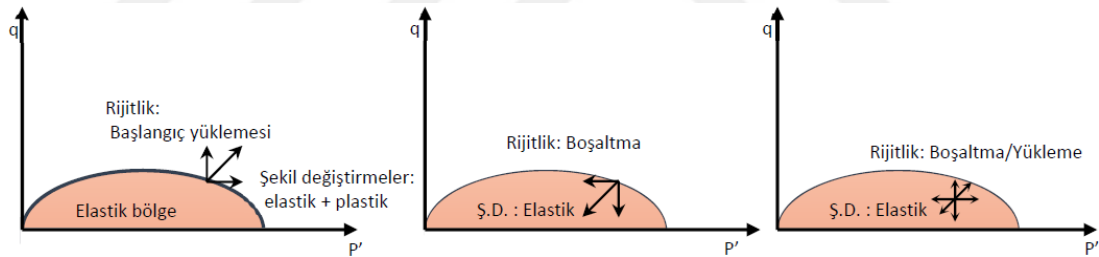
İdeal plastik modellere kıyasla bu modeller, zeminin gerilme şekil değiştirme davranışını gerçeğe daha yakın bir şekilde modellemektedirler. Bu model sınıfında yer

alan en temel özellikleri içerisinde barındıran model Modified Cam Clay modelidir. Modified Cam Clay modelin grafik üzerinde gösterimi Şekil 4.7’de verilmiştir.



Şekil 4.7. Modified Cam Clay temsili grafik gösterimi (Berilgen, 2014)

Şekil 4.7’de görüldüğü üzere elips şeklindeki bir akma yüzeyi ile elastik davranış gösteren bölge, plastik davranış gösteren bölgeden ayrılmaktadır. Yükleme boşaltma ve tekrar yükleme sonucu meydana gelen gerilme izleri vasıtasıyla modelden elde edilen şekil değiştirme ve rijitlik değişimleri Şekil 4.8’de görülmektedir.

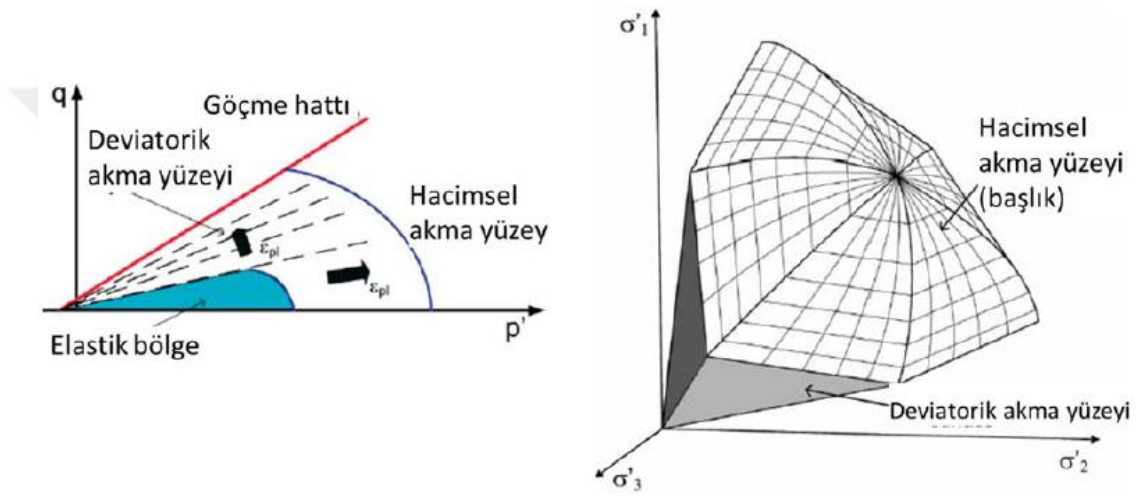


Şekil 4.8. Plastik analizlerde akma yüzeyinin rolü (Berilgen, 2014)

Şekil 4.8’de görülen şekil değişimindeki değişiklikler diğer plastik modelleride kapsamaktadır. Modified Cam Clay model zemin durumu kavramını esas alır ve mühendislik uygulamalarında oldukça sık bir şekilde kullanılmaktadır. Özellikle de yumuşak killi zeminler üzerine yapılan dolgu zeminlerin analizleri konusunda kayda değer sonuçlar vermektedir. Bu model günümüzde geoteknik alanında kullanılan birçok bilgisayar yazılımı içerisinde yer almaktadır (Schweiger, 2008). Literatürde, Modified Cam Clay modele alternatif olarak sunulmuş, kum ve killer için özel olarak geliştirilmiş tek yüzey plastik modeller yer almaktadır (Yu, 1998).

4.3.4. Pekleşen çift yüzeyli plastik modeller

Tek yüzeyli plastik modeller özellikle elastik durumun geçerli olduğu kazı alanları gibi modellerin çözümlenmesinde yetersiz kalmaktadır. Bu tür problemlerde daha gerçekçi sonuç elde edebilmemiz için elastik davranıştan plastik davranışa geçiş hattını temsil eden akma yüzeyinin çift olarak yer alması sonuçların gerçeğe daha yakın olmasını sağlayacaktır. Bunun temel sebebi bu tür problemlerde hacimsel akma yüzeyine ek olarak kayma (deviatorik) akma yüzeyinin de bulunmasıdır (Vermeer, 1978). Pekleşen çift yüzeyli plastik modeller için Berilgen'in (2014) çalışmasında vermiş olduğu örnek Şekil 4.9'da görülmektedir.



Şekil 4.9. Pekleşen çift yüzey plastik model örneği (Berilgen, 2014)

Sonuç olarak bu bünye modellerinde zeminin iç yapısındaki bozulmalar ve az miktardaki gerçekleşen şekil değiştirmelerin etkileri göz ardı edildiği için, özellikle dinamik analizlerde olduğu gibi bu tür etkilerin görüldüğü analizlerde, çok daha gelişmiş bünye modellerine ihtiyaç duyulmaktadır.

4.4. Sonlu Elemanlar Yöntemi

Günümüzde mühendisliği gelişmesi ile problem çözümleri daha zor ve karmaşık hale gelmiştir. Bu problemlerin çözümünde bilgisayar yazılımlarının kullanılması, sonuçlara çok hızlı bir şekilde ulaşılmasını sağlamaktadır. En çok kullanılan sayısal (nümerik) yöntemlerden biri ise sonlu elemanlar yöntemidir. Dünyada ilk olarak uçak gövdelerindeki gerilmelerin analiz edilebilmesi için 1956 yılında kullanılan yöntem, ilerleyen yıllarda diğer bilim dallarında, özellikle mühendislik alanında kullanılmaya başlanmıştır. Hızlı bir şekilde gelişen teknolojiye paralel olarak geliştirilen bilgisayar yazılımları aracılığıyla, birçok problemin çözümünde en çok

kullanılan yöntemler arasına girmiştir. Sonlu elemanlar yöntemini bu kadar popüler kılan özelliklerinden biri ise, sadece giriş verilerinin değiştirilmesiyle farklı bir problemin çözümü için kullanılabilmesidir (Arkan, 1991).

Mühendisliğin birçok alanında uzun yıllar kullanılan sonlu elemanlar yöntemi, geoteknik alanında yer alan problemlerin çok karmaşık olması ve bu problemlerin yakın geçmişte çözülmüş olması sebebiyle bu alanda son yıllarda kullanılmaya başlanmıştır. Sonlu elemanlar yönteminde, model parametrelerinin doğru bir şekilde seçilmesi ile gerçeğe çok yakın sonuçlar elde edilebilmektedir.

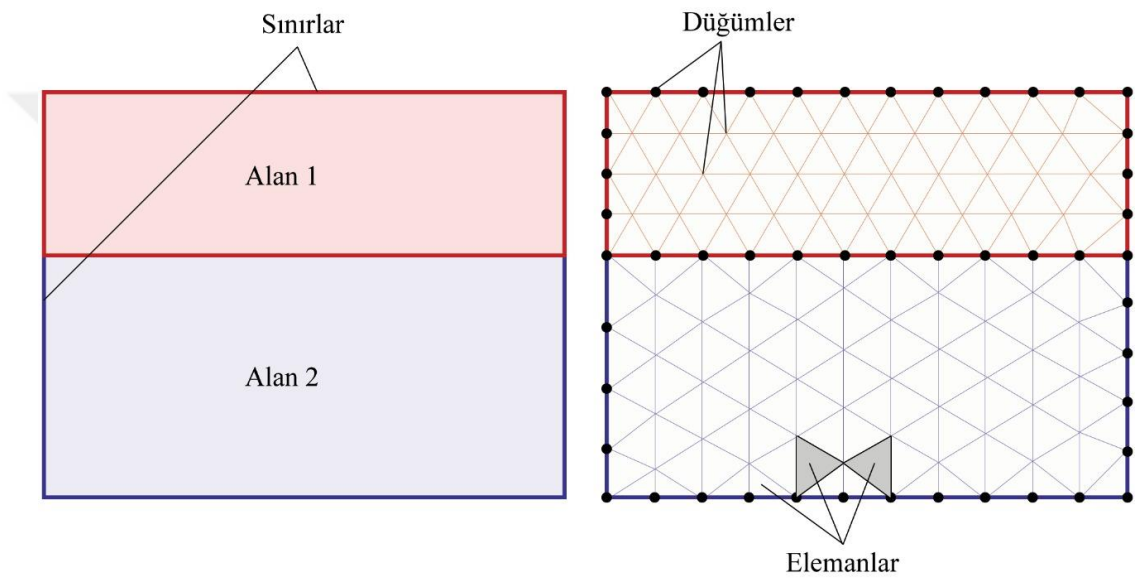
Sonlu elemanlar yöntemi, sınır değerlere sahip bir problemi yaklaşık olarak çözüme ulaştırmak amacıyla kullanılan bir yöntemdir. Diğer sayısal analiz yöntemleriyle kıyaslandığında, karmaşık problemlerin sistematik bir şekilde çözüme kavuşturulabilmesi sebebiyle bir bilgisayar yazılımına uyarlanabilecek en ideal bağıntıları içerisinde barındırır. Ayrıca sonlu elemanlar yöntemi mühendislik alanında çok geniş bir yelpazeye sahip sınır değer problemlerinin çözümü içinde kullanılmaktadır. (Berilgen, 1996).

Farklı birçok lineer-elastik ortama uygulanabilen sonlu elemanlar yöntemi, geoteknik problemlere uyarlanması noktasında kısıtlamalara sahip olup, sadece sınırlı sayıda problemin çözümü için kullanılmaktadır. Genel olarak geoteknik modellemelerde yapı ile zemin etkileşim içerisinde olduğundan, yapılacak analizlerde yapı ile zemin arasında bir ara yüze ihtiyaç duyulmaktadır. Bununla birlikte doğru bir çözüme ulaşabilmek için lineer-elastik teoriden farklı olarak, daha kapsamlı sınır koşullarının kullanılması gerekmektedir. Sonuç olarak, geoteknik alanında sonlu elemanlar yönteminin gerçeğe yakın çözümler sunabilmesi için birtakım değişiklikler yapılması gerekmektedir. (Potts ve Zdravković, 1999).

Sonlu elemanlar yöntemi ile geoteknik alanında yatay ve düşey deplasmanlar, boşluk suyu basınçları ve akış analizleri gibi birçok problem analiz edilebilmektedir. Zeminde davranış on-lineer olarak gerçekleştiğinden, yapılan analizlerde bu davranışın modellenmesi için, ilk durumdaki gerilmeler, lineer olmayan gerilme-şeyil değiştirme özellikleri ve yükleme aşamaları sırasındaki gereken bekleme sürelerinin gerçeğe yakın bir şekilde belirlenmesi gerekmektedir (Kılıç, 2000).

Sonlu eleman tabanlı yazılımlarda ilk olarak modelin ham tasarımı oluşturulmalıdır. Sonraki aşamada model içerisinde yer alan yüzeylere gerekli

malzemelerin tanımlanması yapılmalıdır. Yapılacak analizin türüne göre sınır koşullarının doğru bir şekilde belirlenmesi büyük önem arz etmektedir. Modele uygulanacak yüklerin tanımlanmasının ardından sonlu elemanlar ağı (mesh) istenilen sıklıkta oluşturulmalıdır. Ağ sıklığının seyrek kullanılması analiz süresini kısaltırken sonuçların gerçeklikten uzaklaşmasına sebep olacaktır. Bu nedenle çok seyrek ağ sıklığı tercih edilmesi doğru değildir. Şekil itibari ile daha basit modellerde otomatik olarak ağ tanımlanmasının ardından ihtiyaç duyulan kritik bölgelerde sıkılaştırma işlemi kullanıcı tarafından manuel olarak da yapılabilir. Sonlu elemanlara ayrılmış ve yüzey tanımlamaları yapılmış bir model örneği Şekil 4.10’da görülmektedir.



Şekil 4.10. Sonlu elemanlara ayrılmış örnek model

Modeller üzerine ağ sıklığının yoğun olarak tanımlanması, analizlerinin çok uzamasına sebep olduğu düşünülse de, teknolojinin gelişmesi ile birlikte bilgisayar donanımlarındaki kayda değer iyileşme sayesinde analiz sürelerinde ciddi kısalma sağlamıştır. Bu çalışmada kullanılan Plaxis yazılımı da dahil olmak üzere, günümüzde geoteknik mühendisliği alanında kullanılan sonlu elemanlar tabanlı birçok farklı bilgisayar yazılı bulunmaktadır (Cansız, 2014).

4.4.1. Sonlu Elemanlarda Doğrulama (Validasyon)

Sayısal analiz yapılan programların tamamında doğrulama (validasyon) işlemi elde edilen sonuçların güvenilirliği açısından önemli bir konudur. Literatürde yapılan çalışmalar incelendiğinde doğrulama işleminin, arazide yapılan ölçümlerle, varsa teorik bağıntılardan elde edilen sonuçlarla, analiz edilen bölgedeki geçmişten günümüze yaşanmış tecrübelerle, daha basit modellerden elde edilen analiz sonuçlarla

ve farklı yazılımlar kullanılarak yapılan analizlerle karşılaştırılarak yapıldığı görülmektedir (Huvaj, 2017).

Özellikle dinamik analizlerin doğrulanması, depremin laboratuvar ortamında modellenmesindeki zorluklar ve zeminin karmaşık yapısı sebebiyle halen bir araştırma konusudur. Doğrulama noktasında 2013 yılında Paris’te düzenlenen 18.Uluslararası Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Konferansı’nda sunulan bir çalışmada, sonlu elemanlar yönteminin geoteknik alanında oldukça yaygınlaştığı, genellikle yazılımların genç mühendisler tarafından kullanılarak renkli çıktılar elde ettikleri ve deneyimli mühendislerin ise bu çıktıların doğrulanması noktasında zorlandıkları bildirilmiştir. Ayrıca yine bu konferansta geoteknik sonlu eleman hesaplarının doğrulanması noktasında öneriler hazırlanmasına ihtiyaç olduğu belirtilmiştir (Brinkgreve ve Engin, 2013).

4.5. Plaxis 2D Programı

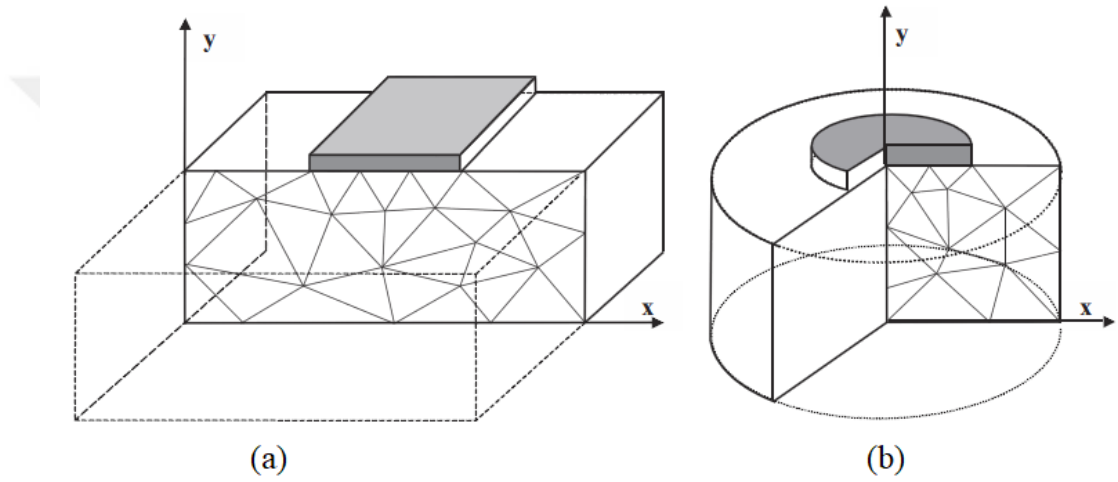
Plaxis sonlu elemanlar yazılımı (Finite Element Code for Soil and Rock Analysis), ilk olarak 1987 yılında Hollanda’nın Delft şehrinde bulunan Delft Teknik Üniversitesi tarafından geliştirilmiş, geoteknik mühendisliği alanında oldukça yaygın bir şekilde kullanılan ve non-lineer analiz yapabilen bir yazılımdır. Program ilk yapılma amacı, yumuşak zeminler üzerinde bulunan nehir dolgularının analizini daha rahat bir şekilde yapmak olsa da, ilerleyen yıllarda kullanım alanı genişletilerek ticari bir yazılım haline gelmiştir. 1998 yılında çıkarılan versiyonu ile windows işletim sistemi üzerinde kullanılabilir hale gelen program, günümüzde geoteknik mühendisliği alanında gerilme-şekil değiştirme, zemin-yapı etkileşimi, taşıma gücü, konsolidasyon, akım ağı, zemin sismik analizleri ve zeminin diğer özelliklerinin belirlenmesi gibi ihtiyaç duyulan çoğu alanda oldukça yaygın bir şekilde kullanılmaktadır (Şahinkaya, 2016).

4.5.1. Modelin Oluşturulması

Plaxis programında sonucun gerçeğe yakın bir şekilde elde edilebilmesi için ilk şartlardan biri model boyutunun doğru belirlenmesi olacaktır. Program içerisinde yer alan çizim programı ile basit modeller rahat bir şekilde oluşturulurken, daha karmaşık modelleri oluşturmak bir miktar almaktadır. Bunun temel sebebi Plaxis programının çizim yapmak için değil, sayısal analiz yapmak için geliştirilmiş olmasıdır. Özellikle içerisinde ankrajlar, derin iyileştirme elemanları (taş kolon, fore kazık, jet grout vb.),

tüneller, istinat yapıları gibi elemanlar barındıran daha karmaşık modelleri Plaxis programında oluşturmak ciddi emek ve dikkat gerektirmektedir. Fakat programın içerisinde yer alan ve sadece ek ücret ödenerek kullanabilen CAD programlarında çizdiğiniz bir modeli Plaxis programı içerisinde kullanabildiğiniz bir özellik sayesinde bu problem ortadan kalkmaktadır. Plaxis programı birçok CAD programının uzantısını destekleyerek bu anlamda kullanıcıya kolaylık sağlamaktadır.

Program içerisinde, kullanıcının ihtiyacına göre iki çeşit modelleme imkanı sunulmuş olup, problemin şekline göre (a) düzlem-şekil değiştirme (plain strain) ve (b) eksenel simetri (axisymmetric) olmak üzere Şekil 4.11’de görülmektedir.

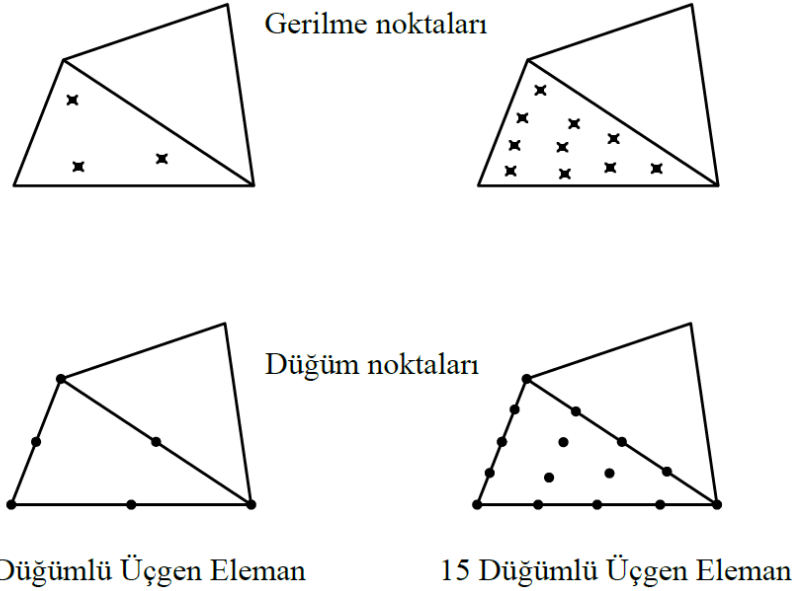


Şekil 4.11. Düzlem-şekil değiştirme (a), eksenel simetri (b) (Brinkgreve, vd., 2014)

Genel olarak dairesel forma sahip tekil bir kolon veya silindirik bir deney düzeneğinin programda modellenmesi için eksenel simetri seçeneği kullanılırken, dikdörtgen veya kare forma sahip problemlerin modellenmesi için ise düzlem-şekil değiştirme seçeneği kullanılmaktadır. Her iki seçenek içinde Plaxis programının kullanıcıların ihtiyacına göre hem iki boyutlu (Plaxis 2D) hem de üç boyutlu (Plaxis 3D) versiyonları bulunmaktadır. Literatürde iki boyutlu ve üç boyutlu versiyonlarda yapılmış analiz sonuçlarının karşılaştırıldığı çalışmalar bulunmaktadır ve sonuçlar birbirine çok yakın olarak elde edilmektedir. Daha karmaşık zemin modelleri için programın üç boyutlu versiyonunun kullanımı, kullanıcının daha rahat çalışması açısından tercih edilebilir. Programda bir zemin modeli hazırlanırken oluşturulacak modelin bir köşesinin yada modelin şekline göre orta noktasının ekranda yer alan x ve y eksenlerinin sıfır (0,0) olduğu orijin noktasında yer alması diğer fazlarda yapılacak eklemeler için büyük kolaylık sağlayacaktır.

4.5.2. Eleman Tipleri

Plaxis programında analiz edilecek zemin, iki boyutlu üçgen elemanlar kullanılarak modellenmektedir. Ayrıca program ilk açıldığında kullanıcıya 6 düğüm noktalı ve 15 düğüm noktalı olmak üzere iki çeşit üçgen eleman sunulmaktadır. Örnek düğüm noktaları Şekil 4.12’de verilmiştir.



Şekil 4.12. Gerilme ve düğüm noktaları

Yapılacak analizin hızlı bir şekilde sonuç vermesi isteniyorsa (deneme analizi vb.) 6 düğüm noktalı eleman tipinin seçilmesi daha uygun olacakken, önemli problemlerin çözümünde daha hassas ve gerçeğe daha yakın sonuç vermesi sebebiyle 15 düğüm noktalı eleman tipinin seçilmesi daha uygun olacaktır.

4.5.3. Ağ (Mesh) Tanımlanması

Sonlu elemanlar tabanlı sayısal analiz programlarında çözüme başlamadan önce, oluşturulan modelin küçük parçalara ayrılması gerekmektedir. Plaxis programında da aynen bu şekilde modellerde ağ oluşturma işlemi yapıp analize hazır hale getirilmektedir. Özellikle üçgen elemanlar ile oluşturulan ağ tipinde, bölünen alanların üç kenara sahip olması çözüm sırasında ek bir avantaj sağlamaktadır.

Ağ oluşturulurken en çok dikkat edilmesi gereken konu, özellikle modele yükleme yapılan çevredeki elemanların daha sıkı hale getirilmesi gerektiğidir. Çünkü gerilmelerin şekil değiştirmelerin ve deplasmanların en yoğun olarak görüldüğü bölgeler yükleme yapılan yerin yakın çevresinde olacaktır. Model içerisinde temel var ise temelin hemen alt bölgesi, yükün etki ettiği yüzey, şevlerde eğimli yüzey gibi

hassas hesaplamaların yapılacağı bölgeler, ağ sıklığının artırılması gereken bölgelere örnek olarak verilebilir. Plaxis'te çok seyrek (very coarse), seyrek (coarse), orta sıklıkta (medium), sıkı (fine) ve çok sıkı (very fine) olmak üzere beş farklı sıklıkta ağlar oluşturulabilmektedir. Ayrıca deneysel çalışmalar yardımıyla da ağ sıkılaştırması yapılacak alanlarda tayin edilebilir. Ortalama ağ boyutu (I_e), geometrik ölçülere ve dane büyüklüğü faktörüne (n_c) bağlı olarak değişmektedir. Ortalama ağ boyutunun belirlendiği bağıntı aşağıda verilmiştir.

$$I_e = \sqrt{\frac{(x_{\max} - x_{\min})(y_{\max} - y_{\min})}{n_c}} \quad (4.14)$$

Burada x ve y parametreleri geometrinin dış uzunluklarını ifade etmektedir. Sıklık derecesine göre n_c parametresinin değişimi ise Tablo 4.1'de verilmiştir.

Tablo 4.1. Sıklık derecesine göre n_c değerleri

Ağ Sıklığı	n_c Parametresi	Eleman Sayısı
Çok Sıkı	400	1000
Sıkı	200	500
Orta Sıkı	100	250
Seyrek	50	100
Çok Seyrek	25	50

Tablo 4.1 incelendiğinde ağ sıklığındaki artışa paralel olarak n_c parametresi ve eleman sayısı da artmaktadır. Yapılacak analizde çok sıkı bir ağ tercih edilmesi, eleman sayısındaki artışa bağlı olarak analiz sürelerinin uzamasına sebep olsa da daha hassas sonuç bulunması açısından önem arz eden bir durumdur.

4.6. Malzeme Modelleri

Plaxis 2D sonlu elemanlar programında hali hazırda kullanılan 11 adet malzeme modeli bulunmaktadır. Bunlardan en çok kullanılanları, Linear Elastic model (LE), Mohr-Coulomb model (MC), Hardening Soil model (HS), Hardening Soil model with small-strain stiffness (HSsmall), Soft Soil model (SS), Soft Soil Creep model (SSC), Jointed Rock model (JR) ve Modified Cam-Clay model (MCC) modelleridir (Raikar, 2016).

4.6.1. Linear Elastic Model

Hooke yasasına dayanmaktadır. Young modülü (E) ve poisson oranı (ν) olmak üzere iki temel parametre içermektedir. Zeminlerin modellenmesin konusunda gerçekten oldukça uzak olmasına karşın zemin içerisinde yer alan beton kazılar gibi sert hacimli elemanların modellenmesi için uygundur.

4.6.2. Mohr-Coulomb Model

Bu model beş adet giriş parametresini içeren lineer elastik-tam plastik Mohr-Coulomb modelini taklit eder. Elastisite modülü, poisson oranı, içsel sürtünme açısı ve kohezyon parametrelerini içerisinde barındırdığından zemin davranışının modellenmesi için uygundur.

4.6.3. Hardening Soil Model

Mohr-Coulomb modeline ek olarak kullanılan parametreler sayesinde, bu model ile zemin rijitliği çok daha doğru tanımlanmıştır. Bu model üç eksenli yükleme sertliği (E_{50}), üç eksenli boşaltma sertliği (E_{ur}) ve oedometre yükleme sertliği (E_{oed}) olmak üzere üç farklı giriş sertliği gerektirir. Aynı zamanda sertlik modüllerinin ve ilk zemin koşullarının strese bağımlılığını da hesaba katar.

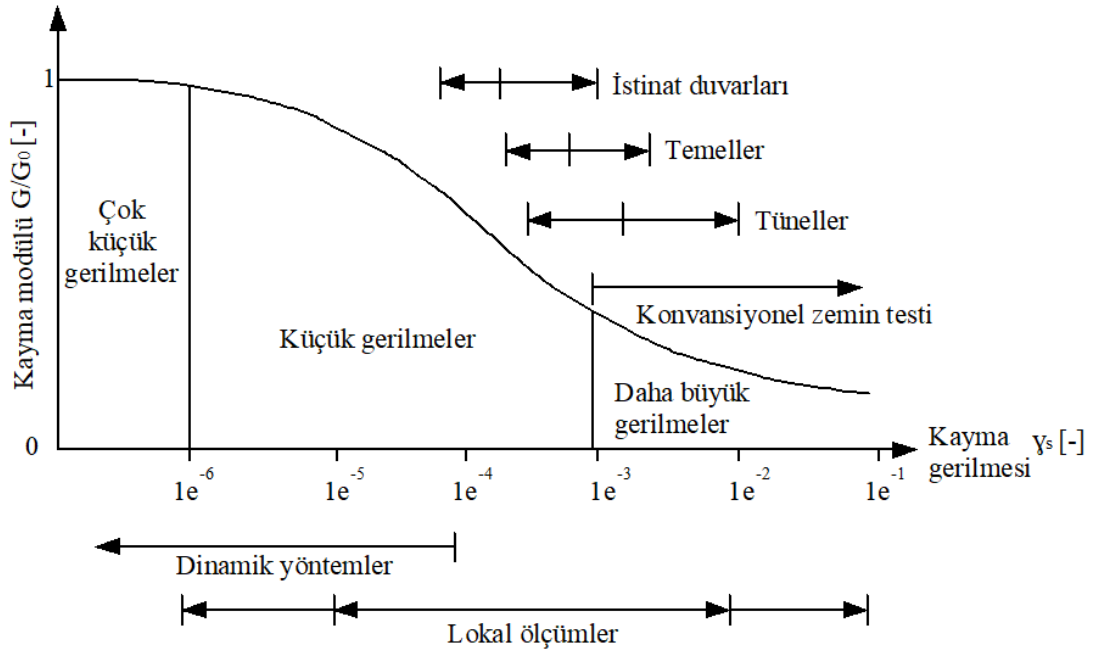
4.6.4. Hardening Soil Model with Small-Strain Stiffness

HS modelinin bir uzantısı olan bu model, küçük gerilmelerde zeminin artan sertliğini açıklar. Orijinal HS modeline kıyasla küçük gerinim kayma modülü (G_0) ve sekant modülünün 0.7 kat G_0 'a (-0.7) düştüğü kayma gerilimi olmak üzere sadece iki ilave parametre gerektirir. Bu modelin gelişmiş özellikleri en çok çalışma yükü koşullarında belirgindir. Bu model aynı zamanda dinamik uygulamalar için kullanıldığında histeretik malzeme sönümlemesini de hesaba katar. Dinamik hesaplama yetenekleri göz önüne alındığında, bu tez çalışmasında yapılan analizlerde de HSsmall modeli kullanılmıştır.

Bu çalışmada, zemine zamana bağlı bir ivme uygulanarak deprem simule edileceği için ve bu analiz sırasında zeminin sönümlenmesine ihtiyaç duyulacağı için oluşturulan modellerde HSsmall malzeme modeli kullanılmıştır. Zemin sönümlemesi, genel olarak radyasyon sönümlemesi ve histeretik (malzeme) sönümleme olarak ikiye ayrılabilir. Bunları ayırmak zordur, ancak Plaxis'in sonlu eleman modellemesi sayesinde radyasyon sönümlemesinin açıklandığını rahatlıkla söyleyebiliriz. Öte

yandan, histerik sönümlenme, elastik ve plastik gerilmeler ile daha da detaylandırılabilir. Zemin modelleri (LE hariç), gerilme noktaları, dinamik hesaplamalarda sönümlenmeye yol açacak şekilde (ilgili zemin modelinin) hata kriterine ulaşırsa plastik gerilmeler oluşturulabilir. Kısacası, HSsmall modeli, modül indirgeme eğrilerinin yardımıyla dinamik uygulamada histeretik sönümlenmeyi modelleme yeteneğine sahiptir (Raikar, 2016). (Burada kayma modülü G , kayma geriliminin logaritmik bir fonksiyonu olarak çizilir.)

Zeminin kayma modülünün artan gerinim genliği ile doğrusal olmayan bir şekilde azaldığı bilinmektedir. Bu nedenle, zeminlerin gerçekten elastik kabul edilebileceği gerinim aralığı çok küçüktür. Orijinal HS modeli, yükleme ve yeniden boşaltma sırasında elastik malzeme davranışını varsayar. Kayma modülündeki bu azalma, sertlik azaltma eğrisi kullanılarak formüle edilen HSsmall modeli tarafından dikkate alınır. Laboratuvar testleri sonucunda elde edilen, zeminlerin karakteristik gerilim davranışının kayma modülü ve kayma gerilimi arasındaki ilişkiye bağlı değişimi Şekil 4.13'te verilmiştir.



Şekil 4.13. Kayma modülü ve kayma gerilmesi arasındaki ilişki (Raikar, 2016)

4.6.5. Soft Soil Model

Bu model, özellikle normal konsolide kil tipi zeminlerin birincil sıkıştırması için kullanılmaktadır. HS modeli ile karşılaştırıldığında, bu model çok yumuşak zeminlerin sıkıştırma davranışının modellenmesi açısından daha uygundur.

4.6.6. Soft Soil Creep Model

Tüm zeminler bir miktar sünme sergiler ve birincil sıkışmayı bu nedenle belirli bir miktarda ikincil sıkışma izler. Bu model özellikle temel, set vb. elemanlarda meydana gelen oturma problemlerinin çözümünde uygulanmak üzere geliştirilmiştir.

4.6.7. Jointed Rock Model

JR modeli, özellikle katmanlaşmayı ve belirli fay yönlerini içeren kaya katmanlarının davranışını simüle etmek için kullanılan anizotropik bir elasto-plastik modeldir.

4.6.8. Modified Cam-Clay Model

Bu model, temel olarak, normal konsolide edilmiş kil tipi zeminlerin modellenmesi için geliştirilmiştir. Diğer modeller ile karşılaştırılması için program üreticisi tarafından malzeme modeli listesine eklenmiştir.

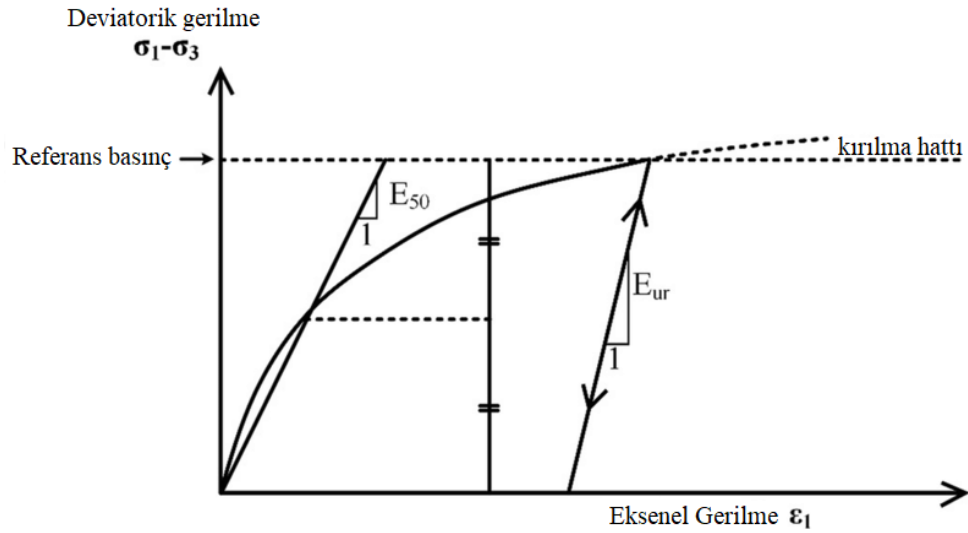
4.7. Yükleme-Boşaltma Rijitliklerinin Belirlenmesi

Schanz vd. (1999) tarafından geliştirilen Hardening Soil model, zeminin elastik ve esnek davranışını simüle etmek için, klasik elastik-plastik pekleşme teorisine dayanmaktadır. Bu modelde esneklik, sekant modülü E_{50} ve yükleme-boşaltma rijitliği E_{ur} kullanılarak simüle edilmektedir. E_{50} ve E_{ur} , γ_p plastik gerilmeye bağlı olarak aşağıda yer alan 4.15 ve 4.16 bağıntıları kullanılarak belirlenmektedir.

$$E_{50}=E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cot g \phi - \sigma'_3}{c \cot g \phi + p^{ref}} \right)^m \quad (4.15)$$

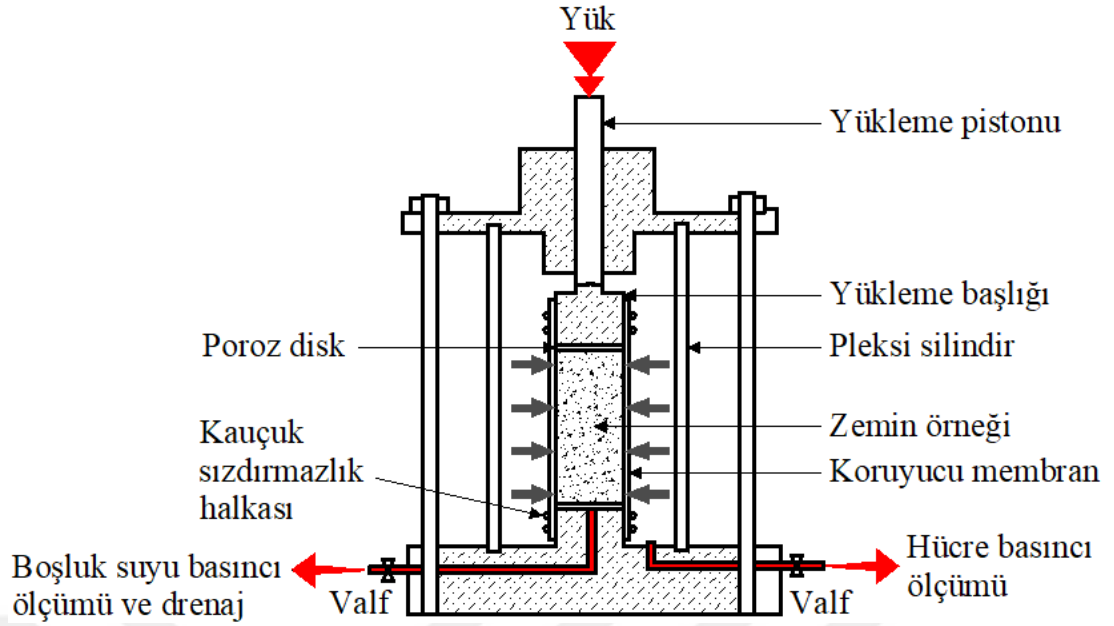
$$E_{ur}=E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cot g \phi - \sigma'_3}{c \cot g \phi + p^{ref}} \right)^m \quad (4.16)$$

Sekant modülü E_{50} ve yükleme-boşaltma rijitliği E_{ur} parametreleri drenajlı üç eksenli basınç deneyi ile belirlenmektedir. Şekil 4.14'te üç eksenli basınç testinde E_{50} ve E_{ur} parametrelerinin tanımı, grafik üzerinde görülmektedir.



Şekil 4.14. Drenajlı üç eksenli testte E_{50} ve E_{ur} (Wu ve Tung, 2019)

Bir zeminin kayma mukavemeti, o zeminin kırılmadan karşı koyabileceği en büyük kayma gerilmesidir. Üç eksenli basınç deneyi, zeminlerin konsolidasyonlu-drenajlı (CD), konsolidasyonlu-drenajsız (CU) ve konsolidasyonsuz-drenajsız (UU) kayma mukavemeti parametrelerini belirlemek amacıyla yapılmaktadır. Deney verileri kullanılarak zemin numunesinin yenilme zarfı çizilir ve bu zarftan yola çıkılarak numunenin içsel sürtünme açısı (ϕ) ve kohezyon parametreleri belirlenir. Bir numunenin üç eksenli basınç dayanımı, ikinci ve üçüncü eksenlerden yanıl basınç verilirken, numunenin göçmeye uğradığı eksenel yenilme düzeyidir. Aynı numune ile farklı yanıl basınçlar altında farklı basınç dayanımı değerleri elde edilir. Deney sırasında yanıl basınçtaki artışa bağılı olarak, eksenel basınçta ve göçme meydana gelmeden önceki elastik birim deformasyonlarda artış meydana gelir. Yumuşak zemin numunelerinde yanıl basıncın artışıyla birlikte, başlangıçta elde edilen tanjant modülünde belirgin bir artış meydana gelir. Sağlam zeminlerde ise bu davranışın tam tersi bir durum gözlemlenir. Üç eksenli basınç deney düzeneği Şekil 4.15'te görülmektedir.

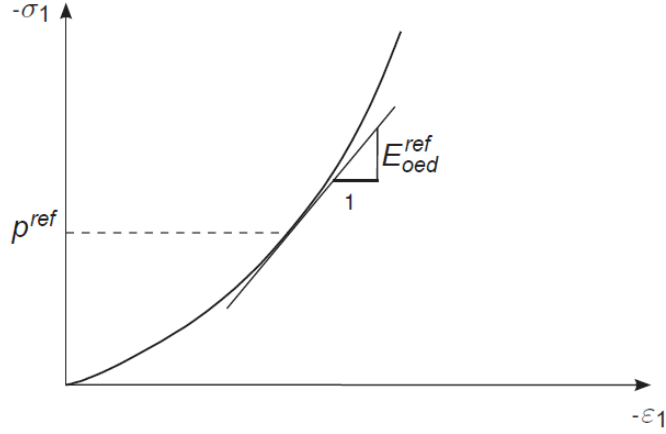


Şekil 4.15. Üç eksenli basınç deney düzeneği

Lineer ilişki yerine hiperbolik gerilim eğrilerinin kullanılması, gerilme yüküne bağlı rijitliğin kontrolü gibi avantajları sebebiyle dinamik analizlerde, Mohr Coulomb (MC) model yerine, Hardening Soil (HS) model tercih edilmektedir. MC modelde, malzemenin rijitlik seviyesi basınç seviyesine bağlı olduğundan, kullanıcı tarafından bir Young modülü seçilmesine ihtiyaç duyulmaktadır. Daha sonra seçilen bu modül, zemindeki basınç seviyesini tahmin etmek ve bu basınç seviyesine uygun sertlik değerini elde etmek için kullanılmaktadır. Plaxis programında HS modelin parametre seçimini kolaylaştırmak adına, varsayılan p_{ref} değeri 100 kN/m^2 kabul edilmiştir ve $p_{ref} = \sigma_3$ olarak tanımlanmıştır. Aynı zamanda hesaplamaların daha kolay olması için Plaxis programında drenajlı ödometre deneyleriyle elde edilen tanjant rijitliği, E_{oed}^{ref} ile E_{50}^{ref} ve E_{ur}^{ref} parametreleri arasındaki ilişki bağıntı 4.17’de verilmiştir. (Duc, vd., 2020)

$$E_{oed} = E_{50}^{ref} ; E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref} \quad (4.17)$$

Bağıntı 4.17’de yer alan drenajlı ödometre deneyinde tanjant rijitliğinin (E_{oed}^{ref}) tanımı Şekil 4.16’da verilmiştir.



Şekil 4.16. Ödometre deneyinde tanjant rijitliğinin (E_{oed}^{ref}) tanımı

Şekil 4.16'da yer alan gerilmeler ile tanjant rijitliği kullanılarak, aşağıda yer alan bağıntı 4.18 yardımıyla E_{oed} parametresi belirlenmektedir.

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cot \phi - \sigma'_1}{c \cot \phi + p^{ref}} \right)^m \quad (4.18)$$

Duc vd. (2020), yumuşak zeminlerin yükleme-boşaltma rijitliklerinin belirlenmesi üzerine yaptıkları bir çalışmada, farklı derinliklerde yer alan zemin numuneleri kullanılarak üç eksenli basınç deneyleri yapıp, numunelerin kayma mukavemeti parametreleri belirlenmiştir. Daha sonra elde edilen veriler 4.19, 4.20 ve 4.21'deki bağıntılar kullanılarak yükleme-boşaltma rijitlikleri elde edilmiştir.

$$f_1 = \frac{q_a}{E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_2)} - \frac{2(\sigma_1 + \sigma_2)}{E_{ur}} - \gamma_p \quad (4.19)$$

$$f_2 = \frac{q_a}{E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)} - \frac{2(\sigma_1 - \sigma_3)}{E_{ur}} - \gamma_p \quad (4.20)$$

$$f_3 = \frac{q_a}{E_{50}} \frac{(\sigma_2 - \sigma_3)}{q_a - (\sigma_2 - \sigma_3)} - \frac{2(\sigma_2 - \sigma_3)}{E_{ur}} - \gamma_p \quad (4.21)$$

Duc vd. (2020), farklı derinliklerden alınan örselenmemiş yumuşak kil zemin numuneleriyle yaptığı üç eksenli basınç deneyleri sonucunda oluşturduğu gerilme-gerinim (q, ϵ) diyagramlarını kullanarak elde ettiği kayma direnci parametreleri (c', ϕ'), deviatörük gerilmeler ($\sigma'_{1f} - \sigma'_{3f}$) ile birlikte Tablo 4.2'de verilmiştir.

Tablo 4.2. Kayma direnci parametreleri (Duc, vd., 2020)

Derinlik [m]	Örnek No.	c' [kN/m ²]	ϕ' [°]	σ' _{1f} [kN/m ²]	σ' _{3f} [kN/m ²]	$\frac{\sigma_y}{p^{ref}}$
Çok yumuşak killer						
4 ÷ 6	1	12	25,85	140	36	0,485
	2			305	109	1,074
	3			529	186	1,690
12 ÷ 14	4	9	26,28	216	86	0,885
	5			501	190	1,785
	6			948	372	3,300
Yumuşak killer						
18 ÷ 20	7	10	26,02	217	88	0,899
	8			392	181	1,674
	9			894	389	3,394
24 ÷ 26	10	11	26,32	237	98	0,982
	11			402	191	1,747
	12			964	399	3,442

Tablo 4.2’de yer alan kayma direnci parametreleri, bağıntı 4.22 kullanılarak sekant modülü (E₅₀) belirlenmiştir.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_y}{p^{ref}} \right)^m = E_{50}^{ref} \left[\frac{c \cot \phi' - \sigma'_3}{c \cot \phi' + p^{ref}} \right]^m \rightarrow m = \log \left[\frac{\sigma_y}{p^{ref}} \right] \left[\frac{E_{50}}{E_{50}^{ref}} \right] \quad (4.22)$$

Bağıntı 4.21’de yer alan m parametresi, zeminin gerilme bağımlılık miktarını temsil etmekte olup, üç eksenli basınç testi ile belirlenen yükleme boşaltma rijitlikleri ve m parametresi değerleri Tablo 4.3’te verilmiştir.

Tablo 4.3. E_{50} , E_{50}^{ref} ve m parametresi değerleri (Duc, vd., 2020)

Derinlik [m]	Örnek No.	E_{50} [kN/m ²]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$\frac{E_{50}}{E_{50}^{ref}}$	$\frac{\sigma_y}{p^{ref}}$	m [-]
Çok yumuşak killler						
4 ÷ 6	1	1729	3388	0,51	0,485	0,93
	2	3388		1	1,074	-
	3	4944		1,46	1,690	0,72
12 ÷ 14	4	2115	2115	1,00	0,885	-
	5	3372		1,59	1,785	0,83
	6	6051		2,86	3,300	0,88
Yumuşak killler						
18 ÷ 20	7	2072	2072	1,00	0,899	-
	8	2912		1,41	1,674	0,76
	9	5205		2,51	3,394	0,75
24 ÷ 26	10	2293	2293	1,00	0,982	-
	11	3066		1,48	1,747	0,72
	12	6469		2,81	3,442	0,84

Tablo 4.3'te yer alan m parametresi değerleri, Soos (2001) tarafından yumuşak kil zemin kullanılarak yapılan deneysel çalışmadan elde edilen m parametresi değerleri ile örtüşmüş olup, Duc vd. (2020) m parametresi değerlerini 0 ve 1 arasında hesaplamıştır. Surarak vd. (2012), yaptığı çalışmada ise yumuşak killer için m parametresi değerini 1 olarak önermiştir. Duc vd. (2020) üç eksenli basınç deneylerinden elde ettiği gerilme-gerinim diyagramlarından, HS modelinin E_{ur} modülü tarafından tanımlanan şekilde E_{ur} tanjant çizgisini çizerek, yükleme ve boşaltma parametresi olan E_{ur} parametresini, Tablo 4.4'teki gibi belirlemiştir.

Tablo 4.4. E_{ur} , E_{ur}^{ref} ve m parametresi değerleri (Duc, vd., 2020)

Derinlik [m]	Örnek No.	E_{ur} [kN/m ²]	E_{ur}^{ref} [kN/m ²]	$\frac{E_{ur}}{E_{ur}^{ref}}$	$\frac{\sigma_y}{p^{ref}}$	m [-]
Çok yumuşak killer						
4 ÷ 6	1	6898	12727	0,54	0,485	0,85
	2	12727		1,00	1,074	-
	3	20509		1,62	1,690	0,92
12 ÷ 14	4	10609	10609	1,00	0,885	-
	5	17723		1,67	1,785	0,91
	6	28403		2,68	3,300	0,82
Yumuşak killer						
18 ÷ 20	7	9939	9939	1,00	0,899	-
	8	14933		1,50	1,674	0,79
	9	27673		2,78	3,394	0,84
24 ÷ 26	10	10831	10831	1,00	0,982	-
	11	17342		1,60	1,747	0,84
	12	29881		2,76	3,442	0,82

Tablo 4.5'te yer alan E_{ur} ve E_{ur}^{ref} ile m parametresi arasındaki ilişki bağıntı 4.23'te verilmiştir.

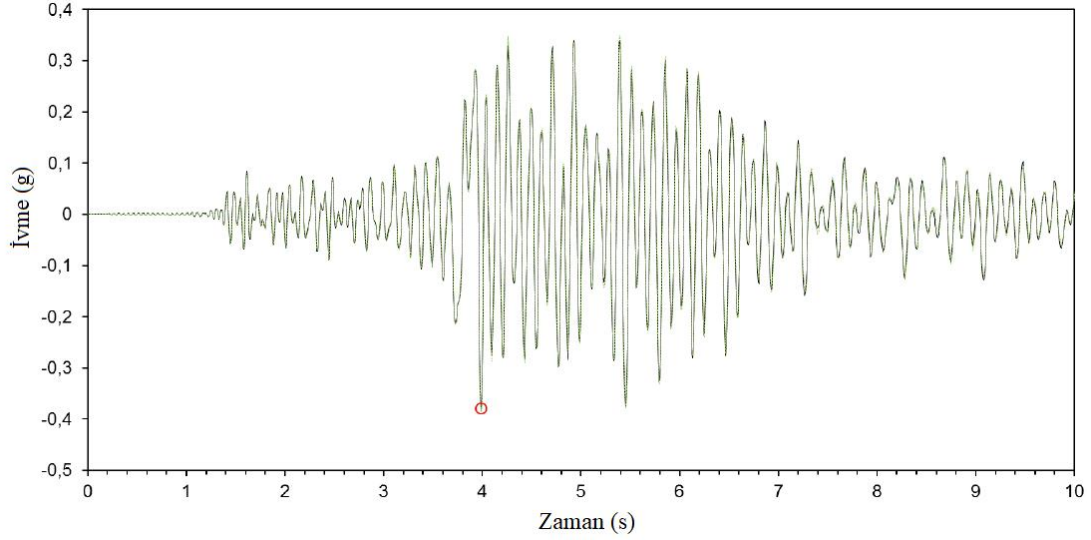
$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_y}{p^{ref}} \right)^m = E_{ur}^{ref} \left[\frac{c \cot \phi' - \sigma_3'}{c \cot \phi' + p^{ref}} \right]^m \rightarrow m = \log \left[\frac{\sigma_y}{p^{ref}} \right] \left[\frac{E_{ur}}{E_{ur}^{ref}} \right] \quad (4.23)$$

Yumuşak killerin yükleme-boşaltma rijitliklerinin üç eksenli basınç testleriyle belirlendiği bu çalışmada (Duc, vd., 2020) elde edilen parametreler, bu konuda yapılmış diğer çalışmalarla da karşılaştırıldığında, rijitlik değerlerinin birbiri ile örtüştüğü görülmektedir. Bu nedenle yapılan bu tez çalışmasındaki sayısal analizlerde kullanılan yumuşak kil, taş kolon ve sıkı kuma ait HSS-small malzeme modeli parametreleri, literatürde yer alan bu ve benzeri birçok çalışma dikkate alınarak seçilmiştir (Brinkgreve, vd., 2007; Ng ve Tan, 2014; Elshehawey vd., 2018).

4.8. Programın Kalibrasyonu

Plaxis programının kalibrasyonu, internette ücretsiz olarak sunulan bir boyutlu (1D) yer tepki analizleri yapabilen EERA, Deepsoil gibi yazılımlarla yapılmaktadır. Bu programlarda model derinliği kadar (örneğin 30 metre) derinlikten verilen deprem sinyali yüzeyden ölçülür. Aynı şekilde Plaxis programında da yine bir boyutlu olarak aynı derinlikten deprem sinyali verilir ve yüzeyden ölçülür. Aynı zemin profili kullanılarak her iki programla elde edilen yüzey tepkisi karşılaştırılır ve böylece kalibrasyon işlemi tamamlanmış olur.

Kwaak (2015), yapmış olduğu tez çalışmasında Plaxis programının kalibrasyonunu EERA (Equivalent-linear Earthquake Site Response Analyses) programını kullanarak yapmıştır. Her iki programda da bir boyutlu modellerin 30 metre derinlikten tabandan deprem sinyali gönderip yüzeyden ölçerek elde ettiği ivme zaman verilerini aynı grafik üzerinde Şekil 4.16’da görülen karşılaştırmayı yapmıştır.



Şekil 4.17. İvme-zaman grafiği : Plaxis (Yeşil) EERA (Siyah) (Kwaak, 2015)

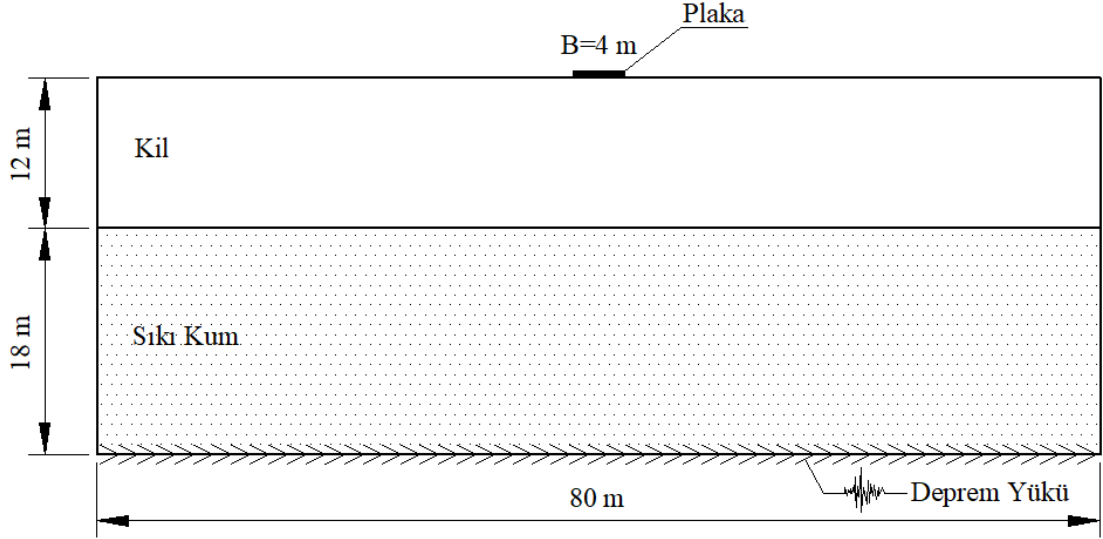
Bir boyutlu modeller kullanılarak 30 metre derinlikten gönderilen ve tekrar yüzeyden ölçülen Şekil 4.14’teki ivme-zaman grafiği incelendiğinde Plaxis programından elde edilen yeşil renkli çizgi ile EERA programından elde edilen siyah renkli çizginin neredeyse birebir örtüştüğü görülmektedir. Sonuç olarak Plaxis programıyla elde edilen yer tepkilerinde herhangi bir problem olmadığı anlaşılmaktadır.

5. SAYISAL ANALİZ ÇALIŞMASI VE BULGULAR

Çalışma kapsamında ilk olarak taş kolonsuz zeminin taşıyabileceği maksimum yük olan nihai taşıma gücünün (q_u) belirlenebilmesi amacıyla, taş kolonsuz zemin modellerine Plaxis 2D programında deplasman yükleme (statik) yapılmıştır. Daha sonra yine taş kolonsuz zemin modelleriyle Elazığ ve İzmir depremlerinin pik ivme değerleri (PGA) kullanılarak pseudo-statik analizler, ivme-zaman parametreleri kullanılarak ise deprem etkisi altında taşıma gücü analizleri yapılmıştır. Taş kolonsuz zeminlerin analizleri tamamladıktan sonra, yumuşak zemin tabakası, farklı içsel sürtünme açılarına sahip ($\phi : 35^\circ, 40^\circ, 45^\circ$), farklı aralıklarda ($s/D=2, 3$), 60 ve 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilerek yine statik, pseudo-statik ve dinamik taşıma gücü analizleri tekrar edilmiştir. Taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modelleriyle yapılan statik, pseudo-statik ve dinamik taşıma gücü analizleri tamamlandıktan sonra ise, farklı kohezyon değerlerine sahip (15, 20, 25, 30 kN/m²) taş kolonsuz zemin modellerinden daha önce statik analizlerden elde edilen dört farklı taşıma gücü değeri taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modellerine yayılı yük olarak verilip, yine Elazığ ve İzmir depremleri etkisinde deplasman analizleri yapılmıştır. Taş kolonlu zemin modelleri ile yapılan deplasman analizlerinde, uygulandıkları zeminin kohezyon değeri dikkate alınarak, o kohezyon değerine karşılık gelen taş kolonsuz zeminin nihai taşıma gücü değeri yayılı yük olarak kullanılmıştır.

5.1. Taş Kolonsuz Zemin Modelinin Oluşturulması

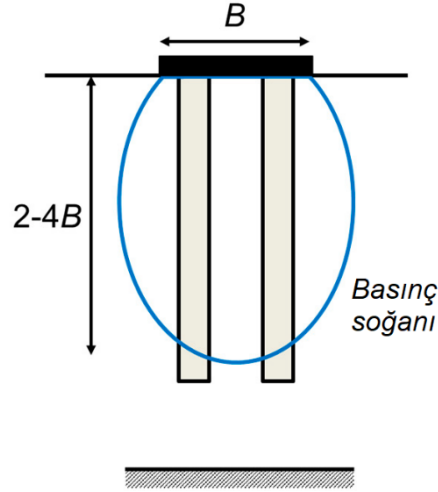
Alzabeebee (2020) Plaxis 2D programında dinamik analizlerde kullanılacak olan model boyutları konusunda kapsamlı bir çalışma yapmıştır. Dinamik analizlerde model derinliğinin 30 metreden az, model genişliğinin ise 40 metreden az seçilmesi halinde, elde edilen sonuçların azalarak doğruluktan uzaklaştığını belirlemiştir. Bu nedenle, dinamik analizlerde minimum boyut şartlarının sağlanması için zemin modeli, 80 metre genişlik ve 30 metre derinlikte oluşturulmuş olup taş kolonsuz zemin modeli örneği Şekil 5.1’de görülmektedir.



Şekil 5.1. Örnek taş kolonsuz zemin modeli

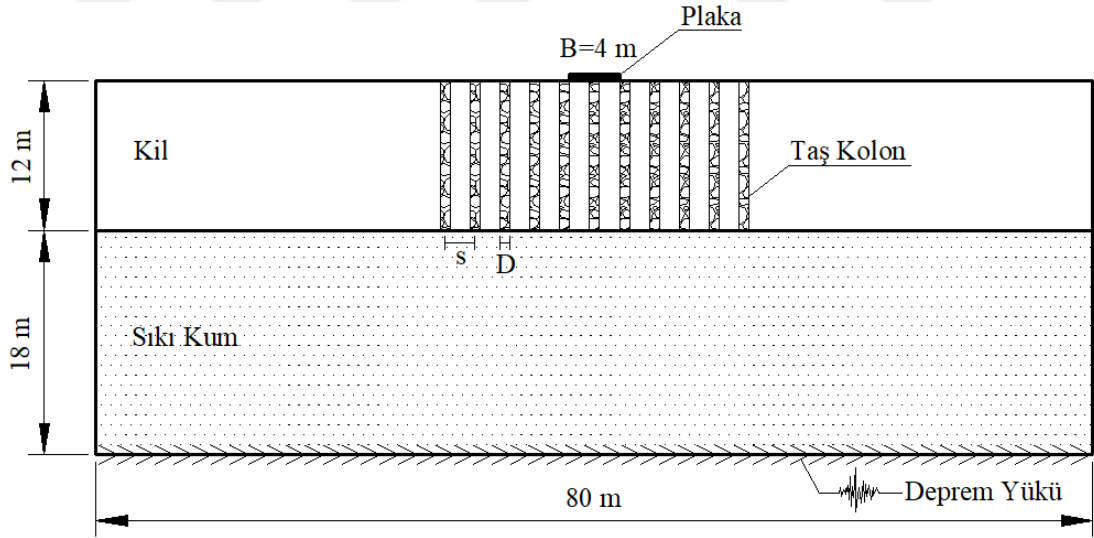
5.2. Taş Kolonlu Zemin Modelinin Oluşturulması

Yapılan analizlerde, 12 metre derinlikte yumuşak kil tabakası ve hemen altında yer alan 18 metrelik sıkı kum tabakasından oluşan, toplamda 30 metre derinliğe ve 80 metre genişliğe sahip zemin modeli kullanılmıştır. İlk olarak iyileştirme yapılmaksızın farklı kohezyon değerlerinde (15, 20, 25, 30 kN/m²) statik, pseudo-statik ve dinamik analizler yapılmıştır. Daha sonra aynı zemin modelleri 60 cm ve 80 cm olmak üzere iki farklı çapta taş kolon kullanılarak iyileştirilip statik, pseudo-statik ve dinamik analizler tekrar yapılmıştır. Taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modellerinin pseudo-statik ve dinamik analizlerinde Elazığ ve İzmir depremleri kullanılmıştır. Zemine aktarılan yükün, bir temelden aktarılıyormuş gibi davranması için zemin modellerinin orta noktasına simetrik olacak şekilde 4 metre genişliğinde bir plaka temel yerleştirilmiş olup, uygulama derinliğinin aşılması amacıyla taş kolonlar bu temel genişliğinin 3 katı (3B) kadar derinlikte (sıkı kum tabakasına kadar) oluşturulmuştur. Yapılan bir çalışmada, temel altında oluşan basınç soğanı dikkate alınarak kritik kolon derinliği 2-4B olarak önerilmiş olup, Şekil 5.2’de görülmektedir (Castro, 2017).



Şekil 5.2. Kritik taş kolon derinliği (Castro, 2017)

Optimum taş kolon aralığının belirlendiği bir çalışmada, taş kolonlar arası mesafenin $s/D=2$ 'den düşük seçilmesi halinde imalatın mümkün olmayacağı, $s/D=3$ 'ten büyük olması haline ise taş kolonun etkisinin yüksek oranda azaldığı bildirilmiştir (Rao ve Madhira, 2010). Bu nedenle taş kolonların merkezleri arası mesafenin, taş kolonun çapına oranı (s/D) 2 ve 3 olmak üzere iki farklı aralıkta seçilmiştir. Taş kolonlarla iyileştirilen örnek zemin modeli Şekil 5.3'de görülmektedir.



Şekil 5.3. Örnek taş kolonlu zemin modeli (D=60,80 cm, $s/D=3$)

5.3. Malzeme Parametreleri

Taş kolonlu zemin modellerinde, taş kolon malzemesinin içsel sürtünme açısı (ϕ) 35° , 40° ve 45° olmak üzere üç farklı değerde kullanılmıştır. Farklı kohezyon değerine sahip zeminlerde taş kolonlarla yapılan iyileştirme sonucunda taşıma gücündeki değişimin incelenmesi için dört farklı kohezyon (c) değeri (15, 20, 25, 30

kN/m²) kullanılmıştır. Sonuç olarak toplamda iki farklı deprem ile yapılmış 48 adet statik, 96 adet pseudo-statik, 96 adet dinamik-taşıma gücü ve 96 adet dinamik-deplasman analizi olmak üzere 336 adet analiz yapılmıştır. Analizlerde kullanılan yumuşak kil , sıkı kum ve taş kolon malzemelerine ait parametreler Tablo 5.1’de verilmiştir.

Tablo 5.1. Analizlerde kullanılan parametreler

Parametre	Kil	Sıkı kum	Taş kolon
Drenaj Durumu	Drenajsız	Drenajlı	Drenajlı
Kuru Birim Hacim Ağırlık, γ_k (kN/m ³)	15	20	19
Suya Doygun Birim Hacim Ağırlık, γ_d (kN/m ³)	17	20	22
Permabilite, k_x, k_y (m/gün)	1×10^{-8}	10	100
Drenajlı üç eksenli deneylerle elde edilen sekant rijitliği, E_{50}^{ref} (kN/m ²)	4000	60×10^3	27×10^3
Drenajlı odömetre deneyleriyle elde edilen tanjant rijitliği, E_{oed}^{ref} (kN/m ²)	3000	60×10^3	27×10^3
Elastik yükleme/boşaltma rijitliği, E_{ur}^{ref} (kN/m ²)	10000	180×10^3	70×10^3
Zeminin gerilme bağımlı sertliği, power (m)	1	0.4	0.5
Poisson Oranı, ν	0.2	0.15	0.3
Kohezyon, c , (kN/m ²)	15/20/25/30	1	1×10^{-8}
İçsel Sürtünme Açısı, ϕ (°)	1	40	35/40/45
Toprak Basıncı Katsayısı, K_0^{nc}	0.966	0.344	0.32
Maksimum kayma modülü, G_{0ref}	3.3×10^4	1×10^5	1×10^5
Kayma birim deformasyonu, γ_{07}	0.2×10^{-3}	0.15×10^{-3}	1×10^{-3}

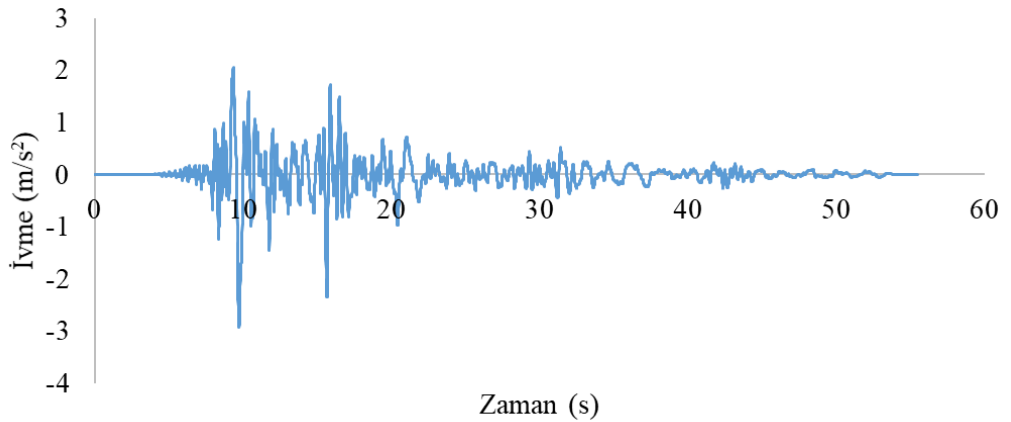
Çalışmada, kil zemine ve taş kolona ait malzeme özellikler, literatürde yer alan çalışmalarda MC (Mohr-Coulomb) malzeme modelleri dikkate alınarak, Plaxis 2D programında HSSmall (Hardening soil model with small strain stiffness) malzeme modeline uygun bir şekilde, programın izin verdiği sınırlar çerçevesinde seçilmiştir (Şahinkaya, vd., 2017; Brinkgreve, vd., 2007; Ng ve Tan, 2014). Plaxis 2D programı, parametrelerin uygun bir şekilde belirlenebilmesi için, HSSmall model içerisinde yer

alan üç farklı rijitlik (E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} , E_{ur}^{ref}) ile toprak basıncı katsayısı (K_0^{nc}) arasındaki ilişkiyi dikkate almaktadır. Yükleme boşaltma rijitlikleri, bölüm 4.7’de yer alan bağıntılara uygun bir şekilde seçilmediği takdirde, program tarafından malzeme modelinin oluşturulmasına izin verilmemektedir. Ayrıca taş kolonların etkisinin daha iyi görülebilmesi için yumuşak kil zeminin rijitlikleri düşük değerlerde kullanılmıştır (Şahinkaya, 2016).

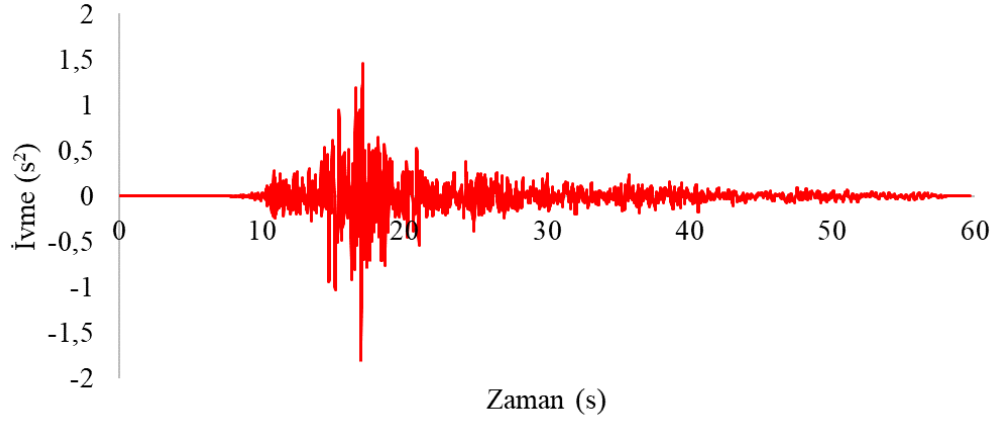
Yumuşak kil zeminin altında yer alan ve taş kolonların üzerindeki yükün aktarıldığı sağlam zemin tabakası olan sıkı kum malzemesinin parametre seçiminde ise, yine literatürdeki çalışmalar göz önünde bulundurulmuştur (Elshehawy vd., 2018).

5.4. Elazığ ve İzmir Depremlerine Ait Parametreler

Dinamik analizlerde kullanılan Elazığ ve İzmir depremlerine ait ivme zaman grafikleri sırasıyla Şekil 5.4 ve Şekil 5.5’te verilmiş olup, modellerin tabanından uygulanan deprem yükleri, Plaxis 2D programının üreticisi tarafından verilen kılavuzda yer alan, “giriş sinyali ana kaya hareketinin yarısı kadar alınmalıdır” önerisi doğrultusunda uygulanmıştır (Bentley, 2020). Ana kaya 30 metre aşağıda olmayacağı için ve kullanıcılara kolaylık olması açısından (dekonvolüsyon işlemine ihtiyaç duyulmadan) program üreticisi tarafından bu öneri sunulmuştur. Yapılan bu çalışmada da, 30 metre derinlikteki zemin modelinin tabanından orijinal sinyalin yarısı kadar uygulanan deprem ivmelerinin, yüzeyden ölçülen ivme-zaman değerleri ile orijinal deprem ivme-zaman değerleri karşılaştırıldığında, grafiklerin çok benzer olduğu görülmüştür. Bu durum yumuşak zeminlerin, tabandan iletilen deprem ivmelerini, yüzeye doğru büyütmesinden kaynaklanmaktadır (Yalçınkaya, 2002).



Şekil 5.4. 24 Ocak 2020 Elazığ depremi ivme-zaman grafiği (AFAD)



Şekil 5.5. 30 Ekim 2020 İzmir depremi ivme-zaman grafiği (AFAD)

Şekil 5.4 ve Şekil 5.5'teki ivme-zaman grafikleri incelendiğinde, Elazığ depreminin İzmir depremine göre hem pik ivmesinin çok daha fazla, hem de etki süresinin çok daha uzun olduğu görülmektedir. Bu durumun sonuca ne kadar etki ettiği ilerleyen bölümlerde analiz sonuçlarında daha net bir şekilde görülecektir. Elazığ ve İzmir depremleri hakkında bazı bilgiler Tablo 5.2'de verilmiştir.

Tablo 5.2. Elazığ ve İzmir depremlerine ait bilgiler

Konum	İstasyon Adı/Kodu	Pik Yer İvmesi (gal)	Merkez Üssü Uzaklığı (km)	Mekanizma	Magnetüd (M_W/M_L)	Etki Süresi
Elazığ	2308/Sivrice	292.80 (EW)	23,81	Doğrultu atımlı fay	$M_W : 6,8$	23,77
İzmir	0905/Kuşadası	179.31 (NS)	17,26	Normal fay	$M_W : 6,6$	15,68

Depremlerin ikisi de yaklaşık 60 saniye sürmüş olup, yapılan analizlerde ilk 25 saniyeden sonra bir değişim olmadığı için sonuçlar bölümünde her iki depremin ilk 25 saniyelik kısmı grafik haline getirilmiştir.

5.5. Sınır Koşulları ve Model Detayları

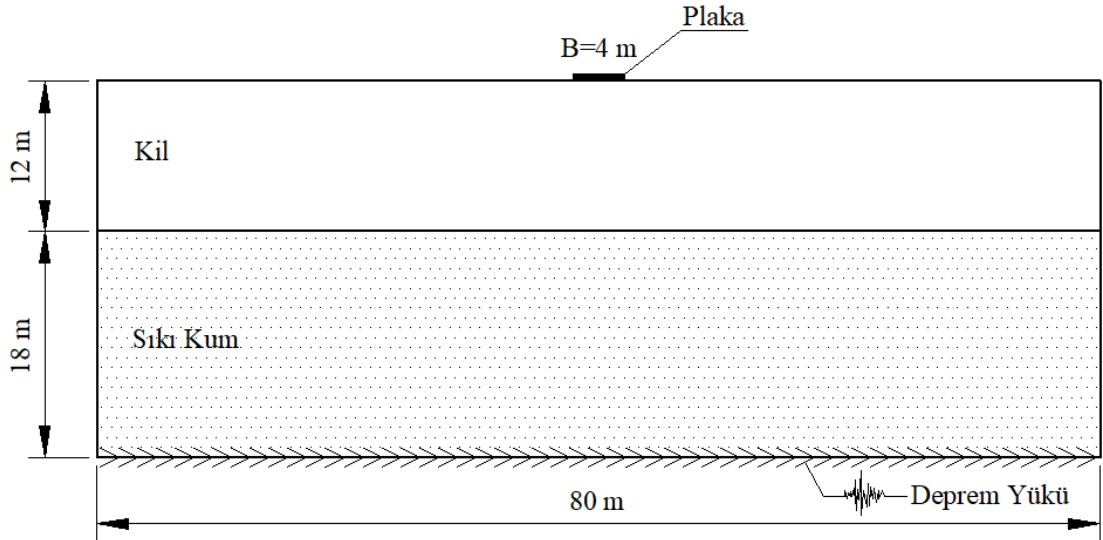
Dinamik analiz yapabilen sayısal analiz yazılımlarının tamamında, bir deprem analizinin yapılması söz konusu ise model boyutları, ağ (mesh) sıklığı ve sınır koşulları büyük önem arz etmektedir (Bentley, 2020). Analiz sonuçlarının gerçeğe yakın ve doğru bir şekilde elde edilebilmesi için bahsi geçen kavramların seçimine çok

dikkat edilmelidir. Ayrıca özellikle dinamik analiz yapılacaksa, sınır koşullarının da doğru seçilmesi dikkat edilmesi gereken konulardan biridir.

Yapılan bu çalışmada dinamik yük zemin modelinin tabanından uygulandığından ve model ana kaya üzerindeymiş gibi düşünüldüğü için y_{min} sınırı komple tutulu (compliant base) olarak tanımlanırken, modelin sağa ve sola doğru devam ettiği düşünülerek x_{min} ve x_{max} sınırları ise serbest (free) olarak tanımlanmıştır.

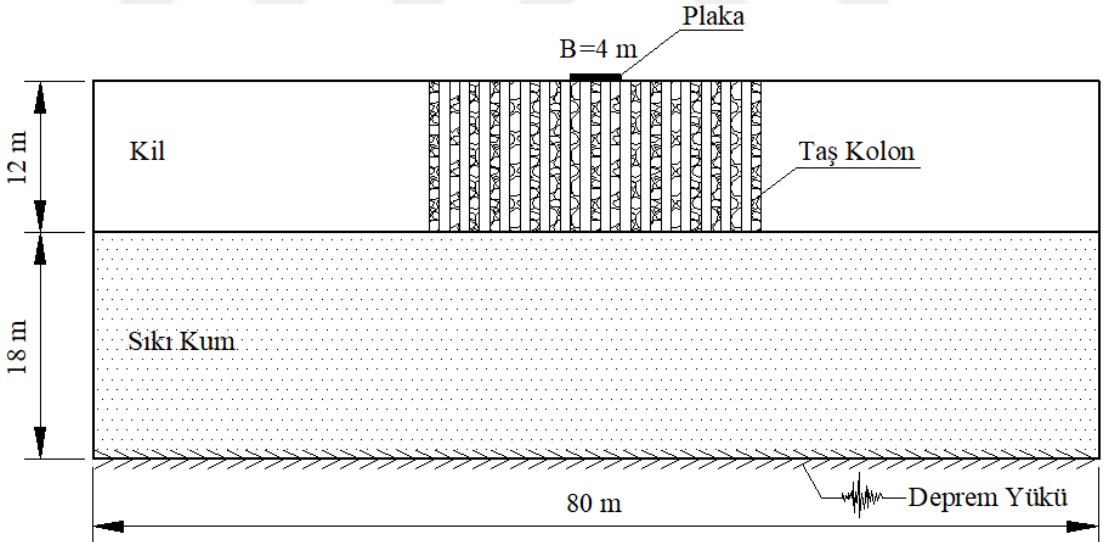
Model boyutları ve ağ sıklığının dinamik analiz sonuçlarına etkisi hakkında yapılan bir çalışmada, Plaxis 2D sonlu elemanlar programı kullanılmış olup, dinamik analizler için optimum model boyutu ve ağ sıklığı önerilmiştir (Alzabeebee, 2020). Yapılan çalışmada model genişliğinin dinamik analize etkisini görebilmek için model genişliği 10, 20, 30, 40 ve 80 metre olarak değiştirilmiştir. Genişliği 40 m ve 80 m olan modellerden elde edilen deprem etkisinde deformasyon değişimleri birebir aynı çıkmış olup, 40 m genişliğin altındaki modellerde deformasyonlarda ciddi azalma meydana gelerek, gerçeklikten uzaklaşmıştır. Ayrıca 40x80 metrelik model için ağ sıklığı değiştirilerek yapılan analizlerde, modele atanan ağ seyrekletikçe, deformasyonların azaldığı görülmüştür (Alzabeebee, 2020).

Dinamik analiz yapabilen sayısal analiz programları ile yapılmış literatürde var olan birçok çalışmada model derinliğinin 20-40 m olarak seçildiği görülmektedir. Delft Üniversitesi'nde yapılmış bir yüksek lisans tez çalışmasında, Plaxis programı kullanılarak, bir deprem sırasında dinamik kazık davranışı incelenmiş olup, analizlerde kullanılan zemin modelinin derinliği 30 metre olarak alınmıştır (Kwaak, 2015). Bu ve buna benzer çalışmalarda model boyutları değerlendirilerek (Alzabeebee, 2020; Bentley, 2020), çalışmada kullanılacak taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modellerinin boyutu 30x80 metre olarak seçilmiştir. Analizlerde kullanılan taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modelleri sırasıyla Şekil 5.6 ve Şekil 5.7'de verilmiştir.



Şekil 5.6. Taş kolonsuz zemin modeli örneği

Toplamda 30 metre derinliğinde, 80 metre genişliğinde olan taş kolonsuz zemin modeli incelendiğinde, yüzeyden tabana doğru ilk 12 metrelik tabaka problemli yumuşak kil zemin olarak tanımlanırken, hemen altında yer alan 18 metrelik tabaka ise sıkı kum tabakası olarak tanımlanmıştır. Problemli kil zemininin tabaka kalınlığı, taş kolonların uygulanabileceği derinlik göz önünde bulundurularak belirlenmiştir.



Şekil 5.7. Taş kolonlu zemin modeli örneği (D=60,80 cm, s/D=2)

Boyutları Şekil 5.6'da yer alan taş kolonsuz zemin modelinde, herhangi bir değişiklik yapılmaksızın, 60 cm ve 80 cm çaplarda, taş kolonların merkezleri arası mesafenin, taş kolon çapına oranı (s/D) 2 ve 3 olacak şekilde taş kolonlarla iyileştirilmiştir. Burada taş kolonlar vasıtasıyla problemli kil zemin tabakası aşılıp, temelden gelen yük doğrudan sağlam zemin (sıkı kum) tabakasına iletilmiştir. Dinamik analiz yapılmış çalışmalarda genel olarak zemin modellerinin toplam tabaka

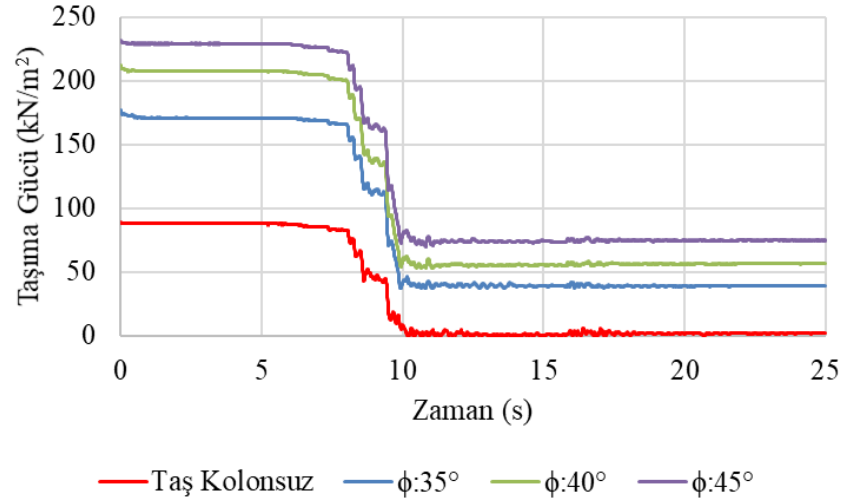
kalınlığı ortalama 30 metre seçildiği için analizlerde iki tabaka halinde 30 metre derinliğinde bir model kullanılmıştır (Bentley, 2020). Yapılan bu tez çalışmasında hem yüzen tip taş kolon kullanılmadığından, hem de taş kolonun uygulama derinliğini aşmamak amacıyla, 12 metrelik kısım yumuşak kil zemin tabakası olarak, 18 metrelik kısım ise sıkı kum tabakası olarak belirlenmiştir. Taş kolon uygulanan 12 metre derinlik temel genişliğinin 3 katı (3B) olup, literatürde yer alan kritik kolon derinliğine (2-4B) uygun olarak seçilmiştir (Castro, 2017).

5.6. Deprem Etkisinde Taşıma Gücü Analizleri

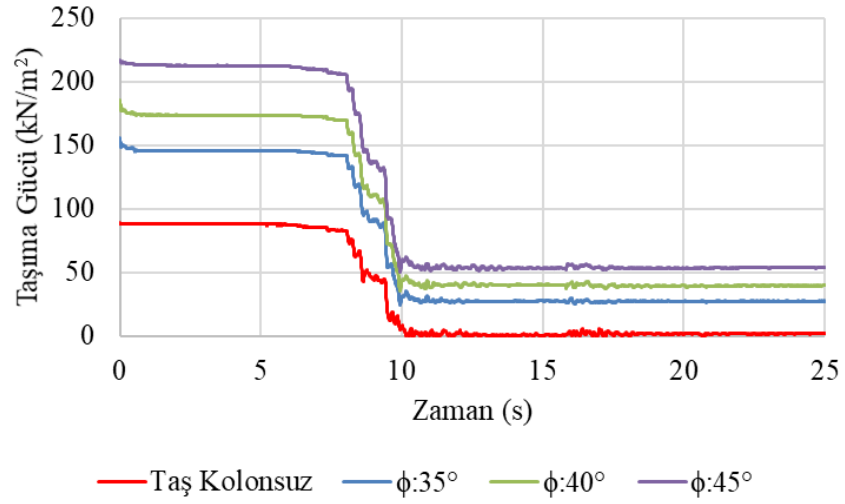
Çalışmada dinamik analizlerden elde edilen taşıma gücünün zamana bağlı değişimleri, Elazığ ve İzmir depremleri sırasında farklı miktarlarda olduğu için, ayrı başlıklar altında ve ayrı grafiklerde verilmiştir. Elazığ deprem kaydı 55,5 saniye iken İzmir depremi 59,66 saniye sürmektedir. Her iki deprem ile yapılan dinamik analizlerden önce yapılan test analizlerinde, 25.saniyeden sonra değişim olmadığı gözlemlendiğinden, hem analiz sürelerini kısaltmak hem de grafiklerin daha net görülebilmek amacıyla depremlerin ilk 25 saniyelik kısım kullanılmıştır. Deprem sırasındaki taşıma gücü kayıplarının daha açık bir şekilde görülebilmesi için statik analizlerden elde edilen taşıma gücü değerleri ile deprem sonrası elde edilen taşıma gücü değerlerindeki azalma miktarı yüzdelik olarak verilmiştir. Deprem sırasında taş kolonların taşıma gücü kayıpları üzerindeki etkisinin daha açık bir şekilde görülebilmesi için ise deprem sonrası elde edilen taş kolonlu zemin modellerinin taşıma gücü değerleri ile taş kolonsuz zemin modelinin taşıma gücü değerleri oranlanarak ilgili bölümlerde yer alan tablolarda verilmiştir.

5.6.1. Elazığ Depremi Etkisinde Taşıma Gücü Değişimleri

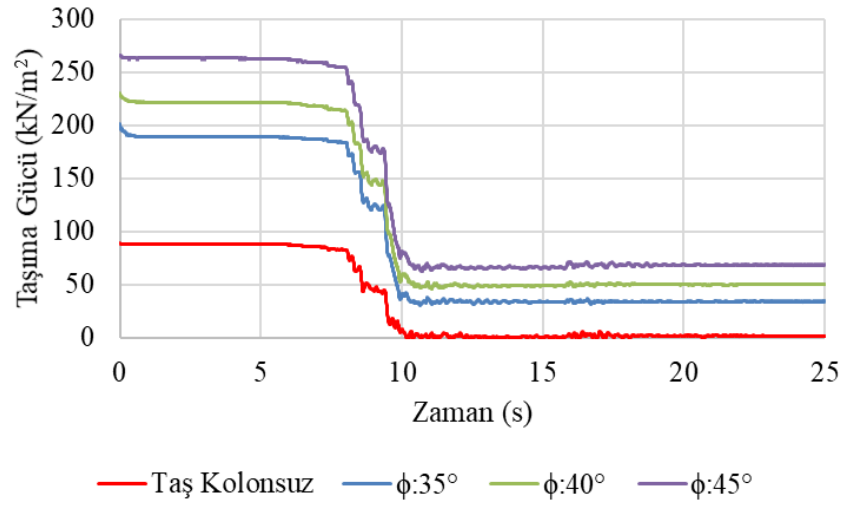
Kohezyon değeri 15 kN/m^2 olan taş kolonsuz zemin modeli ile farklı çaplarda (60 cm, 80 cm) ve farklı aralıklarda ($s/D=2$, $s/D=3$) taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri üzerinde Elazığ depremi etkisinde dinamik analizler yapılmıştır. Taş kolon malzemesinin içsel sürtünme açısındaki (ϕ) artışa bağlı (35° , 40° , 45°) taşıma gücü değişimi, Şekil 5.8, Şekil 5.9, Şekil 5.10 ve Şekil 5.11’de verilmiştir.



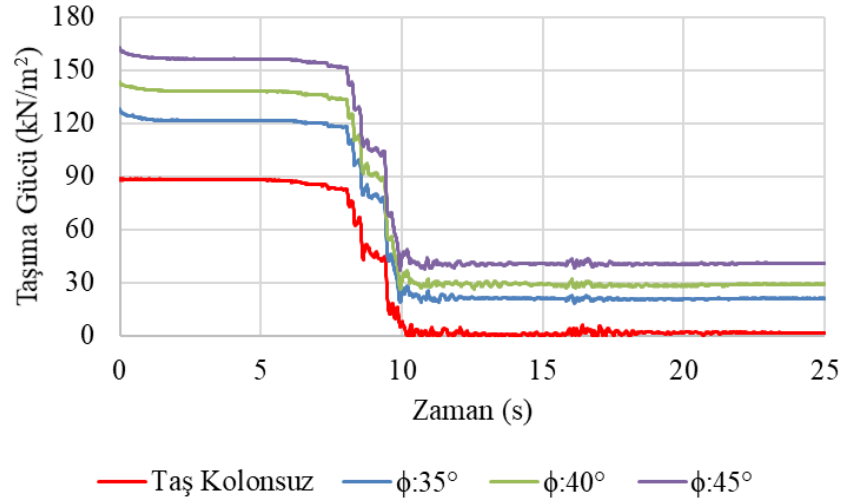
Şekil 5.8. Kil $c=15 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$



Şekil 5.9. Kil $c=15 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$



Şekil 5.10. Kil $c=15 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$



Şekil 5.11. Kil $c=15 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$

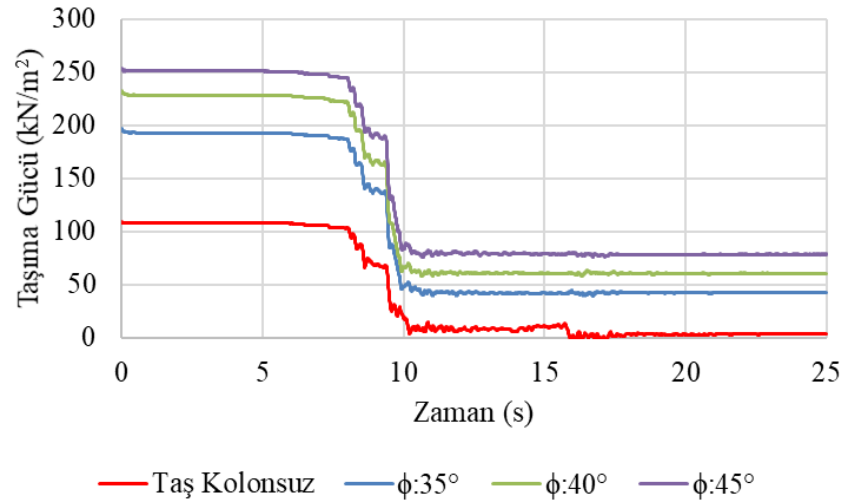
Kohezyon değeri 15 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modellerinin dinamik analizlerinden elde edilen Şekil 5.8, Şekil 5.9, Şekil 5.10 ve Şekil 5.11'deki grafikler incelendiğinde, yapılan statik ve dinamik analizlerin sonucunda, içsel sürtünme açısındaki artışa bağlı olarak taşıma güçlerinde artış meydana gelmiştir. Elazığ depremi ile yapılan dinamik analizlerde, taş kolonlar taşıma gücünün tamamen kaybolmasını engellemiştir. Kohezyon değeri 15 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modellerinde, deprem sonrasında meydana gelen taşıma gücü değişimleri Tablo 5.3'te verilmiştir.

Tablo 5.3. Deprem sonrası taşıma gücü değişimleri (Kil $c=15 \text{ kN/m}^2$)

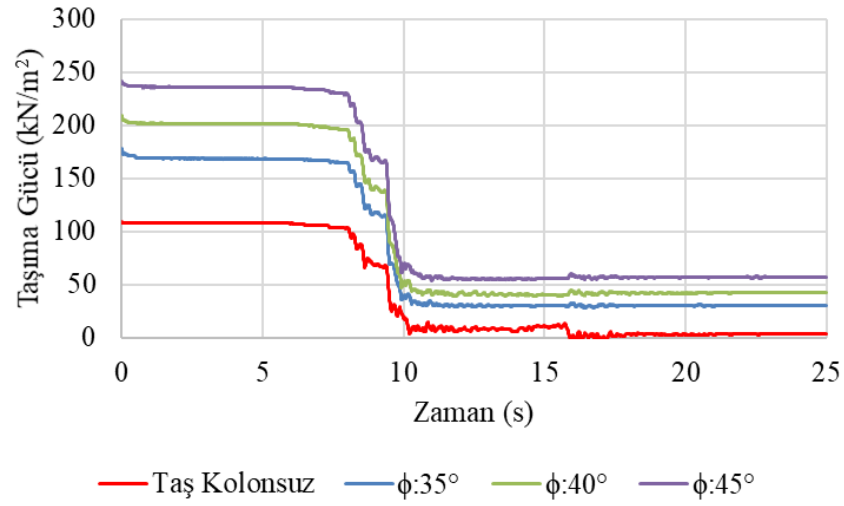
Çap (D)	Aralık (s/D)	İçsel Sürtünme Açısı (ϕ)	Taşıma	Taşıma Gücü		Taşıma Gücü
			Gücü (Statik) [kN/m ²]	(Deprem Sonrası) [kN/m ²]	Taşıma Gücü Azalma Miktarı	İyileştirme Faktörü
60 cm	s/D=2	35°	171,32	39,15	%77	24,5
		40°	207,67	56,64	%73	35,4
		45°	229,58	74,64	%67	46,7
	s/D=3	35°	145,56	27,44	%81	17,2
		40°	174,29	39,60	%77	24,8
		45°	213,45	53,70	%75	33,6
80 cm	s/D=2	35°	201,44	34,32	%83	21,5
		40°	229,99	49,99	%78	31,2
		45°	266,51	68,63	%74	42,9
	s/D=3	35°	128,54	17,05	%87	10,7
		40°	143,44	29,22	%80	18,3
		45°	163,22	40,84	%75	25,5
Taş Kolonsuz Zemin Modeli			88,67	1,60	%98	

Tablo 5.3 incelendiğinde kohezyon değeri 15 kN/m^2 olan 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde $s/D=2$ aralık için deprem sonrası taşıma gücünde ortalama %72 kayıp meydana gelirken $s/D=3$ aralık için ortalama %78 kayıp meydana gelmiştir. 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde ise $s/D=2$ aralık için deprem sonrası taşıma gücünde ortalama %78 kayıp meydana gelirken $s/D=3$ aralık için ortalama %80 kayıp meydana gelmiştir. Taş kolonsuz zemin modelinde ise deprem sonrasında taşıma gücünde %98’lik bir kayıp meydana gelerek, taşıma gücü neredeyse tamamen kaybolmuştur. Deprem etkisi sonrasında elde edilen taş kolonlu zemin modellerine ait taşıma gücü değerleri ile taş kolonsuz zemin modeline ait taşıma gücü değerleri oranlandığında, 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinde taşıma gücü iyileştirme faktörü ortalama 30,3 olarak elde edilirken, 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinde ise ortalama 25,0 olarak elde edilmiştir.

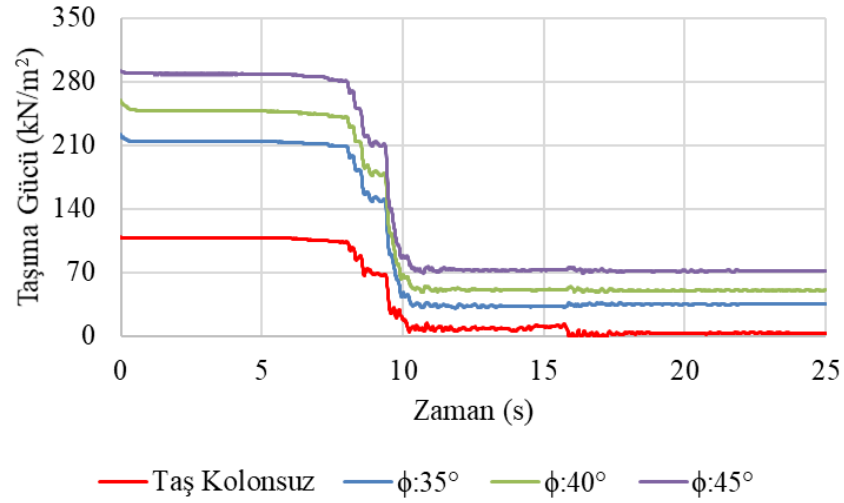
Kohezyon değeri 20 kN/m^2 olan taş kolonsuz zemin modeli ile farklı çaplarda (60 cm , 80 cm) ve farklı aralıklarda ($s/D=2$, $s/D=3$) taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri üzerinde Elazığ depremi etkisinde yapılan dinamik analizler, taş kolon malzemesinin içsel sürtünme açısındaki (ϕ) artışa bağlı olarak (35° , 40° , 45°), Şekil 5.12, Şekil 5.13, Şekil 5.14 ve Şekil 5.15’te verilmiştir.



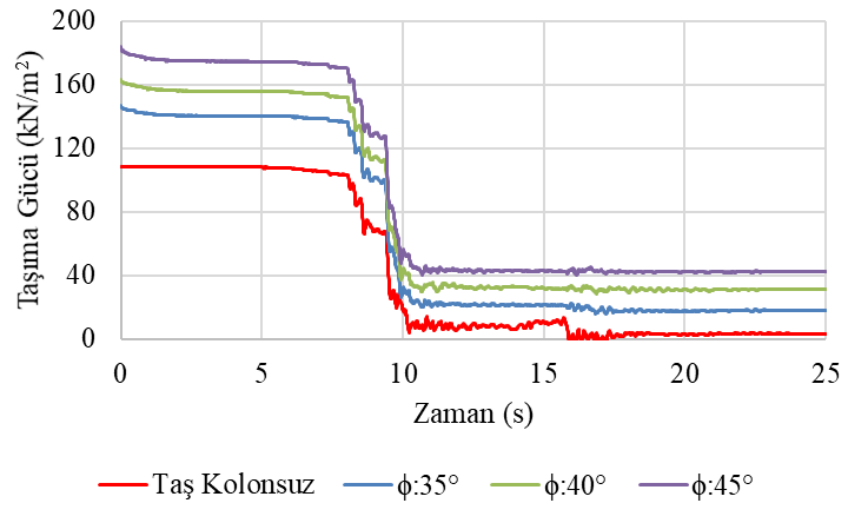
Şekil 5.12. Kil $c=20 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$



Şekil 5.13. Kıl $c=20 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$



Şekil 5.14. Kıl $c=20 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$



Şekil 5.15. Kıl $c=20 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$

Kohezyon değeri 20 kN/m² olan taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modellerinin dinamik analizlerinden elde edilen Şekil 5.12, Şekil 5.13, Şekil 5.14 ve Şekil 5.15'teki grafikler incelendiğinde, yapılan statik ve dinamik analizler sonucunda, içsel sürtünme açısındaki artışa bağlı olarak taşıma güçlerinde artış meydana gelmiştir. Elazığ depremi ile yapılan dinamik analizlerde taş kolonsuz zemin modelinin taşıma gücü değerinde ise yüksek oranda azalma meydana gelmiştir. Kohezyon değeri 20 kN/m² olan taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modellerinde, deprem sonrasında meydana gelen taşıma gücü değişimleri Tablo 5.4'te verilmiştir.

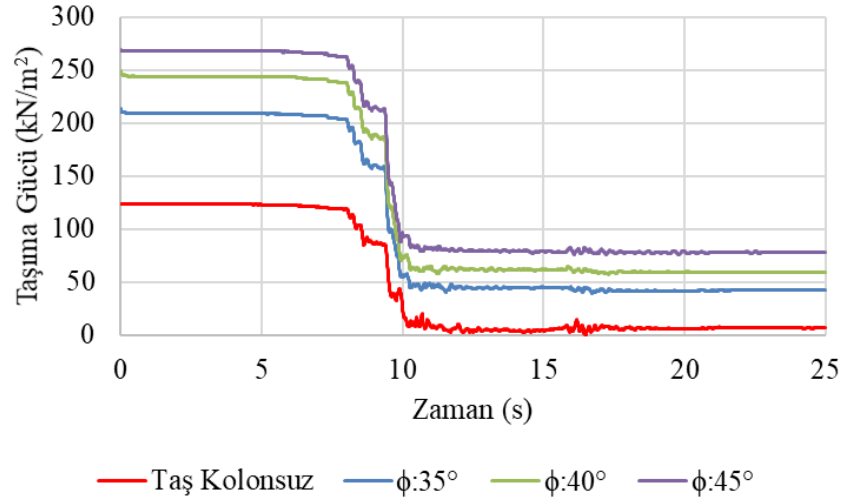
Tablo 5.4. Deprem sonrası taşıma gücü değişimleri (Kil c=20 kN/m²)

Çap (D)	Aralık (s/D)	İçsel Sürtünme Açısı (φ)	Taşıma	Taşıma Gücü		Taşıma Gücü
			Gücü (Statik) [kN/m ²]	(Deprem Sonrası) [kN/m ²]	Azalma Miktarı	İyileştirme Faktörü
60 cm	s/D=2	35°	196,78	42,38	%78	12,6
		40°	233,11	60,61	%74	18,0
		45°	253,65	78,63	%69	23,3
	s/D=3	35°	178,34	30,39	%83	9,0
		40°	208,74	42,46	%80	12,6
		45°	241,27	57,16	%76	17,0
80 cm	s/D=2	35°	222,32	34,93	%84	10,4
		40°	259,59	50,47	%81	15,0
		45°	292,63	71,13	%76	21,1
	s/D=3	35°	147,03	17,95	%88	5,3
		40°	163,42	30,10	%82	8,9
		45°	183,68	42,34	%77	12,6
Taş Kolonsuz Zemin Modeli			108,64	3,37	%96	

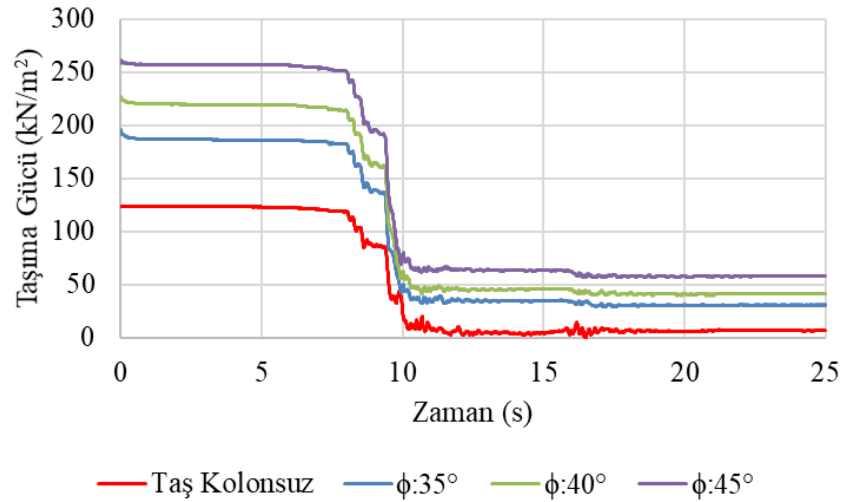
Tablo 5.4 incelendiğinde kohezyon değeri 20 kN/m² olan 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde s/D=2 aralık için deprem sonrası taşıma gücünde ortalama %74 kayıp meydana gelirken s/D=3 aralık için ortalama %80 kayıp meydana gelmiştir. 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde ise s/D=2 aralık için deprem sonrası taşıma gücünde ortalama %80 kayıp meydana gelirken s/D=3 aralık için ortalama %82 kayıp meydana gelmiştir. Taş kolonsuz zemin modelinde ise deprem sonrasında taşıma gücünde %96'lık bir kayıp meydana gelmiştir. Deprem etkisi sonrasında elde edilen taş kolonlu zemin modellerine ait taşıma gücü değerleri ile taş kolonsuz zemin modeline ait taşıma gücü değerleri oranlandığında, 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinde taşıma gücü iyileştirme faktörü ortalama 15,4 olarak elde edilirken, 80 cm çaplı taş kolonlarla

iyileştirilen zemin modellerinde ise ortalama 12,2 olarak elde edilmiştir.

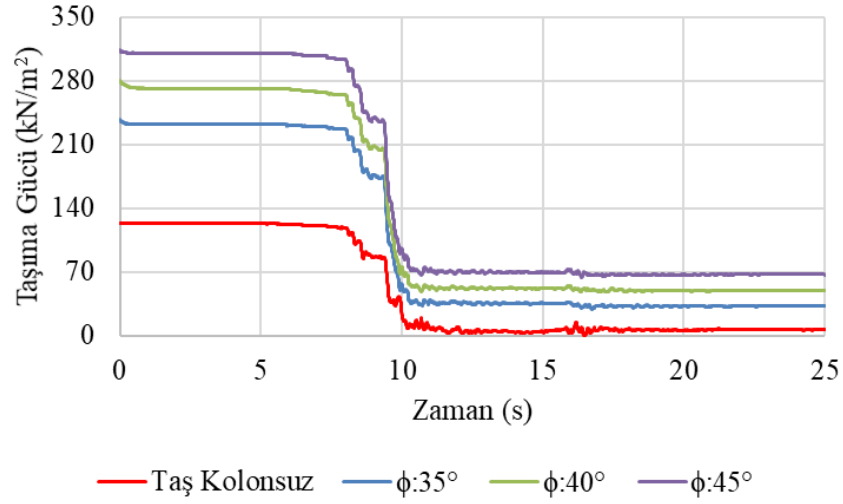
Kohezyon değeri 25 kN/m^2 olan taş kolonsuz zemin modeli ile farklı çaplarda (60 cm, 80 cm) ve farklı aralıklarda ($s/D=2$, $s/D=3$) taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri üzerinde Elazığ depremi etkisinde yapılan analizler, taş kolon malzemesinin içsel sürtünme açısındaki (ϕ) artışa bağlı olarak (35° , 40° , 45°), Şekil 5.16, Şekil 5.17, Şekil 5.18 ve Şekil 5.19’da verilmiştir.



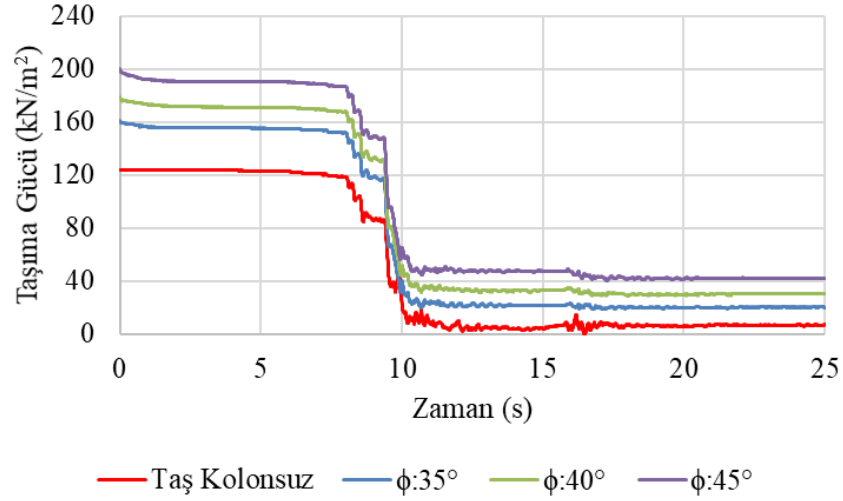
Şekil 5.16. Kil $c=25 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$



Şekil 5.17. Kil $c=25 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$



Şekil 5.18. Kil $c=25 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$



Şekil 5.19. Kil $c=25 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$

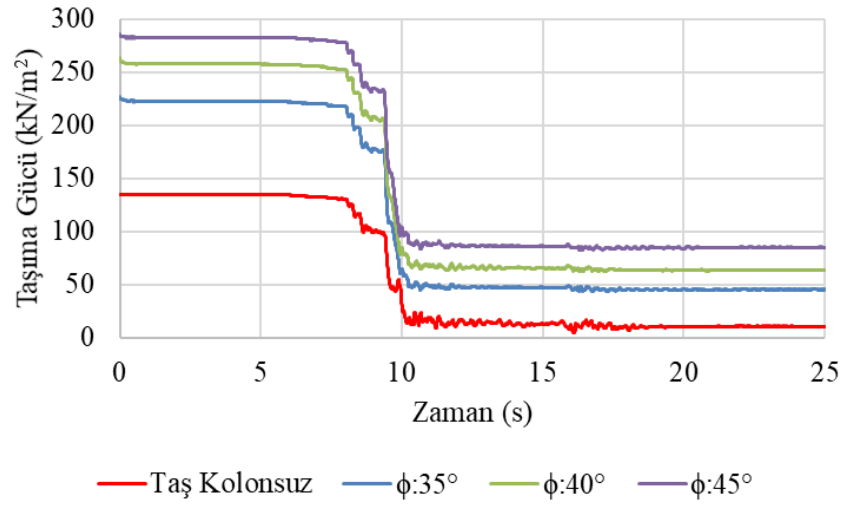
Kohezyon değeri 25 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modellerinin dinamik analizlerinden elde edilen Şekil 5.16, Şekil 5.17, Şekil 5.18 ve Şekil 5.19'daki grafikler incelendiğinde, yapılan statik ve dinamik analizler sonucunda, içsel sürtünme açısındaki artışa bağlı olarak taşıma güçlerinde artış meydana gelmiştir. Deprem sonrasında ulaşılan değer, taş kolonsuz zeminde iyileştirme ihtiyacının olduğunu göstermektedir. Kohezyon değeri 25 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modellerinde, deprem sonrasında meydana gelen taşıma gücü değişimleri Tablo 5.5'de verilmiştir.

Tablo 5.5. Deprem sonrası taşıma gücü değişimleri (Kil c=25 kN/m²)

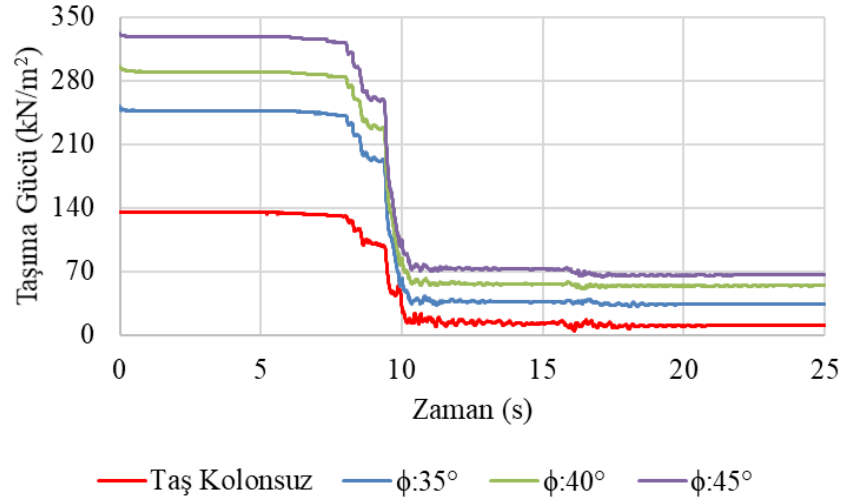
Çap (D)	Aralık (s/D)	İçsel Sürtünme Açısı (φ)	Taşıma	Taşıma Gücü		Taşıma Gücü
			Gücü (Statik) [kN/m²]	(Deprem Sonrası) [kN/m²]	Taşıma Gücü Azalma Miktarı	İyileştirme Faktörü
60 cm	s/D=2	35°	213,24	43,24	%80	6,3
		40°	248,92	61,35	%75	9,0
		45°	269,64	80,20	%70	11,7
	s/D=3	35°	195,66	32,62	%83	4,8
		40°	227,49	44,23	%81	6,5
		45°	261,85	60,69	%77	8,9
80 cm	s/D=2	35°	238,24	35,31	%85	5,2
		40°	280,67	51,33	%82	7,5
		45°	314,06	71,93	%77	10,5
	s/D=3	35°	161,22	20,09	%88	2,9
		40°	178,75	31,33	%82	4,6
		45°	199,98	41,99	%79	6,1
Taş Kolonsuz Zemin Modeli			123,52	6,83	%94	

Tablo 5.5 incelendiğinde kohezyon değeri 25 kN/m² olan 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde s/D=2 aralık için deprem sonrası taşıma gücünde ortalama %75 kayıp meydana gelirken s/D=3 aralık için ortalama %80 kayıp meydana gelmiştir. 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde ise s/D=2 aralık için deprem sonrası taşıma gücünde ortalama %81 kayıp meydana gelirken s/D=3 aralık için ortalama %83 kayıp meydana gelmiştir. Taş kolonsuz zemin modelinde ise deprem sonrasında taşıma gücünde %94'lük bir kayıp meydana gelmiştir. Deprem etkisi sonrasında elde edilen taş kolonlu zemin modellerine ait taşıma gücü değerleri ile taş kolonsuz zemin modeline ait taşıma gücü değerleri oranlandığında, 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinde taşıma gücü iyileştirme faktörü ortalama 7,9 olarak elde edilirken, 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinde ise ortalama 6,1 olarak elde edilmiştir.

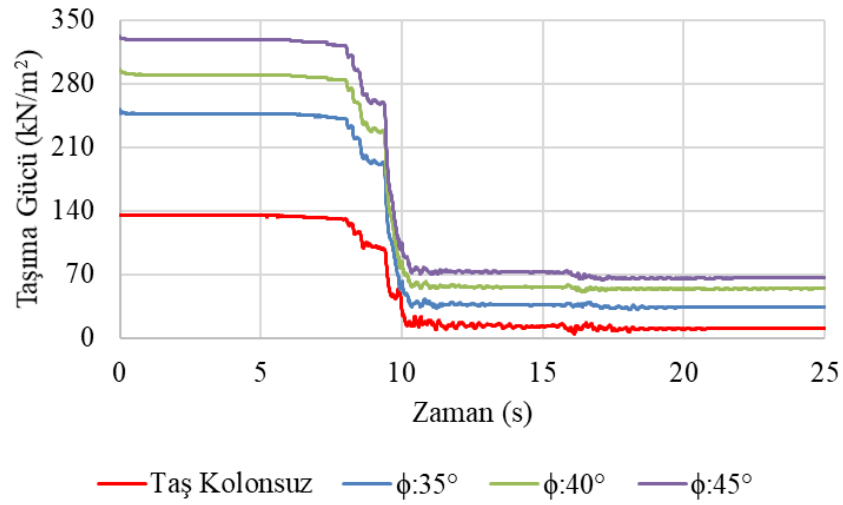
Kohezyon değeri 30 kN/m² olan taş kolonsuz zemin modeli ile farklı çaplarda (60 cm, 80 cm) ve farklı aralıklarda (s/D=2, s/D=3) taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri üzerinde Elazığ depremi etkisinde yapılan analizler, taş kolon malzemesinin içsel sürtünme açısındaki (ϕ) artışa bağlı olarak (35°, 40°, 45°), Şekil 5.20, Şekil 5.21, Şekil 5.22 ve Şekil 5.23'te verilmiştir.



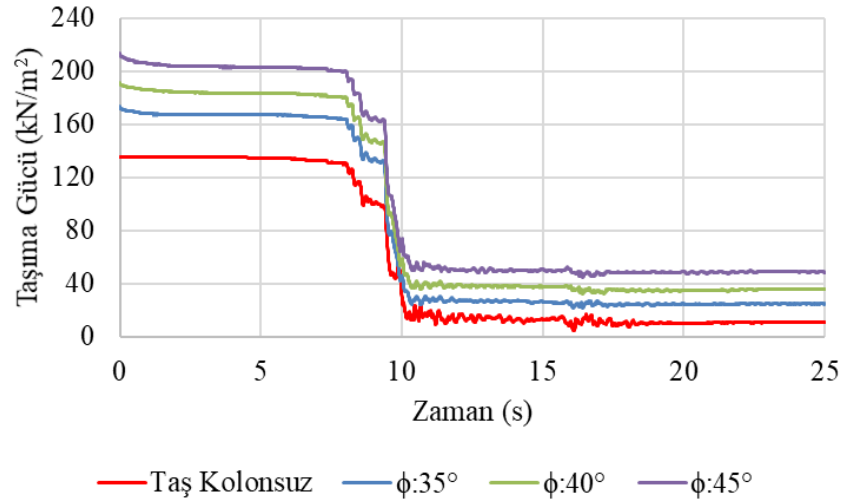
Şekil 5.20. Kıl $c=30 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$



Şekil 5.21. Kıl $c=30 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$



Şekil 5.22. Kıl $c=30 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$



Şekil 5.23. Kil $c=30 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$

Kohezyon değeri 30 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modellerinin dinamik analizlerinden elde edilen Şekil 5.20, Şekil 5.21, Şekil 5.22 ve Şekil 5.23'teki grafikler incelendiğinde, yapılan statik ve dinamik analizler sonucunda, içsel sürtünme açısındaki artışa bağlı olarak taşıma güçlerinde artış meydana gelmiştir. Elazığ depremi ile yapılan dinamik analizlerin tamamında, taş kolonun çap artışına bağlı olarak statik taşıma güçleri artarken, deprem etkisinde 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilmiş zemin modelleri, 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinden daha iyi sonuç vermiştir. Taş kolon aralıklarının artışına bağlı olarak ise taşıma güçlerinde azalma meydana geldiği görülmüştür. Kohezyon değeri 30 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modellerinde, deprem sonrasında meydana gelen taşıma gücü değişimleri Tablo 5.6'da verilmiştir.

Tablo 5.6. Deprem sonrası taşıma gücü değişimleri (Kil c=30 kN/m²)

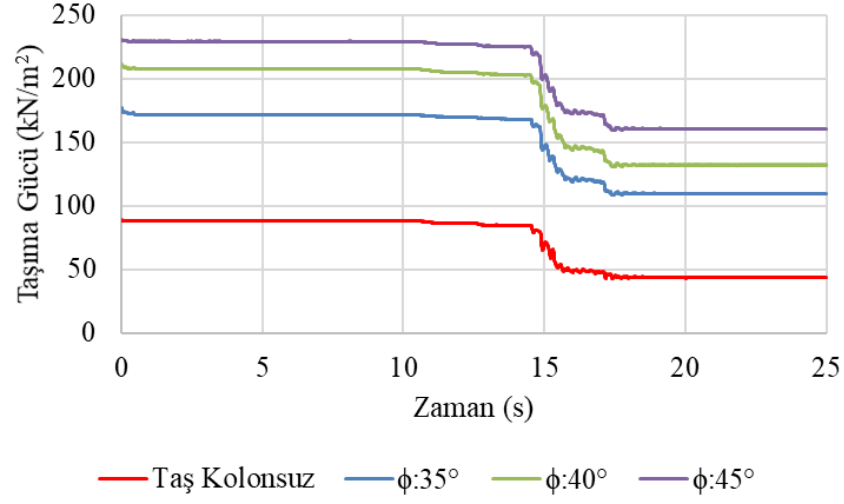
Çap (D)	Aralık (s/D)	İçsel Sürtünme Açısı (ϕ)	Taşıma	Taşıma Gücü		Taşıma Gücü
			Gücü (Statik) [kN/m ²]	(Deprem Sonrası) [kN/m ²]	Taşıma Gücü Azalma Miktarı	İyileştirme Faktörü
60 cm	s/D=2	35°	227,06	45,29	%80	4,3
		40°	263,41	63,54	%76	6,0
		45°	285,55	85,00	%70	8,0
	s/D=3	35°	208,49	36,34	%83	3,4
		40°	240,16	47,03	%80	4,5
		45°	271,82	63,55	%77	6,0
80 cm	s/D=2	35°	251,63	38,09	%84	3,6
		40°	295,69	54,35	%82	5,1
		45°	332,02	73,02	%78	6,9
	s/D=3	35°	173,41	24,65	%86	2,3
		40°	191,38	35,41	%81	3,4
		45°	213,34	48,44	%77	4,6
Taş Kolonsuz Zemin Modeli			135,23	10,56	%92	

Tablo 5.6 incelendiğinde kohezyon değeri 30 kN/m² olan 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde s/D=2 aralık için deprem sonrası taşıma gücünde ortalama %75 kayıp meydana gelirken s/D=3 aralık için ortalama %80 kayıp meydana gelmiştir. 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde ise s/D=2 aralık için deprem sonrası taşıma gücünde ortalama %82 kayıp meydana gelirken s/D=3 aralık için ortalama %83 kayıp meydana gelmiştir. Taş kolonsuz zemin modelinde ise deprem sonrasında taşıma gücünde %92'lük bir kayıp meydana gelmiştir. Elazığ depremi ile yapılan dinamik analizler sonucunda, taş kolonlu zemin modellerinde, taş kolonsuz zemin modellerine göre daha az miktarda taşıma gücü kaybı yaşanmıştır. Deprem etkisi sonrasında elde edilen taş kolonlu zemin modellerine ait taşıma gücü değerleri ile taş kolonsuz zemin modeline ait taşıma gücü değerleri oranlandığında, 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinde taşıma gücü iyileştirme faktörü ortalama 5,4 olarak elde edilirken, 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinde ise ortalama 4,3 olarak elde edilmiştir.

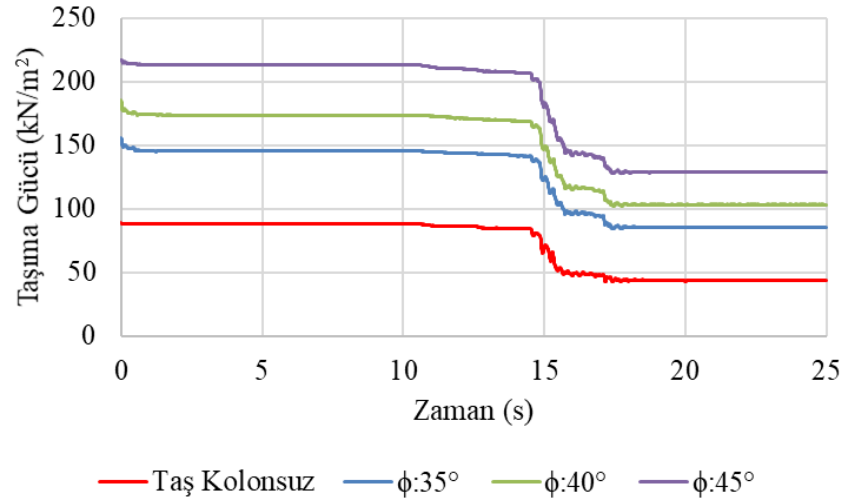
Elazığ depremi kullanılarak yapılan dinamik analizlerin ardından, yine aynı taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modelleri İzmir depremi ile de analiz edilerek, bir sonraki başlık altında grafik haline getirilmiştir.

5.6.2. İzmir Depremi Etkisinde Taşıma Gücü Değişimleri

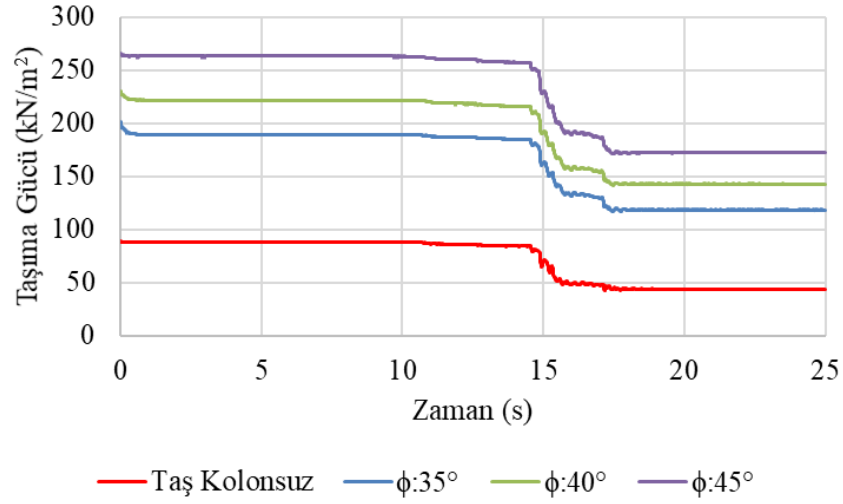
Kohezyon değeri 15 kN/m^2 olan taş kolonsuz zemin modeli ile farklı çaplarda (60 cm, 80 cm) ve farklı aralıklarda ($s/D=2$, $s/D=3$) taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri üzerinde İzmir depremi etkisinde yapılan analizler, taş kolon malzemesinin içsel sürtünme açısındaki (ϕ) artışa bağlı olarak (35° , 40° , 45°), Şekil 5.24, Şekil 5.25, Şekil 5.26 ve Şekil 5.27’de verilmiştir.



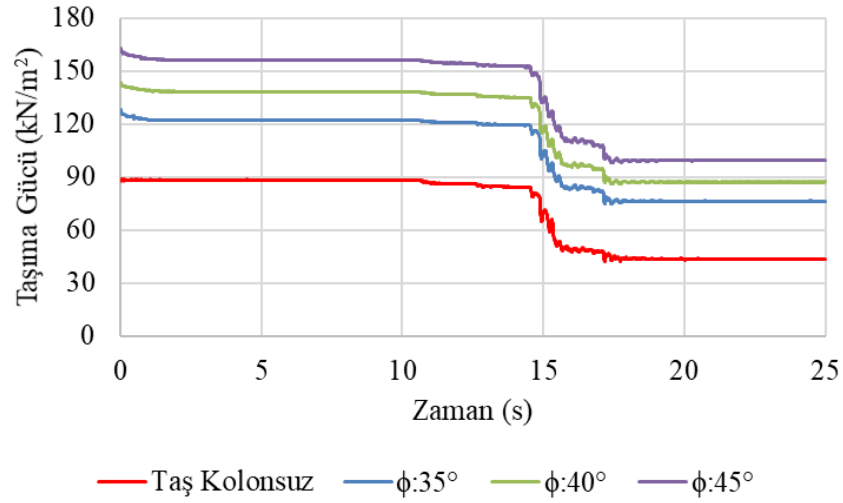
Şekil 5.24. Kil $c=15 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$



Şekil 5.25. Kil $c=15 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$



Şekil 5.26. Kıl $c=15 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$



Şekil 5.27. Kıl $c=15 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$

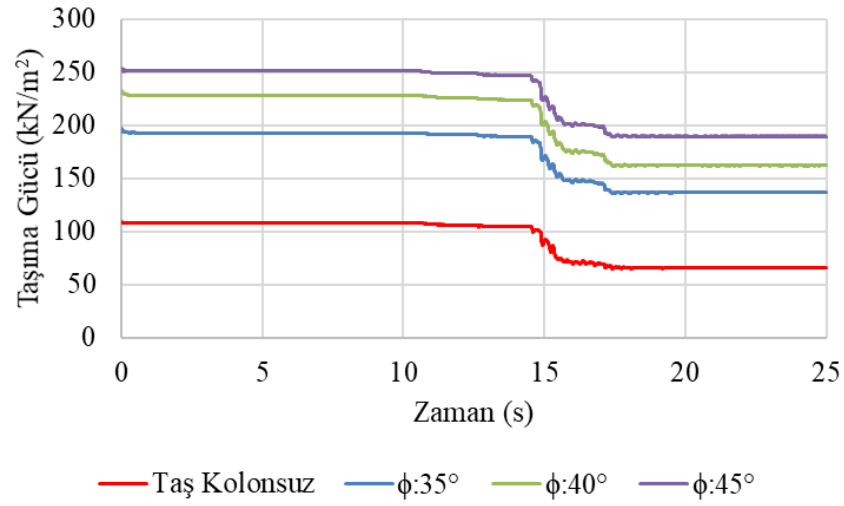
Kohezyon değeri 15 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modellerinin dinamik analizlerinden elde edilen Şekil 5.24, Şekil 5.25, Şekil 5.26 ve Şekil 5.27'deki grafikler incelendiğinde, yapılan statik ve dinamik analizler sonucunda, içsel sürtünme açısındaki artışa bağlı olarak taşıma güçlerinde artış meydana gelmiştir. İzmir depremi etkisinde yapılan dinamik analizlerde taş kolonsuz zemin modelinin taşıma gücünün 50 kN/m^2 'nin altına kadar düştüğü görülmektedir. Kohezyon değeri 15 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modellerinde, deprem sonrasında meydana gelen taşıma gücü değişimleri Tablo 5.7'de verilmiştir.

Tablo 5.7. Deprem sonrası taşıma gücü değişimleri (Kil c=15 kN/m²)

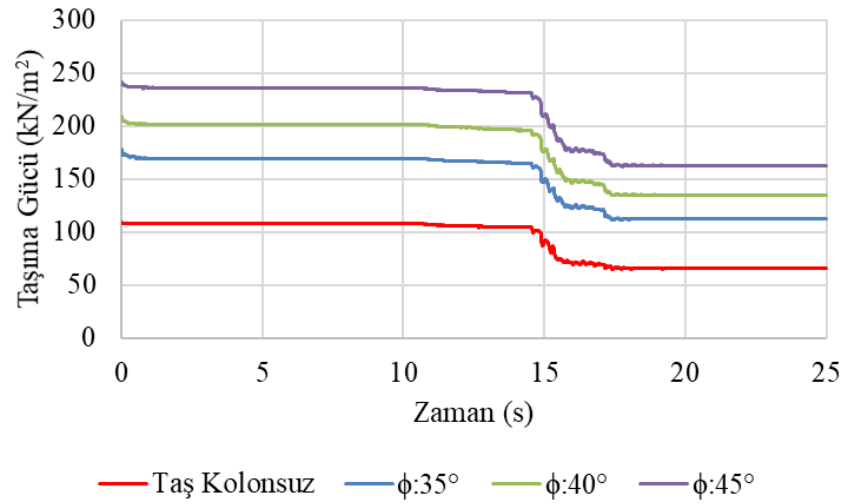
Çap (D)	Aralık (s/D)	İçsel Sürtünme Açısı (φ)	Taşıma	Taşıma Gücü		Taşıma Gücü İyileştirme Faktörü
			Gücü (Statik) [kN/m²]	(Deprem Sonrası) [kN/m²]	Taşıma Gücü Azalma Miktarı	
60 cm	s/D=2	35°	171,32	109,57	%36	2,5
		40°	207,67	132,15	%36	3,0
		45°	229,58	160,70	%30	3,7
	s/D=3	35°	145,56	85,53	%41	2,0
		40°	174,29	103,39	%41	2,4
		45°	213,45	128,79	%40	3,0
80 cm	s/D=2	35°	201,44	118,53	%41	2,7
		40°	229,99	142,97	%38	3,3
		45°	266,51	172,34	%35	4,0
	s/D=3	35°	128,54	76,38	%41	1,8
		40°	143,44	87,20	%39	2,0
		45°	163,22	99,36	%39	2,3
Taş Kolonsuz Zemin Modeli			88,67	43,44	%51	

Tablo 5.7 incelendiğinde kohezyon değeri 15 kN/m² olan 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde s/D=2 aralık için deprem sonrası taşıma gücünde ortalama %34 kayıp meydana gelirken s/D=3 aralık için ortalama %41 kayıp meydana gelmiştir. 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde ise s/D=2 aralık için deprem sonrası taşıma gücünde ortalama %38 kayıp meydana gelirken s/D=3 aralık için ortalama %40 kayıp meydana gelmiştir. Taş kolonsuz zemin modelinde ise deprem sonrasında taşıma gücünde %51’lik bir kayıp meydana gelmiştir. Deprem etkisi sonrasında elde edilen taş kolonlu zemin modellerine ait taşıma gücü değerleri ile taş kolonsuz zemin modeline ait taşıma gücü değerleri oranlandığında, 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinde taşıma gücü iyileştirme faktörü ortalama 2,8 olarak elde edilirken, 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinde ise ortalama 2,7 olarak elde edilmiştir.

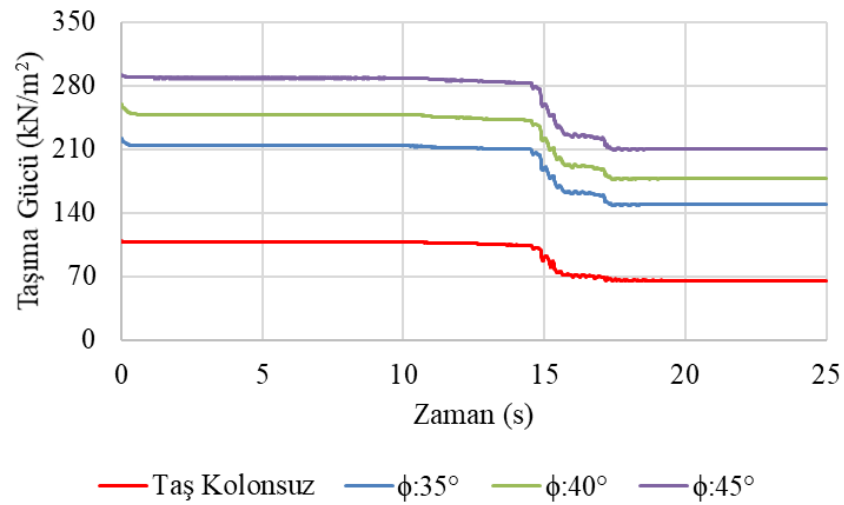
Kohezyon değeri 20 kN/m² olan taş kolonsuz zemin modeli ile farklı çaplarda (60 cm, 80 cm) ve farklı aralıklarda (s/D=2, s/D=3) taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri üzerinde İzmir depremi etkisinde yapılan analizler, taş kolon malzemesinin içsel sürtünme açısındaki (ϕ) artışa bağlı olarak (35°, 40°, 45°), Şekil 5.28, Şekil 5.29, Şekil 5.30 ve Şekil 5.31’de verilmiştir.



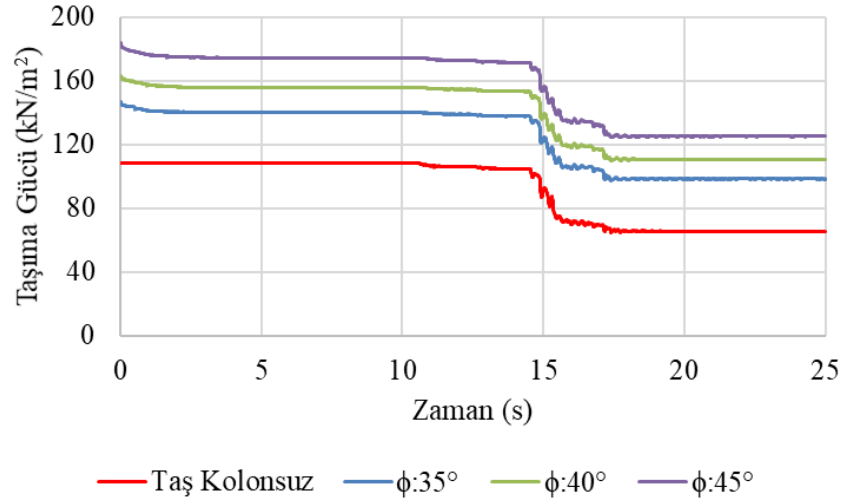
Şekil 5.28. Kıl $c=20 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$



Şekil 5.29. Kıl $c=20 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$



Şekil 5.30. Kıl $c=20 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$



Şekil 5.31. Kil $c=20 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$

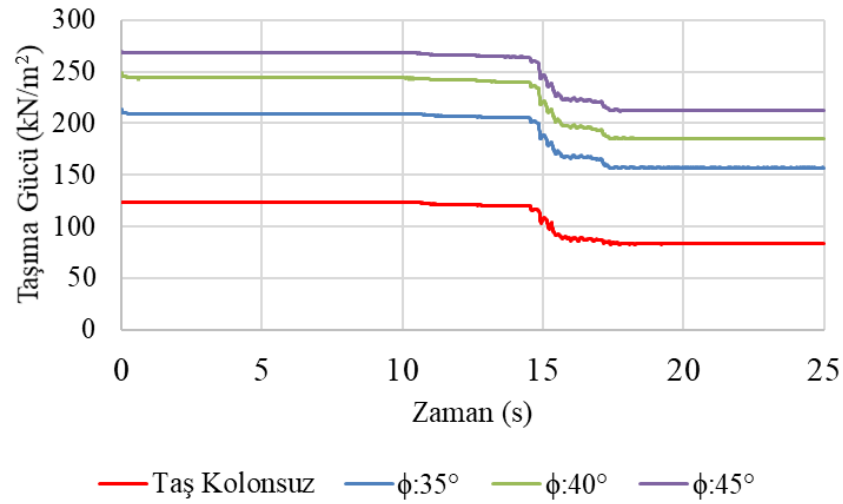
Kohezyon değeri 20 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modellerinin dinamik analizlerinden elde edilen Şekil 5.28, Şekil 5.29, Şekil 5.30 ve Şekil 5.31'deki grafikler incelendiğinde, yapılan statik ve dinamik analizler sonucunda, içsel sürtünme açısındaki artışa bağlı olarak taşıma güçlerinde artış meydana gelmiştir. İzmir depremi etkisinde yapılan dinamik analizlerde taş kolonlar, deprem sonrasında taşıma gücünü belirli bir seviyede tutmayı başarmıştır. Kohezyon değeri 20 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modellerinde, deprem sonrasında meydana gelen taşıma gücü değişimleri Tablo 5.8'de verilmiştir.

Tablo 5.8. Deprem sonrası taşıma gücü değişimleri (Kil $c=20 \text{ kN/m}^2$)

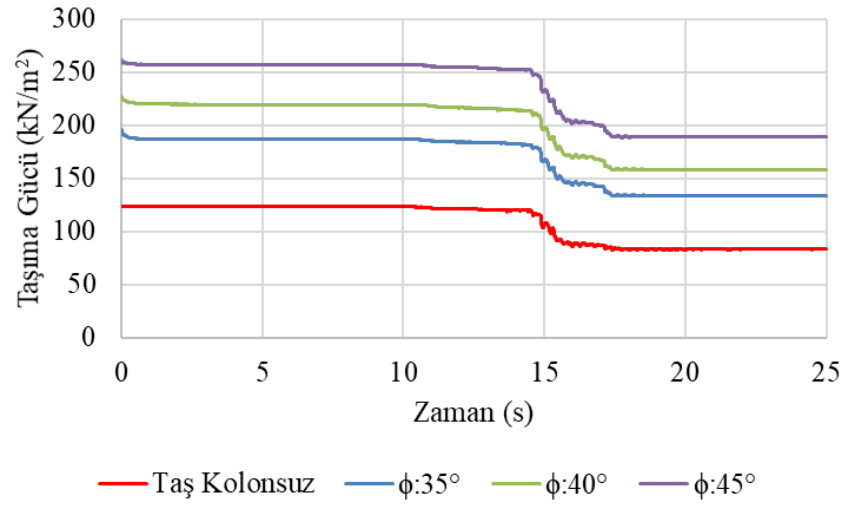
Çap (D)	Aralık (s/D)	İçsel Sürtünme Açısı (φ)	Taşıma	Taşıma Gücü		Taşıma Gücü
			Gücü (Statik) [kN/m²]	(Deprem Sonrası) [kN/m²]	Taşıma Gücü Azalma Miktarı	İyileştirme Faktörü
60 cm	s/D=2	35°	196,67	136,70	%30	2,1
		40°	233,11	162,07	%30	2,5
		45°	253,65	189,79	%25	2,9
	s/D=3	35°	178,34	112,34	%37	1,7
		40°	208,74	135,06	%35	2,1
		45°	241,27	162,84	%33	2,5
80 cm	s/D=2	35°	222,32	149,01	%33	2,3
		40°	259,59	177,59	%32	2,7
		45°	292,63	210,07	%28	3,2
	s/D=3	35°	147,03	98,36	%33	1,5
		40°	163,42	110,70	%32	1,7
		45°	183,68	125,08	%32	1,9
Taş Kolonsuz Zemin Modeli			108,64	65,44	%40	

Tablo 5.8 incelendiğinde kohezyon değeri 20 kN/m^2 olan 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde $s/D=2$ aralık için deprem sonrası taşıma gücünde ortalama %29 kayıp meydana gelirken $s/D=3$ aralık için ortalama %35 kayıp meydana gelmiştir. 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde ise $s/D=2$ aralık için deprem sonrası taşıma gücünde ortalama %31 kayıp meydana gelirken $s/D=3$ aralık için ortalama %32 kayıp meydana gelmiştir. Taş kolonsuz zemin modelinde ise deprem sonrasında taşıma gücünde %40'lık bir kayıp meydana gelmiştir. Deprem etkisi sonrasında elde edilen taş kolonlu zemin modellerine ait taşıma gücü değerleri ile taş kolonsuz zemin modeline ait taşıma gücü değerleri oranlandığında, 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinde taşıma gücü iyileştirme faktörü ortalama 2,3 olarak elde edilirken, 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinde ise ortalama 2,2 olarak elde edilmiştir.

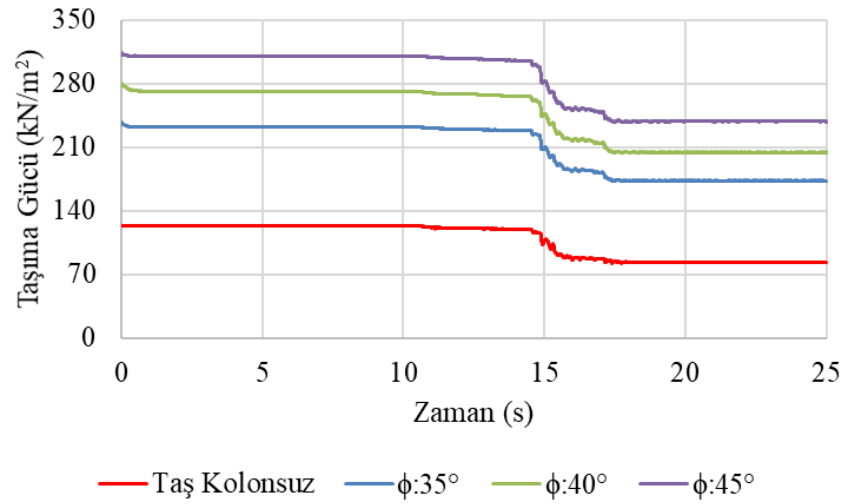
Kohezyon değeri 25 kN/m^2 olan taş kolonsuz zemin modeli ile farklı çaplarda (60 cm , 80 cm) ve farklı aralıklarda ($s/D=2$, $s/D=3$) taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri üzerinde İzmir depremi etkisinde yapılan analizler, taş kolon malzemesinin içsel sürtünme açısındaki (ϕ) artışa bağlı olarak (35° , 40° , 45°) Şekil 5.32, Şekil 5.33, Şekil 5.34 ve Şekil 5.35'te verilmiştir.



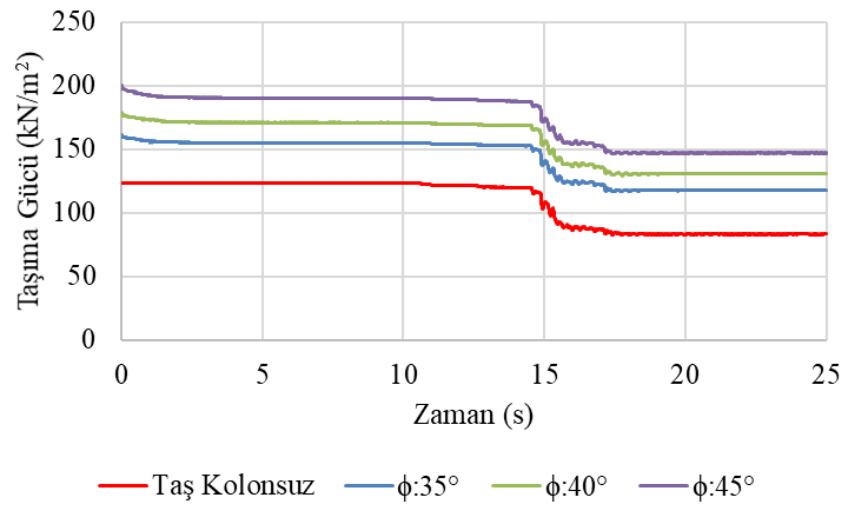
Şekil 5.32. Kil $c=25 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$



Şekil 5.33. Kil $c=25$ kN/m², taş kolon çapı $D=60$ cm, taş kolon aralığı $s/D=3$



Şekil 5.34. Kil $c=25$ kN/m², taş kolon çapı $D=80$ cm, taş kolon aralığı $s/D=2$



Şekil 5.35. Kil $c=25$ kN/m², taş kolon çapı $D=80$ cm, taş kolon aralığı $s/D=3$

Kohezyon değeri 25 kN/m² olan taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modellerinin dinamik analizlerinden elde edilen Şekil 5.32, Şekil 5.33, Şekil 5.34 ve Şekil 5.35'teki grafikler incelendiğinde, yapılan statik ve dinamik analizler sonucunda, içsel sürtünme açısındaki artışa bağlı olarak taşıma güçlerinde artış meydana gelmiştir. Kohezyon değeri 25 kN/m² olan taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modellerinde, deprem sonrasında meydana gelen taşıma gücü değişimleri Tablo 5.9'da verilmiştir.

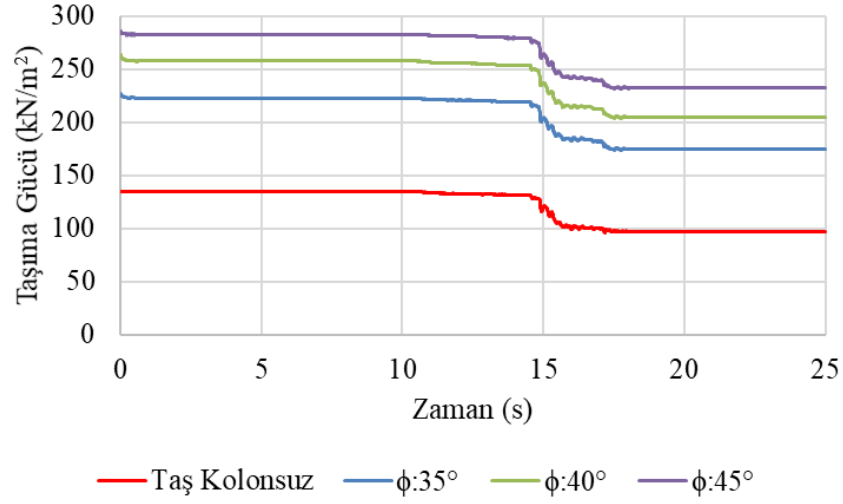
Tablo 5.9. Deprem sonrası taşıma gücü değişimleri (Kil c=25 kN/m²)

Çap (D)	Aralık (s/D)	İçsel	Taşıma	Taşıma Gücü		Taşıma Gücü
		Sürtünme Açısı (φ)	Gücü (Statik) [kN/m²]	(Deprem Sonrası) [kN/m²]	Taşıma Gücü Azalma Miktarı	İyileştirme Faktörü
60 cm	s/D=2	35°	213,24	156,98	%26	1,9
		40°	248,92	185,36	%26	2,2
		45°	269,64	212,65	%21	2,6
	s/D=3	35°	195,66	133,82	%32	1,6
		40°	227,49	158,27	%30	1,9
		45°	261,85	189,07	%28	2,3
80 cm	s/D=2	35°	238,24	173,40	%27	2,1
		40°	280,67	204,60	%27	2,5
		45°	314,06	238,31	%24	2,9
	s/D=3	35°	161,22	117,59	%27	1,4
		40°	178,75	130,72	%27	1,6
		45°	199,98	147,09	%26	1,8
Taş Kolonsuz Zemin Modeli			123,52	83,13	%33	

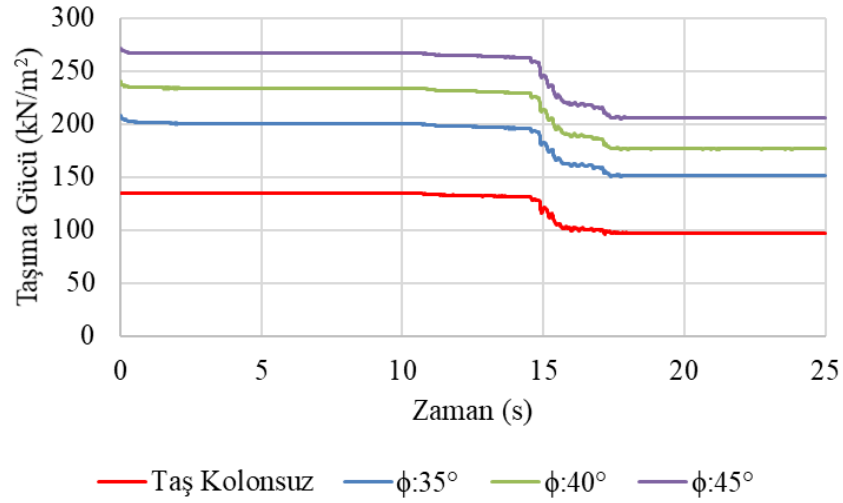
Tablo 5.9 incelendiğinde kohezyon değeri 25 kN/m² olan 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde s/D=2 aralık için deprem sonrası taşıma gücünde ortalama %24 kayıp meydana gelirken s/D=3 aralık için ortalama %30 kayıp meydana gelmiştir. 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde ise s/D=2 aralık için deprem sonrası taşıma gücünde ortalama %26 kayıp meydana gelirken s/D=3 aralık için ortalama %27 kayıp meydana gelmiştir. Taş kolonsuz zemin modelinde ise deprem sonrasında taşıma gücünde %33'lük bir kayıp meydana gelmiştir. Deprem etkisi sonrasında elde edilen taş kolonlu zemin modellerine ait taşıma gücü değerleri ile taş kolonsuz zemin modeline ait taşıma gücü değerleri oranlandığında, 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinde taşıma gücü iyileştirme faktörü ortalama 2,1 olarak elde edilirken, 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinde ise ortalama 2,0 olarak elde edilmiştir.

Kohezyon değeri 30 kN/m² olan taş kolonsuz zemin modeli ile farklı çaplarda

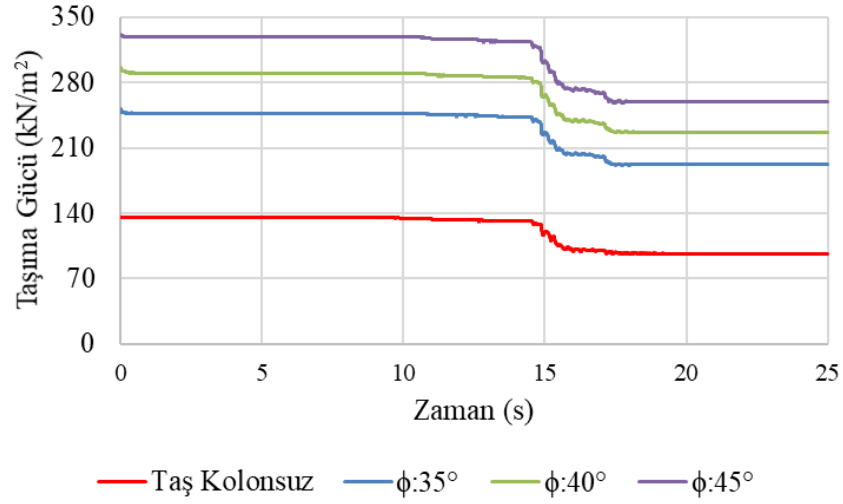
(60 cm, 80 cm) ve farklı aralıklarda ($s/D=2$, $s/D=3$) taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri üzerinde İzmir depremi etkisinde yapılan analizler, taş kolon malzemesinin içsel sürtünme açısındaki (ϕ) artışa bağlı olarak (35° , 40° , 45°) Şekil 5.36, Şekil 5.37, Şekil 5.38 ve Şekil 5.39’de verilmiştir.



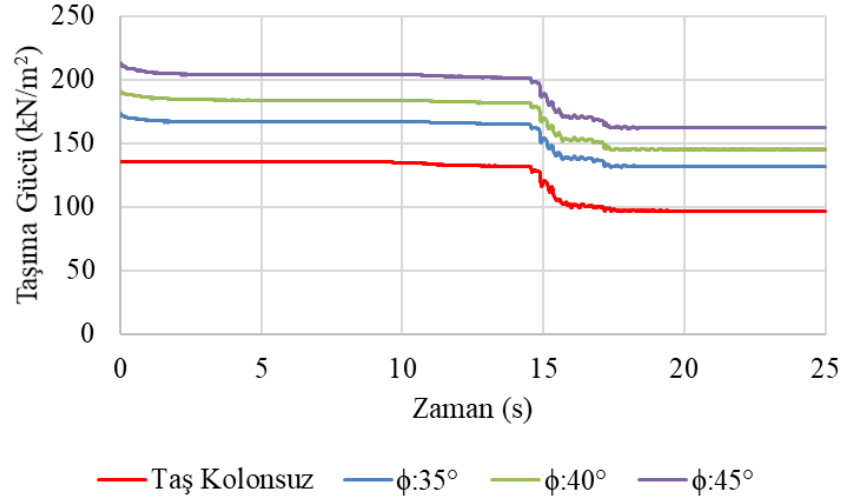
Şekil 5.36. Kil $c=30$ kN/m², taş kolon çapı $D=60$ cm, taş kolon aralığı $s/D=2$



Şekil 5.37. Kil $c=30$ kN/m², taş kolon çapı $D=60$ cm, taş kolon aralığı $s/D=3$



Şekil 5.38. Kil $c=30 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$



Şekil 5.39. Kil $c=30 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$

Kohezyon değeri 30 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modellerinin dinamik analizlerinden elde edilen Şekil 5.36, Şekil 5.37, Şekil 5.38 ve Şekil 5.39'daki grafikler incelendiğinde, yapılan statik ve dinamik analizler sonucunda, içsel sürtünme açısındaki artışa bağlı olarak taşıma güçlerinde artış meydana gelmiştir. İzmir depremi ile yapılan dinamik analizlerin tamamında, taş kolonlar arası mesafenin $s/D=2$ olduğu zemin modellerinde, 80 cm çaplı taş kolonlar 60 cm çaplı taş kolonlardan daha iyi sonuç vermiştir. Taş kolonlar arası mesafenin $s/D=3$ olduğu zemin modellerinde ise 60 cm çaplı taş kolonların 80 cm çaplı taş kolonlardan daha iyi sonuç verdiği görülmektedir. Kohezyon değeri 30 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modellerinde, deprem sonrasında meydana gelen taşıma gücü değişimleri Tablo 5.10'da verilmiştir.

Tablo 5.10. Deprem sonrası taşıma gücü değişimleri (Kil c=30 kN/m²)

Çap (D)	Aralık (s/D)	İçsel Sürtünme Açısı (φ)	Taşıma	Taşıma Gücü		Taşıma Gücü
			Gücü (Statik) [kN/m ²]	(Deprem Sonrası) [kN/m ²]	Taşıma Gücü Azalma Miktarı	İyileştirme Faktörü
60 cm	s/D=2	35°	227,06	174,82	%23	1,8
		40°	263,41	204,85	%22	2,1
		45°	285,55	232,46	%19	2,4
	s/D=3	35°	208,49	151,14	%28	1,6
		40°	240,16	176,57	%26	1,8
		45°	271,82	205,94	%24	2,1
80 cm	s/D=2	35°	251,63	192,14	%24	2,0
		40°	295,69	226,81	%23	2,3
		45°	332,02	259,35	%22	2,7
	s/D=3	35°	173,41	131,94	%24	1,4
		40°	191,38	145,25	%24	1,5
		45°	213,34	162,31	%24	1,7
Taş Kolonsuz Zemin Modeli			135,23	96,70	%28	

Tablo 5.10 incelendiğinde kohezyon değeri 30 kN/m² olan 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde s/D=2 aralık için deprem sonrası taşıma gücünde ortalama %21 kayıp meydana gelirken s/D=3 aralık için ortalama %26 kayıp meydana gelmiştir. 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde ise s/D=2 aralık için deprem sonrası taşıma gücünde ortalama %23 kayıp meydana gelirken s/D=3 aralık için ortalama %24 kayıp meydana gelmiştir. Taş kolonsuz zemin modelinde ise deprem sonrasında taşıma gücünde %28’lik bir kayıp meydana gelmiştir. İzmir depremi etkisinde yapılan dinamik analizler sonucunda, taş kolonlu zemin modellerinde, taş kolonsuz zemin modellerine göre daha az miktarda taşıma gücü kaybı yaşanmıştır. Deprem etkisi sonrasında elde edilen taş kolonlu zemin modellerine ait taşıma gücü değerleri ile taş kolonsuz zemin modeline ait taşıma gücü değerleri oranlandığında, 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinde taşıma gücü iyileştirme faktörü ortalama 2,0 olarak elde edilirken, 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinde ise ortalama 1,9 olarak elde edilmiştir.

5.7. Pseudo-Statik Analiz ve Dinamik Analiz Sonuçlarının Karşılaştırması

Zemin üzerinde deprem etkisinin araştırıldığı çalışmalar incelendiğinde birçoğunun pseudo-statik (yarı-statik) yaklaşım kullanılarak yapıldığı görülmektedir (Şahinkaya, vd., 2017; Mohamed, 2019; Çadır, vd., 2021). Fakat bu yaklaşımda depremin yalnızca pik ivme değeri kullanılarak hesaplama yapıldığından, pseudo-

statik yaklaşımın gerçek bir depremi yansıtmadığı hakkında ortak görüşler bulunmaktadır (Yakar, 2009; Karray, vd., 2018; Wieland, 2018). Özellikle zemin söz konusu olduğunda, laboratuvar ortamında gerçek bir depremi test etmek oldukça zor ve maliyetli olduğundan, literatürde bu konuda yapılmış çok az sayıda çalışma bulunmaktadır. Nitekim son yıllarda nonlinear sayısal analiz yapabilen bilgisayar programlarının gelişmesiyle birlikte, zemin modelleri gerçek bir deprem ivme kaydı kullanılarak test edilebilmektedir. Son birkaç yıl içerisinde geoteknik alanında gerçek ivme kayıtları kullanılarak çalışmalar yapılmaya başlanmıştır (Demir, 2019; Karkush, vd., 2021; Dar ve Shah, 2022).

Çalışmanın bu bölümünde pseudo-statik ve dinamik analizlerden elde edilen taşıma gücü değerlerinin değişimi incelenmiştir. Sonuçlar statik, pseudo-statik ve deprem sonrası taşıma gücü olmak üzere, kil zeminin kohezyonuna, taş kolon aralığına ve taş kolon malzemesinin içsel sürtünme açısına bağlı olarak elde edilmiştir. Çalışmada kullanılan Elazığ depremi ile İzmir depremine ait ivme pik ivme değerleri (a_{max}) sırasıyla $2,928 \text{ m/s}^2$ ve $1,793 \text{ m/s}^2$ 'dir. Pseudo-statik yaklaşımda bu ivme değerleri kullanılarak a_h belirlendikten sonra, yer çekimi ivmesi ile (g) oranlanarak k_h ($k_h = a_h/g$) belirlenmektedir. Pseudo-statik yaklaşımda depremin yalnızca pik ivme değeri ani bir şekilde sisteme uygulandığından, a_{max} 'ın belirli bir oranda azaltılmasının önerildiği literatürde birçok çalışma bulunmaktadır (Hynes-Griffin ve Franklin, 1984; Mizuhashi vd., 2008; Caltrans G.M., 2021). Yapılan pseudo-statik analizlerde, literatürde yer alan önerilerde dikkate alınarak, $k_h = 0,5a_{max}/g$ olarak kullanılmıştır.

5.7.1. Elazığ Depremi Pseudo-Statik Analiz ve Dinamik Analiz Sonuçları

Kohezyon değeri 15 kN/m^2 olan taş kolonsuz zemin modeli ile 60 cm 'lik ve 80 cm 'lik taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerine ait, Elazığ depremine ait parametreler kullanılarak, pseudo-statik ve dinamik yaklaşımlarla belirlenen taşıma gücü değerleri, taş kolonlar arası mesafeye ve içsel sürtünme açısına bağlı olarak Tablo 5.11'de verilmiştir.

Tablo 5.11. Kil $c=15 \text{ kN/m}^2$, statik, pseudo-statik ve deprem sonrası taşıma gücü değerleri

Çap (D)	Aralık (s/D)	İçsel Sürtünme Açısı (φ)	Taşıma Gücü (Statik) [kN/m ²]	Taşıma Gücü (Pseudo- Statik) [kN/m ²]	Taşıma Gücü (Deprem Sonrası) [kN/m ²]	Pseudo-statik ve Dinamik Fark (%)
60 cm	s/D=2	35°	171,32	122,82	39,15	%68
		40°	207,67	142,02	56,64	%60
		45°	229,58	167,50	74,64	%55
	s/D=3	35°	145,56	109,65	27,44	%75
		40°	174,29	130,22	39,60	%70
		45°	213,45	154,40	53,70	%65
80 cm	s/D=2	35°	201,44	135,67	34,32	%75
		40°	229,99	162,92	49,99	%69
		45°	266,51	192,00	68,63	%64
	s/D=3	35°	128,54	93,87	17,05	%82
		40°	143,44	106,65	29,22	%73
		45°	163,22	119,27	40,84	%66
Taş Kolonsuz Zemin Modeli			88,67	64,22	1,60	%98

Tablo 5.11 incelendiğinde kohezyon değeri 15 kN/m^2 olan 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde Elazığ depremi sonrası elde edilen taşıma gücü değeri, pseudo-statik yaklaşımla belirlenen taşıma gücü değerine göre s/D=2 aralık için ortalama %61, s/D=3 aralık için ise ortalama %70 daha düşük elde edilmiştir. 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde yine Elazığ depremi sonrası elde edilen taşıma gücü değeri, pseudo-statik yaklaşımla belirlenen taşıma gücü değerine göre s/D=2 aralık için ortalama %69, s/D=3 aralık için ise ortalama %73 daha düşük bulunmuştur.

Kohezyon değeri 20 kN/m^2 olan taş kolonsuz zemin modeli ile 60 cm'lik ve 80 cm'lik taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerine ait, Elazığ depremine ait parametreler kullanılarak, pseudo-statik ve dinamik yaklaşımlarla belirlenen taşıma gücü değerleri, taş kolonlar arası mesafeye ve içsel sürtünme açısına bağlı olarak Tablo 5.12'de verilmiştir.

Tablo 5.12. Kil $c=20 \text{ kN/m}^2$, statik, pseudo-statik ve deprem sonrası taşıma gücü değerleri

Çap (D)	Aralık (s/D)	İçsel Sürtünme Açısı (φ)	Taşıma Gücü (Statik) [kN/m ²]	Taşıma Gücü (Pseudo- Statik) [kN/m ²]	Taşıma Gücü (Deprem Sonrası) [kN/m ²]	Pseudo-Statik ve Dinamik Fark (%)
60 cm	s/D=2	35°	196,78	155,02	42,38	%73
		40°	233,11	181,30	60,61	%67
		45°	253,65	205,00	78,63	%62
	s/D=3	35°	178,34	140,20	30,39	%78
		40°	208,74	165,27	42,46	%74
		45°	241,27	195,22	57,16	%71
80 cm	s/D=2	35°	222,32	172,15	34,93	%80
		40°	259,59	203,52	50,47	%75
		45°	292,63	236,95	71,13	%70
	s/D=3	35°	147,03	120,92	17,95	%85
		40°	163,42	135,72	30,10	%78
		45°	183,68	150,90	42,34	%72
Taş Kolonsuz Zemin Modeli			108,64	91,35	3,37	%96

Tablo 5.12 incelendiğinde kohezyon değeri 20 kN/m^2 olan 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde Elazığ depremi sonrası elde edilen taşıma gücü değeri, pseudo-statik yaklaşımla belirlenen taşıma gücü değerine göre s/D=2 aralık için ortalama %67, s/D=3 aralık için ise ortalama %74 daha düşük elde edilmiştir. 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde yine Elazığ depremi sonrası elde edilen taşıma gücü değeri, pseudo-statik yaklaşımla belirlenen taşıma gücü değerine göre s/D=2 aralık için ortalama %75, s/D=3 aralık için ise ortalama %78 daha düşük bulunmuştur.

Kohezyon değeri 25 kN/m^2 olan taş kolonsuz zemin modeli ile 60 cm'lik ve 80 cm'lik taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerine ait, Elazığ depremine ait parametreler kullanılarak, pseudo-statik ve dinamik yaklaşımlarla belirlenen taşıma gücü değerleri, taş kolonlar arası mesafeye ve içsel sürtünme açısına bağlı olarak Tablo 5.13'te verilmiştir.

Tablo 5.13. Kil $c=25 \text{ kN/m}^2$, statik, pseudo-statik ve deprem sonrası taşıma gücü değerleri

Çap (D)	Aralık (s/D)	İçsel Sürtünme Açısı (φ)	Taşıma Gücü (Statik) [kN/m ²]	Taşıma Gücü (Pseudo- Statik) [kN/m ²]	Taşıma Gücü (Deprem Sonrası) [kN/m ²]	Pseudo-Statik ve Dinamik Fark (%)
60 cm	s/D=2	35°	213,24	179,07	43,24	%76
		40°	248,92	208,67	61,35	%71
		45°	269,64	229,40	80,20	%65
	s/D=3	35°	195,66	163,57	32,62	%80
		40°	227,49	190,87	44,23	%77
		45°	261,85	219,80	60,69	%72
80 cm	s/D=2	35°	238,24	198,77	35,31	%82
		40°	280,67	233,25	51,33	%78
		45°	314,06	266,50	71,93	%73
	s/D=3	35°	161,22	141,47	20,09	%86
		40°	178,75	156,62	31,33	%80
		45°	199,98	174,95	41,99	%76
Taş Kolonsuz Zemin Modeli			123,52	111,47	6,83	%94

Tablo 5.13 incelendiğinde kohezyon değeri 25 kN/m^2 olan 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde Elazığ depremi sonrası elde edilen taşıma gücü değeri, pseudo-statik yaklaşımla belirlenen taşıma gücü değerine göre s/D=2 aralık için ortalama %70, s/D=3 aralık için ise ortalama %76 daha düşük elde edilmiştir. 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde yine Elazığ depremi sonrası elde edilen taşıma gücü değeri, pseudo-statik yaklaşımla belirlenen taşıma gücü değerine göre s/D=2 aralık için ortalama %78, s/D=3 aralık için ise ortalama %81 daha düşük bulunmuştur.

Kohezyon değeri 30 kN/m^2 olan taş kolonsuz zemin modeli ile 60 cm'lik ve 80 cm'lik taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerine ait, Elazığ depremine ait parametreler kullanılarak, pseudo-statik ve dinamik yaklaşımlarla belirlenen taşıma gücü değerleri, taş kolonlar arası mesafeye ve içsel sürtünme açısına bağlı olarak Tablo 5.14'te verilmiştir.

Tablo 5.14. Kil $c=30 \text{ kN/m}^2$, statik, pseudo-statik ve deprem sonrası taşıma gücü değerleri

Çap (D)	Aralık (s/D)	İçsel Sürtünme Açısı (φ)	Taşıma Gücü (Statik) [kN/m ²]	Taşıma Gücü (Pseudo- Statik) [kN/m ²]	Taşıma Gücü (Deprem Sonrası) [kN/m ²]	Pseudo-Statik ve Dinamik Fark (%)
60 cm	s/D=2	35°	227,06	198,55	45,29	%77
		40°	263,41	229,35	63,54	%72
		45°	285,55	247,42	85,00	%66
	s/D=3	35°	208,49	181,62	36,34	%80
		40°	240,16	210,35	47,03	%78
		45°	271,82	239,72	63,55	%73
80 cm	s/D=2	35°	251,63	219,65	36,09	%83
		40°	295,69	258,25	54,35	%79
		45°	332,02	290,50	73,02	%75
	s/D=3	35°	173,41	157,65	24,65	%84
		40°	191,38	173,05	35,41	%80
		45°	213,34	192,75	48,44	%75
Taş Kolonsuz Zemin Modeli			135,23	126,45	10,56	%92

Tablo 5.14 incelendiğinde kohezyon değeri 30 kN/m^2 olan 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde Elazığ depremi sonrası elde edilen taşıma gücü değeri, pseudo-statik yaklaşımla belirlenen taşıma gücü değerine göre s/D=2 aralık için ortalama %72, s/D=3 aralık için ise ortalama %77 daha düşük elde edilmiştir. 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde yine Elazığ depremi sonrası elde edilen taşıma gücü değeri, pseudo-statik yaklaşımla belirlenen taşıma gücü değerine göre s/D=2 aralık için ortalama %79, s/D=3 aralık için ise ortalama %80 daha düşük bulunmuştur.

Tablo 5.11, Tablo 5.12, Tablo 5.13 ve Tablo 5.14'te yer alan statik analizler ile Elazığ depremi etkisinde yapılan pseudo-statik ve dinamik analizlerden elde edilen taşıma gücü değerleri incelendiğinde, deprem sonrası taşıma gücü değerleri ile pseudo-statik taşıma gücü değerleri arasında ortalama %74'lük bir fark olduğu görülmektedir. Bu durum, deprem etkisinde taşıma gücünün belirlenmesi konusunda pseudo-statik yaklaşımının yetersizliği hakkındaki tartışmaların haklılığını göstermektedir.

5.7.2. İzmir Depremi Pseudo-Statik Analiz ve Dinamik Analiz Sonuçları

Kohezyon değeri 15 kN/m^2 olan taş kolonsuz zemin modeli ile 60 cm'lik ve 80 cm'lik taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerine ait, İzmir depremine ait

parametreler kullanılarak, pseudo-statik ve dinamik yaklaşımlarla belirlenen taşıma gücü değerleri, taş kolonlar arası mesafeye ve içsel sürtünme açısına bağlı olarak Tablo 5.15'te verilmiştir.

Tablo 5.15. Kil $c=15 \text{ kN/m}^2$, statik, pseudo-statik ve deprem sonrası taşıma gücü değerleri

Çap (D)	Aralık (s/D)	İçsel Sürtünme Açısı (φ)	Taşıma Gücü (Statik) [kN/m ²]	Taşıma Gücü (Pseudo- Statik) [kN/m ²]	Taşıma Gücü (Deprem Sonrası) [kN/m ²]	Pseudo-Statik ve Dinamik Fark (%)
60 cm	s/D=2	35°	171,32	157,27	109,57	%30
		40°	207,67	187,65	132,15	%30
		45°	229,58	210,45	160,70	%24
	s/D=3	35°	145,56	136,65	85,53	%37
		40°	174,29	162,90	103,39	%37
		45°	213,45	196,52	128,79	%34
80 cm	s/D=2	35°	201,44	177,45	118,53	%33
		40°	229,99	206,45	142,97	%31
		45°	266,51	241,00	172,34	%28
	s/D=3	35°	128,54	115,82	76,38	%34
		40°	143,44	130,25	87,20	%33
		45°	163,22	147,92	99,36	%33
Taş Kolonsuz Zemin Modeli			88,67	80,65	43,44	%46

Tablo 5.15 incelendiğinde kohezyon değeri 15 kN/m^2 olan 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde İzmir depremi sonrası elde edilen taşıma gücü değeri, pseudo-statik yaklaşımla belirlenen taşıma gücü değerine göre s/D=2 aralık için ortalama %28, s/D=3 aralık için ise ortalama %36 daha düşük elde edilmiştir. 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde yine İzmir depremi sonrası elde edilen taşıma gücü değeri, pseudo-statik yaklaşımla belirlenen taşıma gücü değerine göre s/D=2 aralık için ortalama %31, s/D=3 aralık için ise ortalama %33 daha düşük bulunmuştur.

Kohezyon değeri 20 kN/m^2 olan taş kolonsuz zemin modeli ile 60 cm'lik ve 80 cm'lik taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerine ait, İzmir depremine ait parametreler kullanılarak, pseudo-statik ve dinamik yaklaşımlarla belirlenen taşıma gücü değerleri, taş kolonlar arası mesafeye ve içsel sürtünme açısına bağlı olarak Tablo 5.16'da verilmiştir.

Tablo 5.16. Kil $c=20 \text{ kN/m}^2$, statik, pseudo-statik ve deprem sonrası taşıma gücü değerleri

Çap (D)	Aralık (s/D)	İçsel Sürtünme Açısı (φ)	Taşıma Gücü (Statik) [kN/m ²]	Taşıma Gücü (Pseudo- Statik) [kN/m ²]	Taşıma Gücü (Deprem Sonrası) [kN/m ²]	Pseudo-Statik ve Dinamik Fark (%)
60 cm	s/D=2	35°	196,67	181,90	136,70	%25
		40°	233,11	214,42	162,07	%24
		45°	253,65	234,25	189,79	%19
	s/D=3	35°	178,34	163,20	112,34	%31
		40°	208,74	192,35	135,06	%30
		45°	241,27	225,30	162,84	%28
80 cm	s/D=2	35°	222,32	205,20	149,01	%27
		40°	259,59	238,42	177,59	%26
		45°	292,63	270,75	210,07	%22
	s/D=3	35°	147,03	138,10	98,36	%29
		40°	163,42	153,27	110,70	%28
		45°	183,68	172,70	125,08	%28
Taş Kolonsuz Zemin Modeli			108,64	101,50	65,44	%36

Tablo 5.16 incelendiğinde kohezyon değeri 20 kN/m^2 olan 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde İzmir depremi sonrası elde edilen taşıma gücü değeri, pseudo-statik yaklaşımla belirlenen taşıma gücü değerine göre s/D=2 aralık için ortalama %23, s/D=3 aralık için ise ortalama %30 daha düşük elde edilmiştir. 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde yine İzmir depremi sonrası elde edilen taşıma gücü değeri, pseudo-statik yaklaşımla belirlenen taşıma gücü değerine göre s/D=2 aralık için ortalama %25, s/D=3 aralık için ise ortalama %28 daha düşük bulunmuştur.

Kohezyon değeri 25 kN/m^2 olan taş kolonsuz zemin modeli ile 60 cm'lik ve 80 cm'lik taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerine ait, İzmir depremine ait parametreler kullanılarak, pseudo-statik ve dinamik yaklaşımlarla belirlenen taşıma gücü değerleri, taş kolonlar arası mesafeye ve içsel sürtünme açısına bağlı olarak Tablo 5.17'de verilmiştir.

Tablo 5.17. Kil $c=25 \text{ kN/m}^2$, statik, pseudo-statik ve deprem sonrası taşıma gücü değerleri

Çap (D)	Aralık (s/D)	İçsel Sürtünme Açısı (φ)	Taşıma Gücü (Statik) [kN/m²]	Taşıma Gücü (Pseudo- Statik) [kN/m²]	Taşıma Gücü (Deprem Sonrası) [kN/m²]	Pseudo-Statik ve Dinamik Fark (%)
60 cm	s/D=2	35°	213,24	200,65	156,98	%22
		40°	248,92	233,87	185,36	%21
		45°	269,64	255,50	212,65	%17
	s/D=3	35°	195,66	184,25	133,82	%27
		40°	227,49	213,80	158,27	%26
		45°	261,85	246,35	189,07	%23
80 cm	s/D=2	35°	238,24	224,25	173,40	%23
		40°	280,67	263,00	204,60	%22
		45°	314,06	296,00	238,31	%19
	s/D=3	35°	161,22	154,52	117,59	%24
		40°	178,75	170,60	130,72	%23
		45°	199,98	191,17	147,09	%23
Taş Kolonsuz Zemin Modeli			123,52	118,72	83,13	%30

Tablo 5.17 incelendiğinde kohezyon değeri 25 kN/m^2 olan 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde İzmir depremi sonrası elde edilen taşıma gücü değeri, pseudo-statik yaklaşımla belirlenen taşıma gücü değerine göre s/D=2 aralık için ortalama %20, s/D=3 aralık için ise ortalama %26 daha düşük elde edilmiştir. 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde yine İzmir depremi sonrası elde edilen taşıma gücü değeri, pseudo-statik yaklaşımla belirlenen taşıma gücü değerine göre s/D=2 aralık için ortalama %21, s/D=3 aralık için ise ortalama %23 daha düşük bulunmuştur.

Kohezyon değeri 30 kN/m^2 olan taş kolonsuz zemin modeli ile 60 cm'lik ve 80 cm'lik taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerine ait, İzmir depremine ait parametreler kullanılarak, pseudo-statik ve dinamik yaklaşımlarla belirlenen taşıma gücü değerleri, taş kolonlar arası mesafeye ve içsel sürtünme açısına bağlı olarak Tablo 5.18'de verilmiştir.

Tablo 5.18. Kil $c=30 \text{ kN/m}^2$, statik, pseudo-statik ve deprem sonrası taşıma gücü değerleri

Çap (D)	Aralık (s/D)	İçsel Sürtünme Açısı (φ)	Taşıma Gücü (Statik) [kN/m²]	Taşıma Gücü (Pseudo- Statik) [kN/m²]	Taşıma Gücü (Deprem Sonrası) [kN/m²]	Pseudo-Statik ve Dinamik Fark (%)
60 cm	s/D=2	35°	227,06	216,90	174,82	%19
		40°	263,41	251,25	204,85	%18
		45°	285,55	270,25	232,46	%14
	s/D=3	35°	208,49	192,32	151,14	%21
		40°	240,16	229,02	176,57	%23
		45°	271,82	262,75	205,94	%22
80 cm	s/D=2	35°	251,63	240,70	192,14	%20
		40°	295,69	282,25	226,81	%20
		45°	332,02	318,25	259,35	%19
	s/D=3	35°	173,41	167,95	131,94	%21
		40°	191,38	184,45	145,25	%21
		45°	213,34	205,52	162,31	%21
Taş Kolonsuz Zemin Modeli			135,23	132,50	96,70	%27

Tablo 5.18 incelendiğinde kohezyon değeri 30 kN/m^2 olan 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde İzmir depremi sonrası elde edilen taşıma gücü değeri, pseudo-statik yaklaşımla belirlenen taşıma gücü değerine göre s/D=2 aralık için ortalama %17, s/D=3 aralık için ise ortalama %22 daha düşük elde edilmiştir. 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde yine İzmir depremi sonrası elde edilen taşıma gücü değeri, pseudo-statik yaklaşımla belirlenen taşıma gücü değerine göre s/D=2 aralık için ortalama %19, s/D=3 aralık için ise ortalama %21 daha düşük bulunmuştur.

Tablo 5.15, Tablo 5.16, Tablo 5.17 ve Tablo 5.18’de yer alan statik analizler ile İzmir Depremi etkisinde yapılan pseudo-statik ve dinamik analizlerden elde edilen taşıma gücü değerleri incelendiğinde, deprem sonrası taşıma gücü değerleri ile pseudo-statik taşıma gücü değerleri arasında ortalama %25’lik bir fark olduğu görülmektedir. Bu durum, yine Elazığ depremi ile yapılan analizlerde olduğu gibi, deprem etkisinde taşıma gücünün belirlenmesi konusunda pseudo-statik yaklaşımının yetersizliği hakkındaki tartışmaların haklılığını göstermektedir. Her iki deprem ile yapılan dinamik ve pseudo-statik analizlerin tamamı karşılaştırıldığında, İzmir depreminde Elazığ depremine göre %49 daha az fark oluşmasının temel sebebi, İzmir depreminin pik ivmesinin daha düşük ve etki süresinin daha kısa olması ile açıklanabilir.

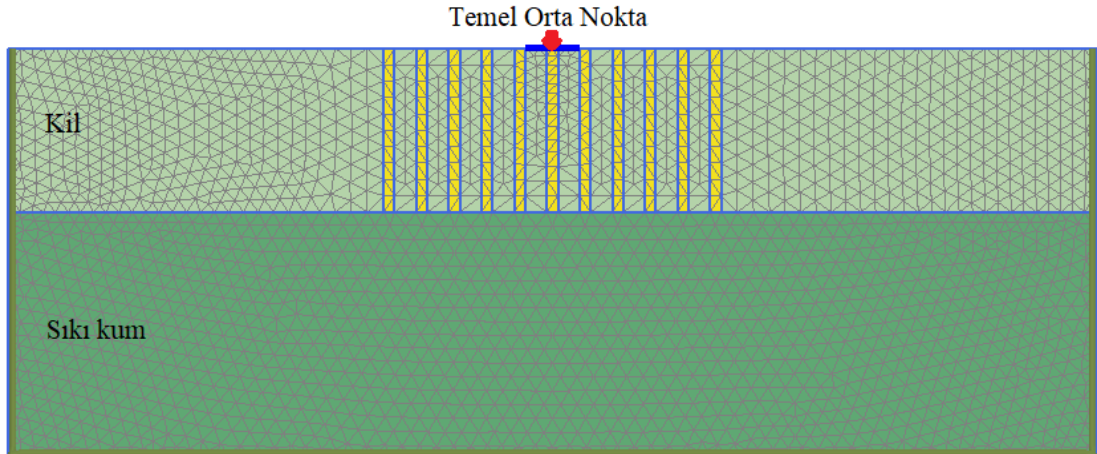
5.8. Deprem Etkisinde Deplasman Analizleri

Elazığ ve İzmir depremi etkisinde yapılan dinamik zamana bağlı taşıma gücü analizlerinden sonra yine aynı depremlerin etkisinde deplasman analizleri yapılmıştır. Dört farklı kohezyon değerine sahip ($c=15, 20, 25, 30 \text{ kN/m}^2$) taş kolonsuz zeminlere ait nihai taşıma gücü değerleri, taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modellerine yayılı yük olarak verilip, yine Elazığ ve İzmir depremleri etkisinde deplasman analizleri yapılmıştır. Deprem etkisinde yapılan deplasman analizlerinde, her kohezyon değeri için taş kolonsuz zeminden elde edilen taşıma gücü değeri, aynı kohezyon değerine sahip taş kolonlu zemin modellerine yayılı yük olarak verilerek yapılmıştır. Deplasman analizlerinde yayılı yük olarak kullanılan taş kolonsuz zeminlere ait nihai taşıma gücü değerlerinin kohezyon değerine bağlı değişimi Tablo 5.19’da verilmiştir.

Tablo 5.19. Deplasman analizlerinde yayılı yük olarak kullanılan kohezyona bağlı taşıma gücü değerleri

Kil Zeminin Kohezyonu	Statik Taşıma Gücü
15 kN/m^2	88,67 kN/m^2
20 kN/m^2	108,64 kN/m^2
25 kN/m^2	123,52 kN/m^2
30 kN/m^2	135,23 kN/m^2

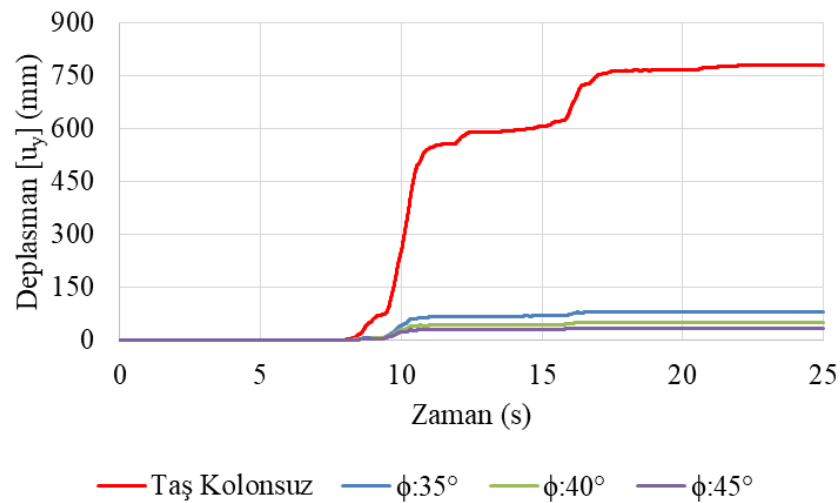
Tablo 5.19 incelendiğinde, yumuşak kil zemin tabakasının kohezyon değerindeki artışa bağlı olarak taşıma gücünde artış meydana geldiği görülmektedir. Elde edilen bu değerler, taş kolonsuz zeminler ile farklı aralıklarda ($s/D=2, s/D=3$) ve farklı çaplarda (60 cm, 80 cm) taş kolonlarla iyileştirilmiş zeminlere, üniform yayılı yük olarak uygulanmıştır. Temel plakasının orta noktasından alınan okumalar, Elazığ ile İzmir depremleri için farklı başlıklar altında ve farklı grafiklerde olacak şekilde verilmiştir. Taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinin ağ tanımlanmış hali ile okuma alınan temel orta noktası Şekil 5.40’ta görülmektedir.



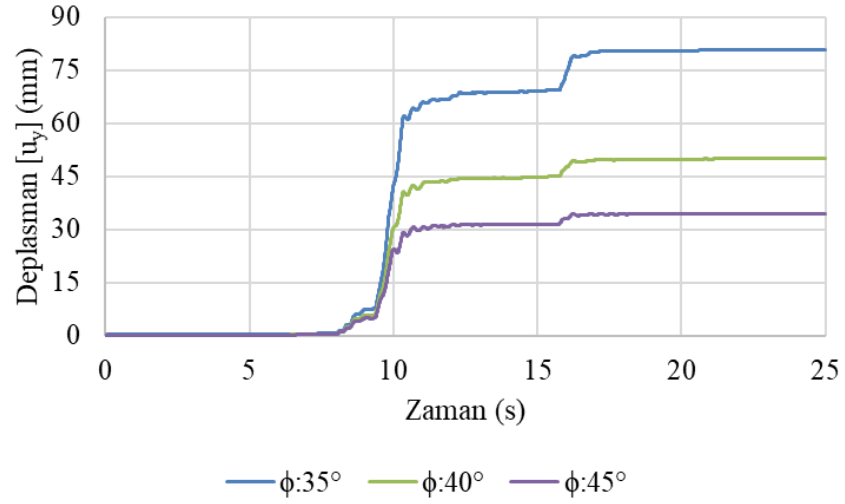
Şekil 5.40 Ağ tanımlanmış zemin modeli ve okuma alının temel orta nokta

5.8.1. Elazığ Depremi Etkisinde Zeminde Meydana Gelen Deplasmanlar

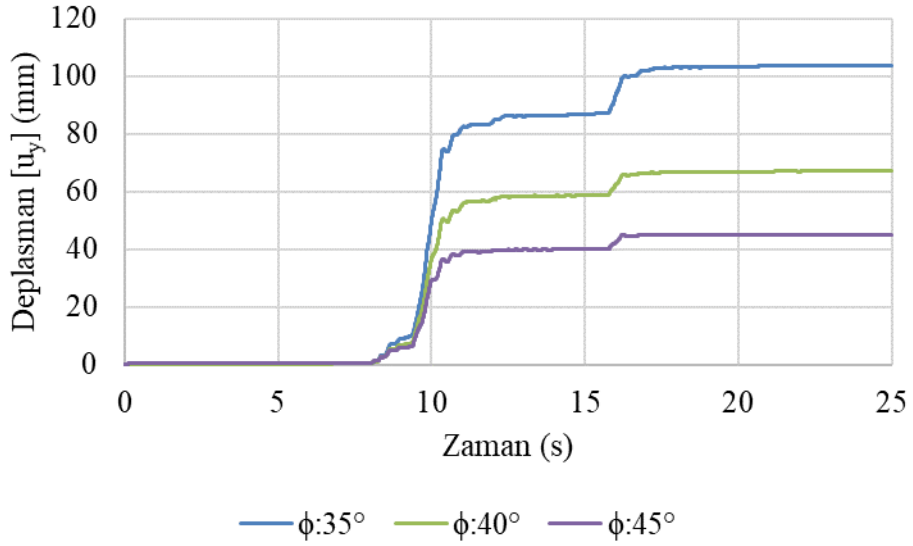
Kohezyon değeri 15 kN/m^2 olan taş kolonsuz zemin modelinin nihai taşıma gücü olan $88,67 \text{ kN/m}^2$ 'lik yayılı yük altında Elazığ depremi etkisinde deplasman analizleri yapılmıştır. Taş kolonsuz zemin modeli ile farklı çaplarda (60 cm, 80 cm) ve farklı aralıklarda ($s/D=2$, $s/D=3$) taş kolonlarla iyileştirilmiş zemin modellerinin, $88,67 \text{ kN/m}^2$ 'lik yayılı yük altında Elazığ depremi etkisinde yapılan deplasman analizleri, taş kolon malzemesinin içsel sürtünme açısındaki (ϕ) artışa bağlı olarak (35° , 40° , 45°) Şekil 5.41, Şekil 5.42, Şekil 5.43, Şekil 5.44 ve Şekil 5.45'de verilmiştir. Taş kolonsuz zeminlerden elde edilen deplasman değerleri, taş kolonlu zeminlerden elde edilen deplasman değerlerinden oldukça yüksek değerlerde olduğundan ve grafiklerin daha net görülebilmesi amacıyla, taş kolonsuz zeminlere ait grafikler, taş kolonlu zeminlere ait grafiklerden ayrı olarak sunulmuştur. Tüm grafikler temel plakasının orta noktasından alınan okumalar ile oluşturulmuştur.



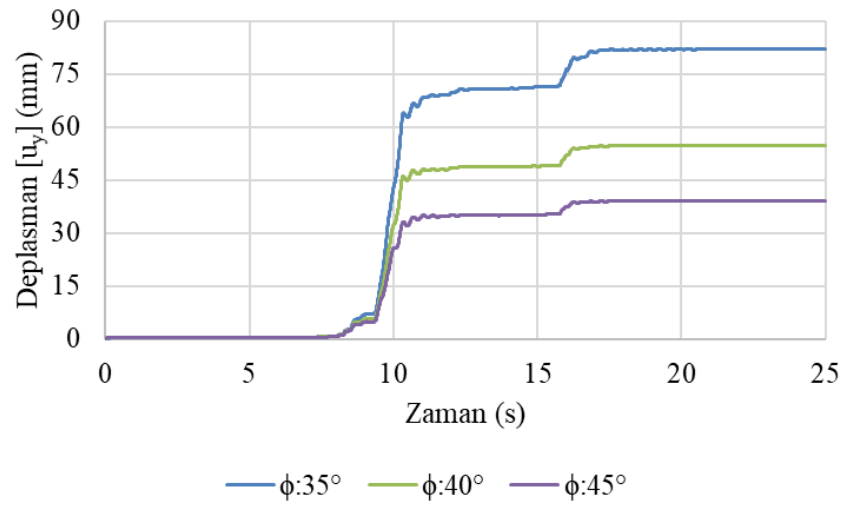
Şekil 5.41. Kil $c=15 \text{ kN/m}^2$, taş kolonsuz ve taş kolonlu ($D=60 \text{ cm}$, $s/D=2$)



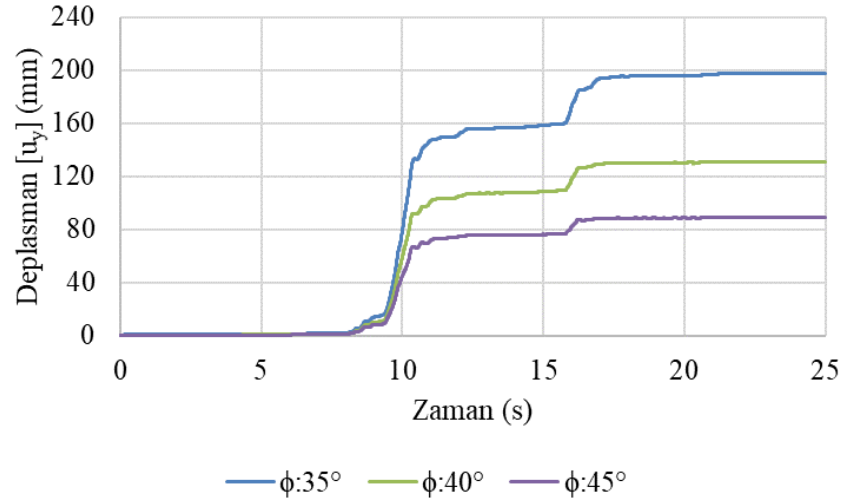
Şekil 5.42. Kıl $c=15 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$



Şekil 5.43. Kıl $c=15 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$



Şekil 5.44. Kıl $c=15 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$



Şekil 5.45. Kil $c=15 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$

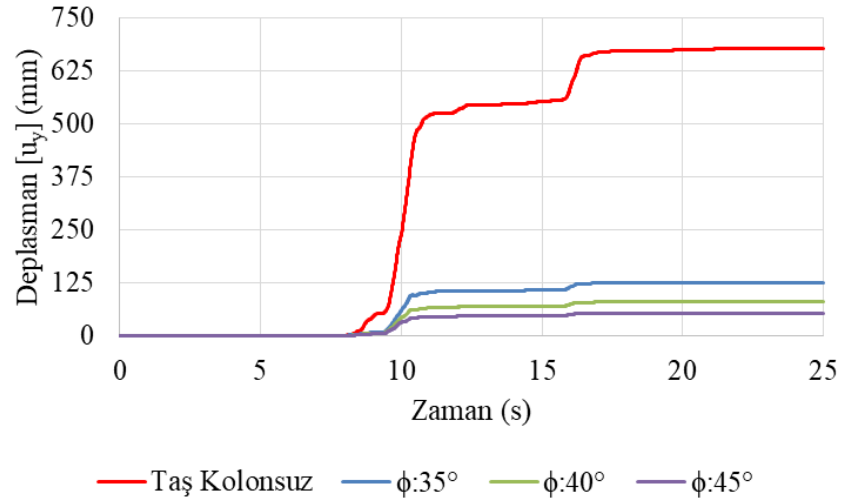
Kohezyon değeri 15 kN/m^2 olan taş kolonsuz zemin modelinin, nihai taşıma gücü olan $88,67 \text{ kN/m}^2$ 'lik yayılı yük altında Elazığ depremi etkisinde taş kolonlu zemin modelleriyle yapılan dinamik analizlerden elde edilen Şekil 5.42, Şekil 5.43, Şekil 5.44 ve Şekil 5.45'teki grafikler incelendiğinde, taş kolonun içsel sürtünme açısındaki artışa bağlı olarak deplasman miktarlarında azalma meydana geldiği görülmektedir. Özellikle Şekil 5.41'deki taş kolonsuz zemin modelinin zamana bağlı deplasman değişimi incelendiğinde, Elazığ depremi sonrasında temelin orta noktasında meydana gelen kalıcı deplasmanın, 75 cm 'yi aşarak kabul edilebilir sınırların oldukça dışına çıktığı görülmüştür. Kohezyon değeri 15 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modellerinde, Elazığ depremi sonrasında meydana gelen deplasman değişimleri Tablo 5.20'de verilmiştir.

Tablo 5.20. Deprem sonrası deplasman değişimleri (Kil c=15 kN/m²)

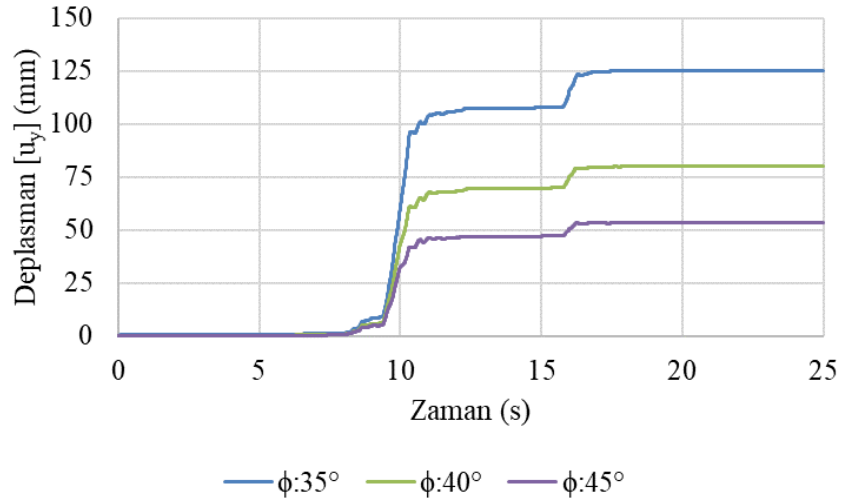
Çap (D)	Aralık (s/D)	İçsel Sürtünme Açısı (ϕ)	Deplasman (mm)	Deplasman Azalma Miktarı
60 cm	s/D=2	35°	80,85	%90
		40°	49,98	%94
		45°	34,41	%96
	s/D=3	35°	103,89	%87
		40°	67,04	%91
		45°	45,07	%94
80 cm	s/D=2	35°	78,23	%90
		40°	47,63	%94
		45°	33,18	%96
	s/D=3	35°	197,63	%75
		40°	131,24	%83
		45°	88,95	%89
Taş Kolonsuz Zemin Modeli			781,40	

Tablo 5.20 incelendiğinde kohezyon değeri 15 kN/m² olan taş kolonsuz zemin modeline göre, 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde s/D=2 aralık için deprem sonrası deplasmanlarda ortalama %93 azalma meydana gelirken, s/D=3 aralık için ortalama %91 azalma meydana gelmiştir. 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde ise s/D=2 aralık için deprem sonrası deplasmanlarda ortalama %92 azalma meydana gelirken, s/D=3 aralık için ortalama %82 azalma meydana gelmiştir.

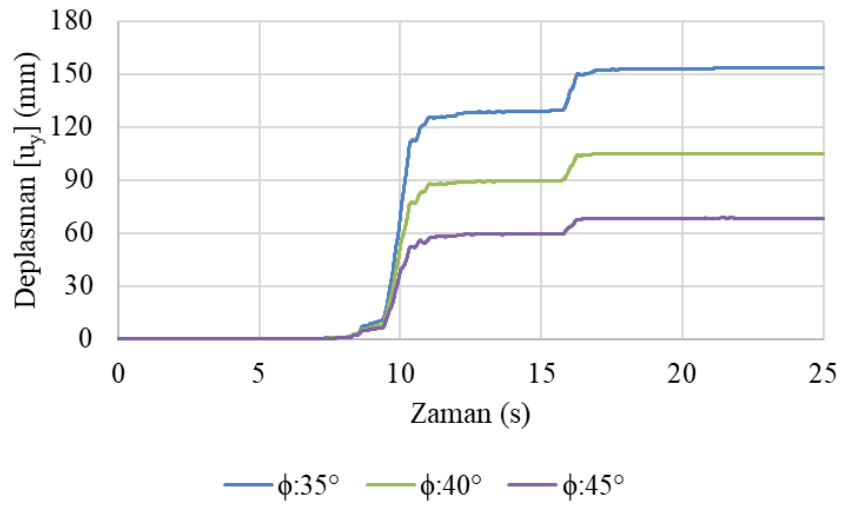
Kohezyon değeri 20 kN/m² olan taş kolonsuz zemin modelinin nihai taşıma gücü olan 108,64 kN/m²'lik yayılı yük altında Elazığ depremi etkisinde deplasman analizleri yapılmıştır. Taş kolonsuz zemin modeli ile farklı çaplarda (60 cm, 80 cm) ve farklı aralıklarda (s/D=2, s/D=3) taş kolonlarla iyileştirilmiş zemin modellerinin, 108,64 kN/m²'lik yayılı yük altında Elazığ depremi etkisinde yapılan deplasman analizleri, taş kolon malzemesinin içsel sürtünme açısındaki (ϕ) artışa bağlı olarak (35°, 40°, 45°) Şekil 5.46, Şekil 5.47, Şekil 5.48, Şekil 5.49 ve Şekil 5.50'de verilmiştir.



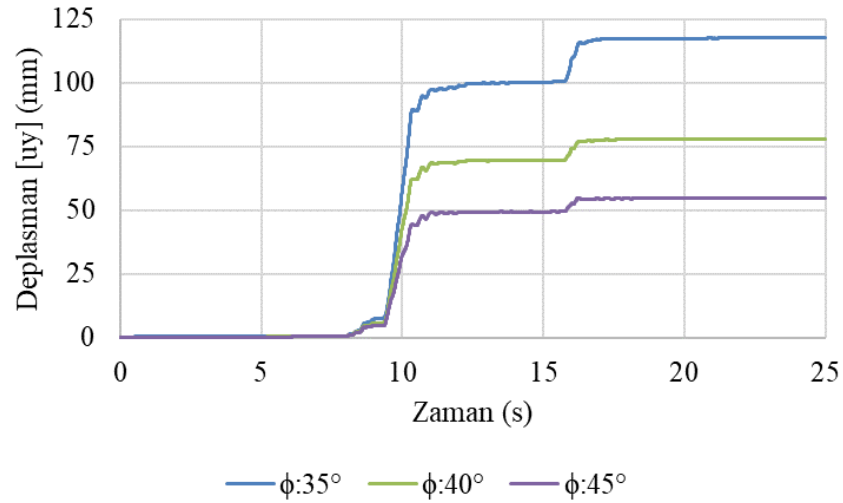
Şekil 5.46. Kil $c=20 \text{ kN/m}^2$, taş kolonsuz ve taş kolonlu ($D=60 \text{ cm}$, $s/D=2$)



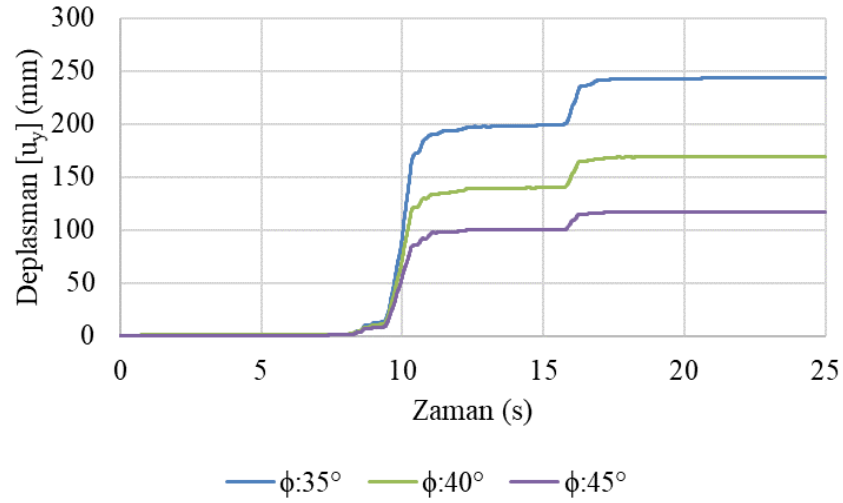
Şekil 5.47. Kil $c=20 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$



Şekil 5.48. Kil $c=20 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$



Şekil 5.49. Kil $c=20 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$



Şekil 5.50. Kil $c=20 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$

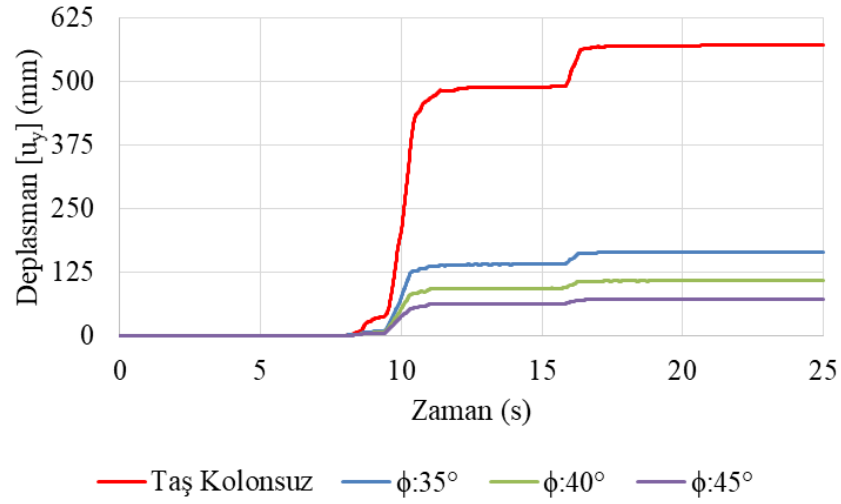
Kohezyon değeri 20 kN/m^2 olan taş kolonsuz zemin modelinin, nihai taşıma gücü olan $108,64 \text{ kN/m}^2$ 'lik yayılı yük altında Elazığ depremi etkisinde taş kolonlu zemin modelleriyle yapılan dinamik analizlerden elde edilen Şekil 5.47, Şekil 5.48, Şekil 49 ve Şekil 5.50'deki grafikler incelendiğinde, taş kolonun içsel sürtünme açısındaki artışa bağlı olarak deplasman miktarlarında azalma meydana geldiği görülmektedir. Yine kohezyon değeri 15 kN/m^2 olan taş kolonsuz zemin modelinde olduğu gibi, kohezyon değeri 20 kN/m^2 olan taş kolonsuz zemin modelinde de Elazığ depremi sonrasında temelin orta noktasında Şekil 5.46'da görüldüğü gibi yüksek miktarda kalıcı deplasman meydana gelmiştir. Kohezyon değeri 20 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modellerinde, Elazığ depremi sonrasında meydana gelen deplasman değişimleri Tablo 5.21'de verilmiştir.

Tablo 5.21. Deprem sonrası deplasman değişimleri (Kil c=20 kN/m²)

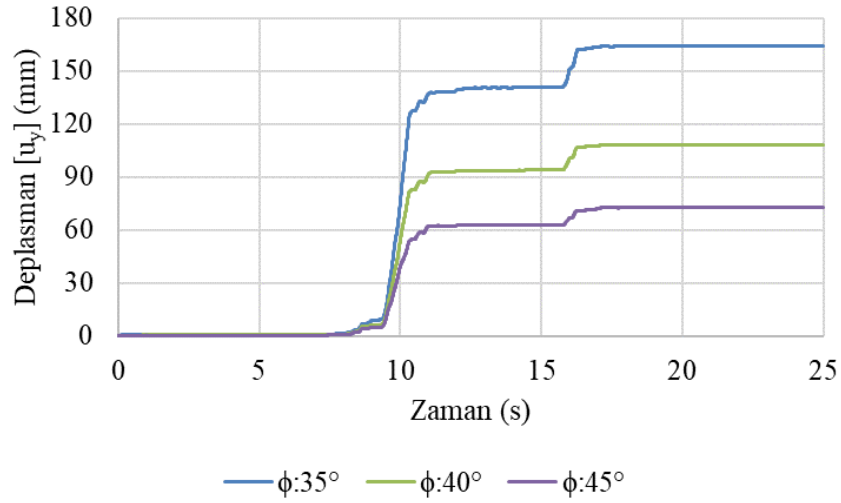
Çap (D)	Aralık (s/D)	İçsel Sürtünme Açısı (ϕ)	Deplasman (mm)	Deplasman Azalma Miktarı
60 cm	s/D=2	35°	125,36	%82
		40°	80,18	%88
		45°	53,33	%92
	s/D=3	35°	153,38	%77
		40°	104,98	%85
		45°	68,49	%90
80 cm	s/D=2	35°	117,59	%83
		40°	77,98	%89
		45°	52,12	%92
	s/D=3	35°	243,91	%64
		40°	169,60	%75
		45°	117,35	%83
Taş Kolonsuz Zemin Modeli			680,12	

Tablo 5.21 incelendiğinde kohezyon değeri 20 kN/m² olan taş kolonsuz zemin modeline göre, 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde s/D=2 aralık için deprem sonrası deplasmanlarda ortalama %87 azalma meydana gelirken, s/D=3 aralık için ortalama %84 azalma meydana gelmiştir. 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde ise s/D=2 aralık için deprem sonrası deplasmanlarda ortalama %88 azalma meydana gelirken, s/D=3 aralık için ortalama %74 azalma meydana gelmiştir.

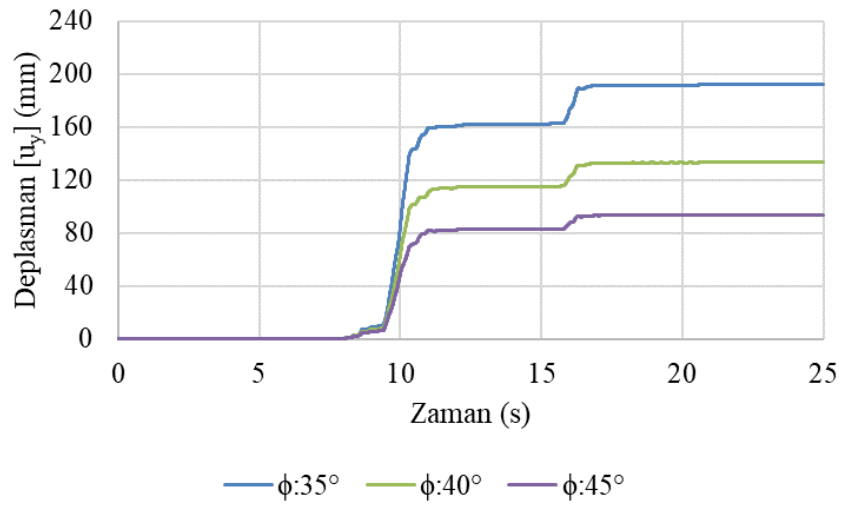
Kohezyon değeri 25 kN/m² olan taş kolonsuz zemin modelinin nihai taşıma gücü olan 123,52 kN/m²'lik yayılı yük altında Elazığ depremi etkisinde deplasman analizleri yapılmıştır. Taş kolonsuz zemin modeli ile farklı çaplarda (60 cm, 80 cm) ve farklı aralıklarda (s/D=2, s/D=3) taş kolonlarla iyileştirilmiş zemin modellerinin, 123,52 kN/m²'lik yayılı yük altında Elazığ depremi etkisinde yapılan deplasman analizleri, taş kolon malzemesinin içsel sürtünme açısındaki (ϕ) artışa bağlı olarak (35°, 40°, 45°) Şekil 5.51, Şekil 5.52, Şekil 5.53, Şekil 5.54 ve Şekil 5.55'te verilmiştir.



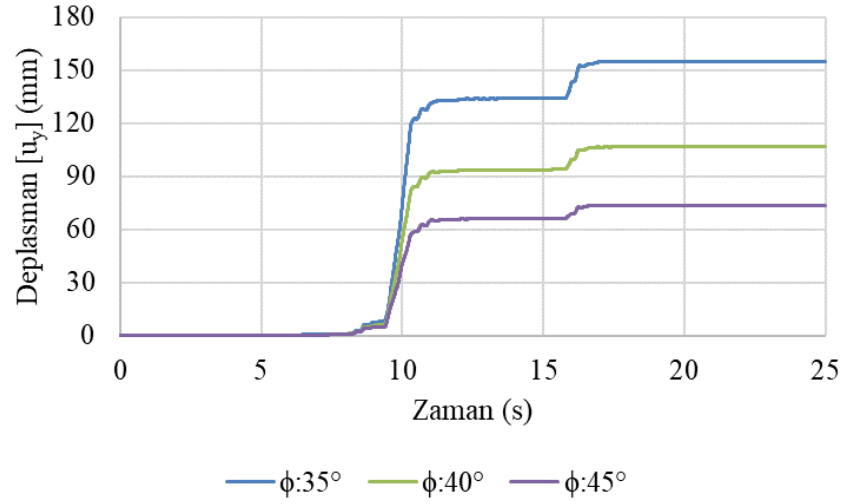
Şekil 5.51. Kil $c=25 \text{ kN/m}^2$, taş kolonsuz ve taş kolonlu ($D=60 \text{ cm}$, $s/D=2$)



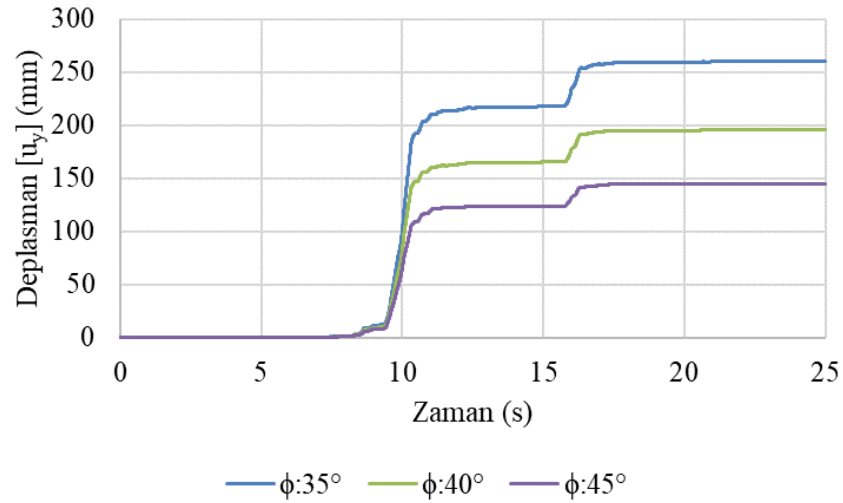
Şekil 5.52. Kil $c=25 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$



Şekil 5.53. Kil $c=25 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$



Şekil 5.54. Kıl $c=25 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$



Şekil 5.55. Kıl $c=25 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$

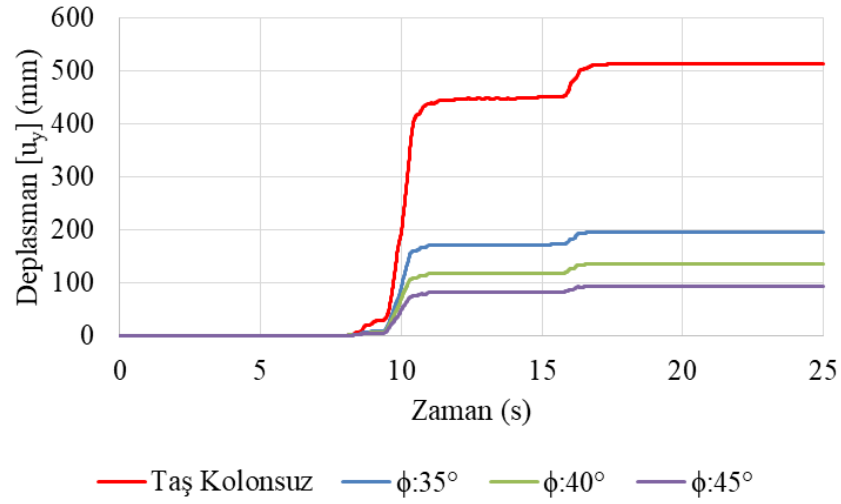
Kohezyon değeri 25 kN/m^2 olan taş kolonsuz zemin modelinin, nihai taşıma gücü olan $123,52 \text{ kN/m}^2$ 'lik yayılı yük altında Elazığ depremi etkisinde taş kolonlu zemin modelleriyle yapılan dinamik analizlerden elde edilen Şekil 5.52, Şekil 5.53, Şekil 5.54 ve Şekil 5.55'teki grafikler incelendiğinde, taş kolonun içsel sürtünme açısındaki artışa bağlı olarak deplasman miktarlarında azalma meydana geldiği görülmektedir. Grafiklerin tamamı göz önüne alındığında, Elazığ depremi etkisinde meydana gelen deplasman miktarlarının kabul edilebilir sınırlarda olabilmesi için taş kolon aralıklarının ve taş kolon malzemesinin içsel sürtünme açısının seçimi büyük önem arz etmektedir. Kohezyon değeri 25 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modellerinde, Elazığ depremi sonrasında meydana gelen deplasman değişimleri Tablo 5.22'de verilmiştir.

Tablo 5.22. Deprem sonrası deplasman değişimleri (Kil c=25 kN/m²)

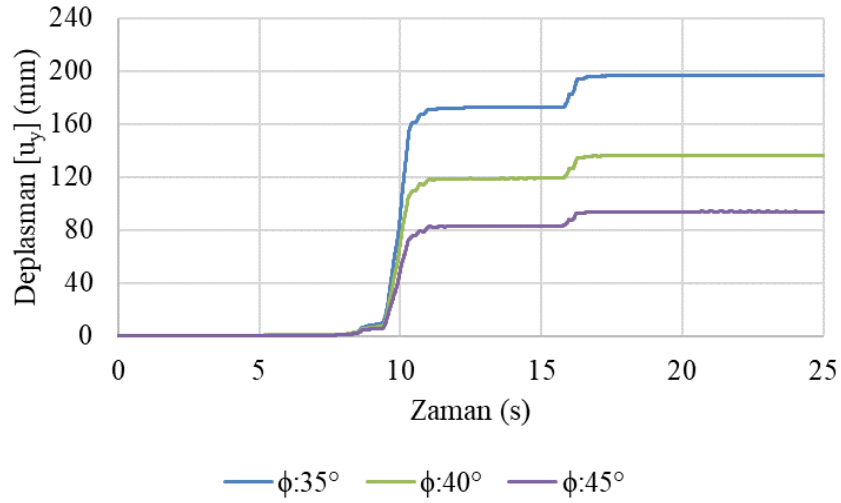
Çap (D)	Aralık (s/D)	İçsel Sürtünme Açısı (ϕ)	Deplasman (mm)	Deplasman Azalma Miktarı
60 cm	s/D=2	35°	164,37	%71
		40°	108,31	%81
		45°	72,88	%87
	s/D=3	35°	192,17	%66
		40°	133,35	%77
		45°	93,83	%84
80 cm	s/D=2	35°	155,06	%73
		40°	106,75	%81
		45°	71,25	%88
	s/D=3	35°	260,28	%55
		40°	195,89	%66
		45°	144,93	%75
Taş Kolonsuz Zemin Modeli			572,95	

Tablo 5.22 incelendiğinde kohezyon değeri 25 kN/m² olan taş kolonsuz zemin modeline göre, 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde s/D=2 aralık için deprem sonrası deplasmanlarda ortalama %80 azalma meydana gelirken, s/D=3 aralık için ortalama %76 azalma meydana gelmiştir. 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde ise s/D=2 aralık için deprem sonrası deplasmanlarda ortalama %80 azalma meydana gelirken, s/D=3 aralık için ortalama %65 azalma meydana gelmiştir.

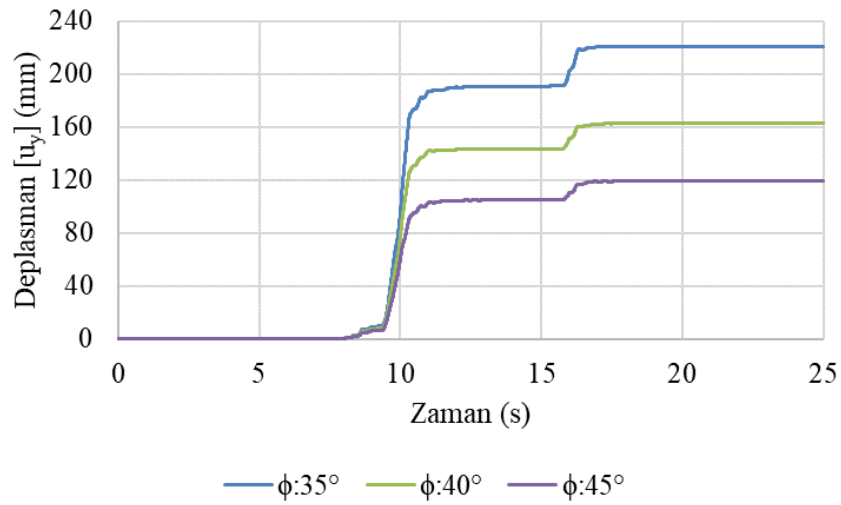
Kohezyon değeri 30 kN/m² olan taş kolonsuz zemin modelinin nihai taşıma gücü olan 135,23 kN/m²'lik yayılı yük altında Elazığ depremi etkisinde deplasman analizleri yapılmıştır. Taş kolonsuz zemin modeli ile farklı çaplarda (60 cm, 80 cm) ve farklı aralıklarda (s/D=2, s/D=3) taş kolonlarla iyileştirilmiş zemin modellerinin, 135,23 kN/m²'lik yayılı yük altında Elazığ depremi etkisinde yapılan deplasman analizleri, taş kolon malzemesinin içsel sürtünme açısındaki (ϕ) artışa bağlı olarak (35°, 40°, 45°) Şekil 5.56, Şekil 5.57, Şekil 5.58, Şekil 5.59 ve Şekil 5.60'da verilmiştir.



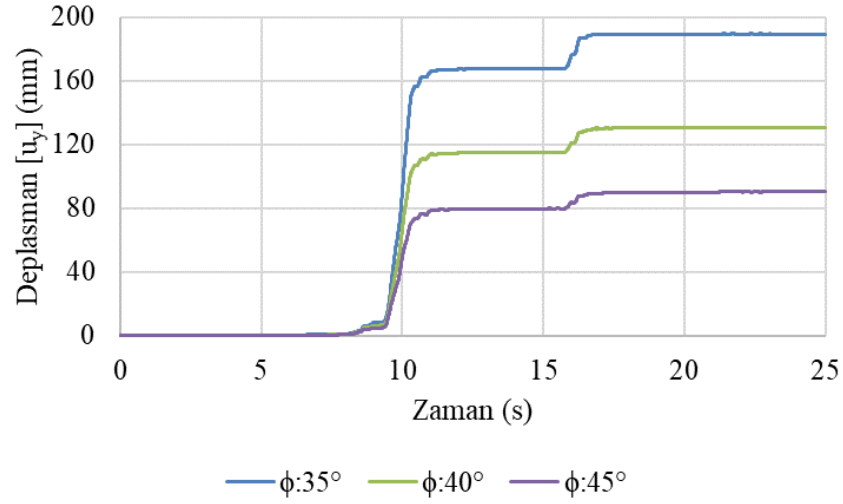
Şekil 5.56. Kil $c=30 \text{ kN/m}^2$, taş kolonsuz ve taş kolonlu ($D=60 \text{ cm}$, $s/D=2$)



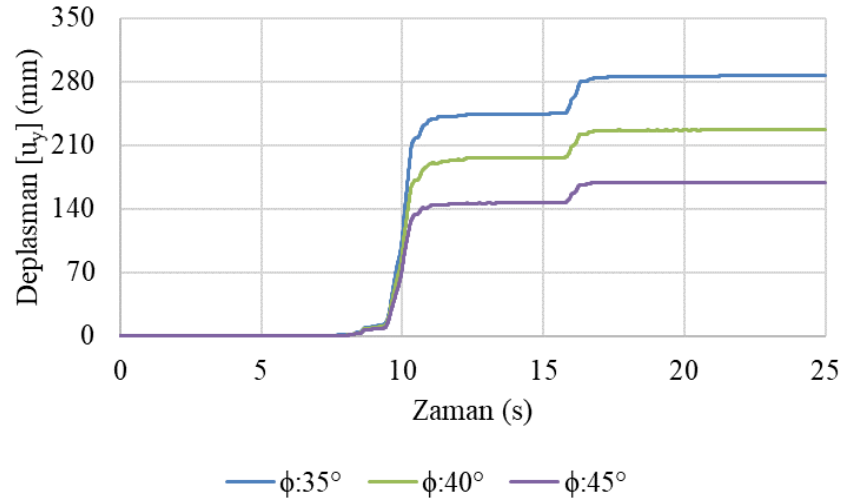
Şekil 5.57. Kil $c=30 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$



Şekil 5.58. Kil $c=30 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$



Şekil 5.59. Kil $c=30 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$



Şekil 5.60. Kil $c=30 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$

Kohezyon değeri 30 kN/m^2 olan taş kolonsuz zemin modelinin, nihai taşıma gücü olan $135,23 \text{ kN/m}^2$ 'lik yayılı yük altında Elazığ depremi etkisinde taş kolonlu zemin modelleriyle yapılan dinamik analizlerden elde edilen Şekil 5.57, Şekil 5.58, Şekil 5.59 ve Şekil 5.60'daki grafikler incelendiğinde, taş kolonun içsel sürtünme açısındaki artışa bağlı olarak deplasman miktarlarında azalma meydana geldiği görülmektedir. Kohezyon değeri 30 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modellerinde, Elazığ depremi sonrasında meydana gelen deplasman değişimleri Tablo 5.23'te verilmiştir.

Tablo 5.23. Deprem sonrası deplasman değişimleri (Kil c=30 kN/m²)

Çap (D)	Aralık (s/D)	İçsel Sürtünme Açısı (ϕ)	Deplasman (mm)	Deplasman Azalma Miktarı
60 cm	s/D=2	35°	196,89	%62
		40°	136,61	%73
		45°	94,00	%82
	s/D=3	35°	221,17	%57
		40°	162,95	%68
		45°	119,31	%77
80 cm	s/D=2	35°	189,55	%63
		40°	130,60	%75
		45°	90,22	%82
	s/D=3	35°	286,39	%44
		40°	227,02	%56
		45°	169,02	%67
Taş Kolonsuz Zemin Modeli			515,00	

Tablo 5.23 incelendiğinde kohezyon değeri 30 kN/m² olan taş kolonsuz zemin modeline göre, 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde s/D=2 aralık için deprem sonrası deplasmanlarda ortalama %72 azalma meydana gelirken, s/D=3 aralık için ortalama %67 azalma meydana gelmiştir. 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde ise s/D=2 aralık için deprem sonrası deplasmanlarda ortalama %73 azalma meydana gelirken, s/D=3 aralık için ortalama %56 azalma meydana gelmiştir.

Elazığ depremi ile yapılan deplasman analizlerinin tamamında, taş kolonlar arası mesafenin s/D=2 olduğu zemin modellerinde 80 cm çaplı taş kolonlar, taş kolonsuz zemin modellerine göre deplasman miktarını ortalama %84 azaltmıştır. Aynı aralıkta 60 cm çaplı taş kolonlar ise, deplasman miktarını ortalama %82 azaltarak, 80 cm çaplı taş kolonlara göre daha düşük performans göstermiştir. Taş kolonlar arası mesafenin s/D=3 olduğu zemin modellerinde ise 60 cm çaplı taş kolonlar, taş kolonsuz zemin modellerine göre deplasman miktarını ortalama %79 azaltmıştır. Aynı aralıkta 80 cm çaplı taş kolonlar ise, deplasman miktarını ortalama %69 azaltarak, 60 cm çaplı taş kolonlara göre daha düşük performans göstermiştir.

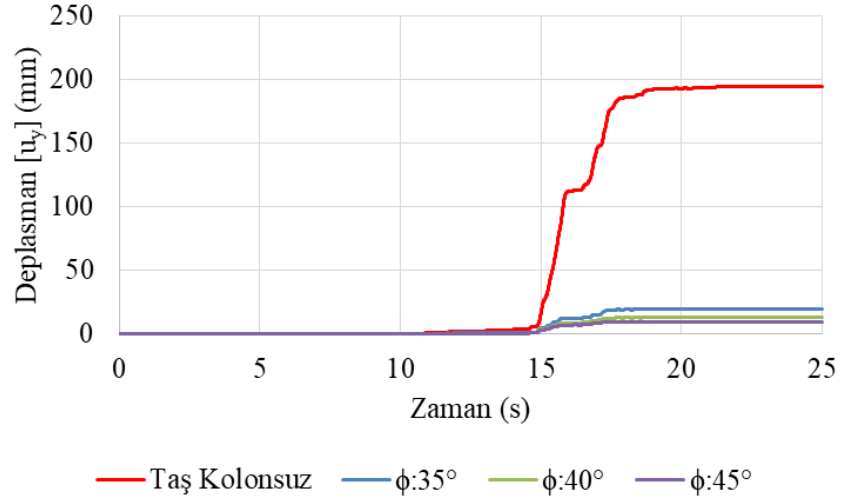
Taş kolonsuz zemin modelleriyle Elazığ depremi etkisinde yapılan deplasman analizlerinde, ortalama 63,7 cm'lik bir deplasman meydana gelmiştir. Bu durum, Elazığ depreminin etki süresinin uzun ve pik ivme değerinin yüksek olması sebebiyle zeminin göçtüğünün göstergesidir. Yüksek deplasman miktarı, Elazığ depremi

etkisindeki taş kolonsuz zeminlerin taşıma gücü kayıplarıyla da örtüşmektedir. Benzer şekilde, Sadeghi vd. (2020), Kanada Geoteknik Topluluğu'nda yaptıkları bir çalışmada, deprem sonrası Amerikan Petrol Enstitüsü'ne ait yumuşak zemin bulunan bir bölgede yer alan yakıt tanklarında, taşıma gücü kaybı sebebiyle yüksek miktarda deplasman meydana geldiğini gözlemlemiştir. Daha sonra bölgenin zemin parametreleri kullanılarak, ABAQUS programında oluşturulan modeller, farklı çap, farklı aralık ve farklı derinliklerde taş kolonlarla iyileştirilerek, 2003'te meydana gelen Bam depremi etkisinde analiz edilmiştir. Sonuç olarak taş kolonların olası bir deprem sırasında meydana gelebilecek taşıma gücü kayıplarını engelleyerek, deplasman miktarını ortalama %52 olmak üzere %80'e varan oranlarda azalttığı belirlenmiştir.

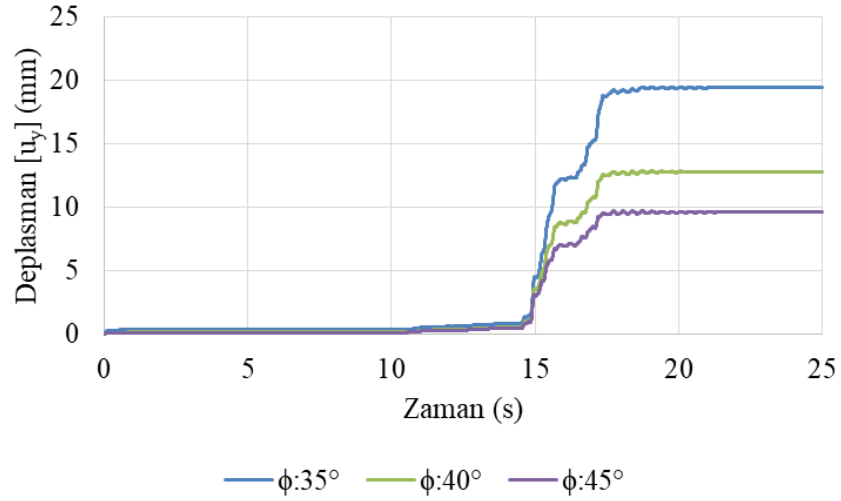
Sabit bir yayılı yük altında taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modelleri üzerinde, Elazığ depremi etkisinde yapılan deplasman analizlerinin tamamlanmasının ardından, yine aynı zemin modelleri ve aynı yayılı yük miktarları ile İzmir depremi etkisinde deplasman analizleri yapılmıştır.

5.8.2. İzmir Depremi Etkisinde Zeminde Meydana Gelen Deplasmanlar

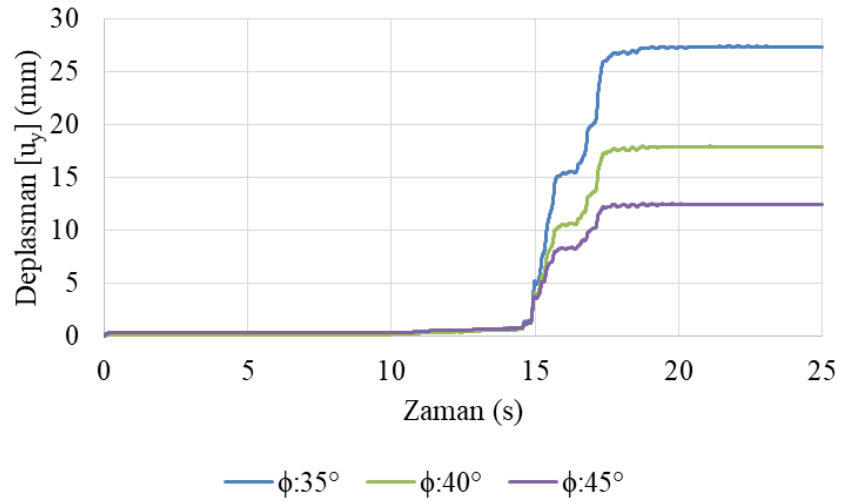
Kohezyon değeri 15 kN/m^2 olan taş kolonsuz zemin modelinin nihai taşıma gücü olan $88,67 \text{ kN/m}^2$ 'lik yayılı yük altında İzmir depremi etkisinde deplasman analizleri yapılmıştır. Taş kolonsuz zemin modeli ile farklı çaplarda (60 cm, 80 cm) ve farklı aralıklarda ($s/D=2$, $s/D=3$) taş kolonlarla iyileştirilmiş zemin modellerinin, $88,67 \text{ kN/m}^2$ 'lik yayılı yük altında İzmir depremi etkisinde yapılan deplasman analizleri, taş kolon malzemesinin içsel sürtünme açısındaki (depremi etkisindolarak (35° , 40° , 45°) Şekil 5.61, Şekil 5.62, Şekil 5.63, Şekil 5.64 ve Şekil 5.65'te verilmiştir. Taş kolonsuz zeminlerden elde edilen deplasman değerleri, taş kolonlu zeminlerden elde edilen deplasman değerlerinden oldukça yüksek değerlerde olduğundan ve grafiklerin daha net görülebilmesi amacıyla, taş kolonsuz zeminlere ait grafikler, taş kolonlu zeminlere ait grafiklerden ayrı olarak sunulmuştur. Tüm grafikler temel plakasının orta noktasından alınan okumalar ile oluşturulmuştur.



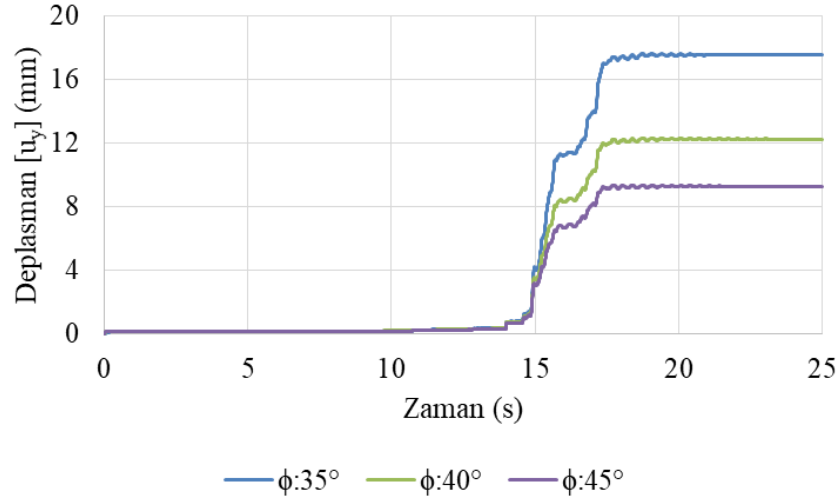
Şekil 5.61. Kıl $c=15 \text{ kN/m}^2$, taş kolonsuz ve taş kolonlu ($D=60 \text{ cm}$, $s/D=2$)



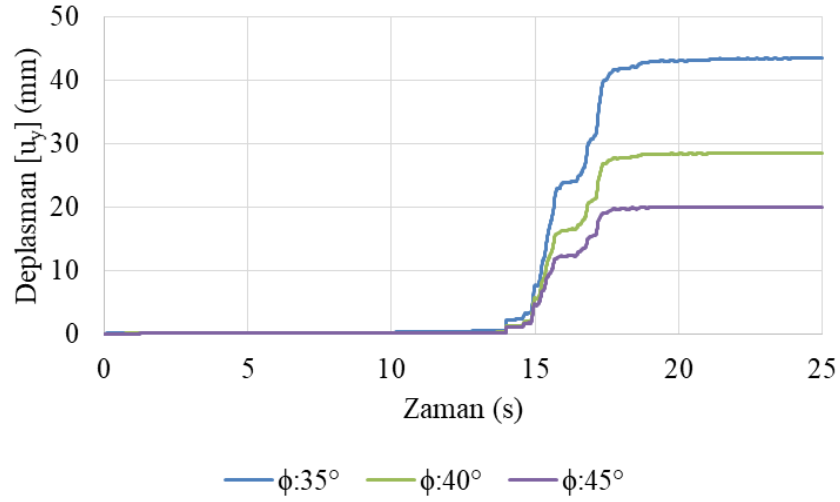
Şekil 5.62. Kıl $c=15 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$



Şekil 5.63. Kıl $c=15 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$



Şekil 5.64. Kil $c=15 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$



Şekil 5.65. Kil $c=15 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$

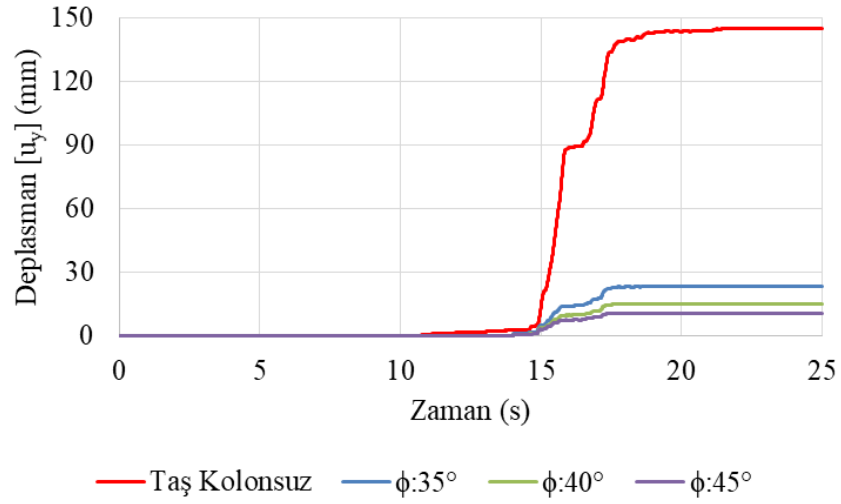
Kohezyon değeri 15 kN/m^2 olan taş kolonsuz zemin modelinin, nihai taşıma gücü olan $88,67 \text{ kN/m}^2$ 'lik yayılı yük altında İzmir depremi etkisinde taş kolonlu zemin modelleriyle yapılan dinamik analizlerden elde edilen Şekil 5.62, Şekil 5.63, Şekil 5.64 ve Şekil 5.65'teki grafikler incelendiğinde, taş kolonun içsel sürtünme açısındaki artışa bağlı olarak deplasman miktarlarında azalma meydana geldiği görülmektedir. Şekil 5.61'de yer alan taş kolonsuz zemin modelinin İzmir depremi etkisindeki zamana bağlı deplasman grafiğinde ise temelin orta noktasında 20 cm 'ye yakın bir deplasman meydana gelmiştir. Deplasman miktarı kabul edilebilir sınırların üzerinde olduğundan yumuşak kil zeminin iyileştirilmesi gerekmektedir. Kohezyon değeri 15 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modellerinde, İzmir depremi sonrasında meydana gelen deplasman değişimleri Tablo 5.24'te verilmiştir.

Tablo 5.24. Deprem sonrası deplasman değişimleri (Kil c=15 kN/m²)

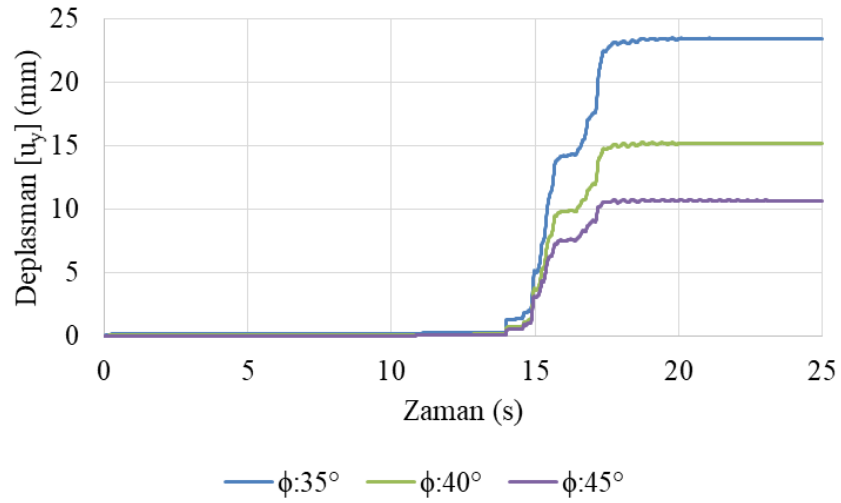
Çap (D)	Aralık (s/D)	İçsel Sürtünme Açısı (ϕ)	Deplasman (mm)	Deplasman Azalma Miktarı
60 cm	s/D=2	35°	19,47	%90
		40°	12,81	%93
		45°	9,64	%95
	s/D=3	35°	27,42	%86
		40°	17,95	%91
		45°	12,49	%94
80 cm	s/D=2	35°	17,59	%91
		40°	12,28	%94
		45°	9,30	%95
	s/D=3	35°	43,53	%78
		40°	28,62	%85
		45°	20,10	%90
Taş Kolonsuz Zemin Modeli			195,01	

Tablo 5.24 incelendiğinde kohezyon değeri 15 kN/m² olan taş kolonsuz zemin modeline göre, 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde s/D=2 aralık için deprem sonrası deplasmanlarda ortalama %93 azalma meydana gelirken, s/D=3 aralık için ortalama %90 azalma meydana gelmiştir. 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde ise s/D=2 aralık için deprem sonrası deplasmanlarda ortalama %93 azalma meydana gelirken, s/D=3 aralık için ortalama %84 azalma meydana gelmiştir.

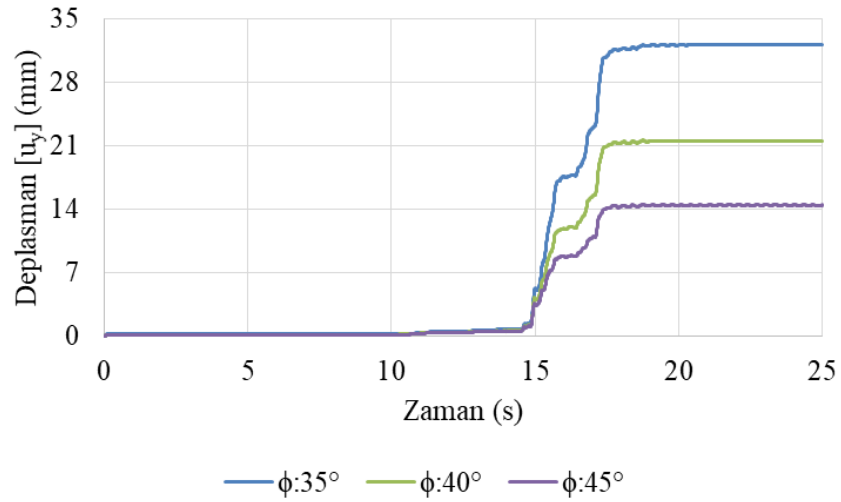
Kohezyon değeri 20 kN/m² olan taş kolonsuz zemin modelinin nihai taşıma gücü olan 108,64 kN/m²'lik yayılı yük altında İzmir depremi etkisinde deplasman analizleri yapılmıştır. Taş kolonsuz zemin modeli ile farklı çaplarda (60 cm, 80 cm) ve farklı aralıklarda (s/D=2, s/D=3) taş kolonlarla iyileştirilmiş zemin modellerinin, 108,64 kN/m²'lik yayılı yük altında İzmir depremi etkisinde yapılan deplasman analizleri, taş kolon malzemesinin içsel sürtünme açısındaki (ϕ) artışa bağlı olarak (35°, 40°, 45°) Şekil 5.66, Şekil 5.67, Şekil 5.68, Şekil 5.69 ve Şekil 5.70'de verilmiştir.



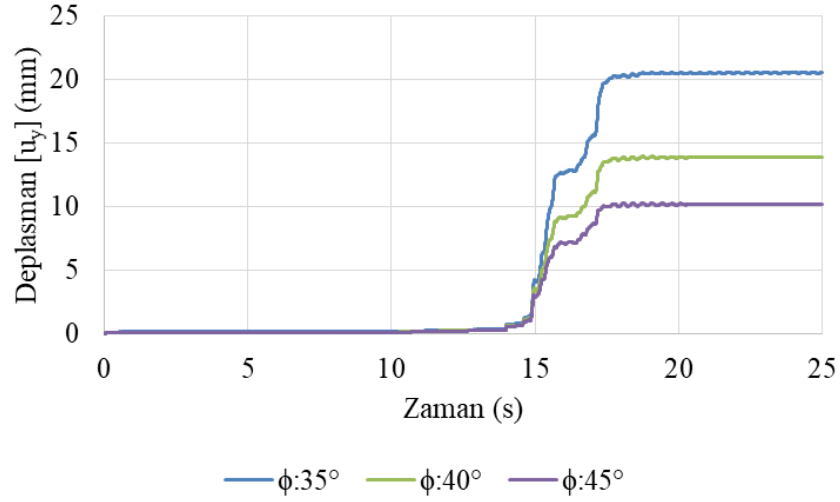
Şekil 5.66. Kıl $c=20 \text{ kN/m}^2$, taş kolonsuz ve taş kolonlu ($D=60 \text{ cm}$, $s/D=2$)



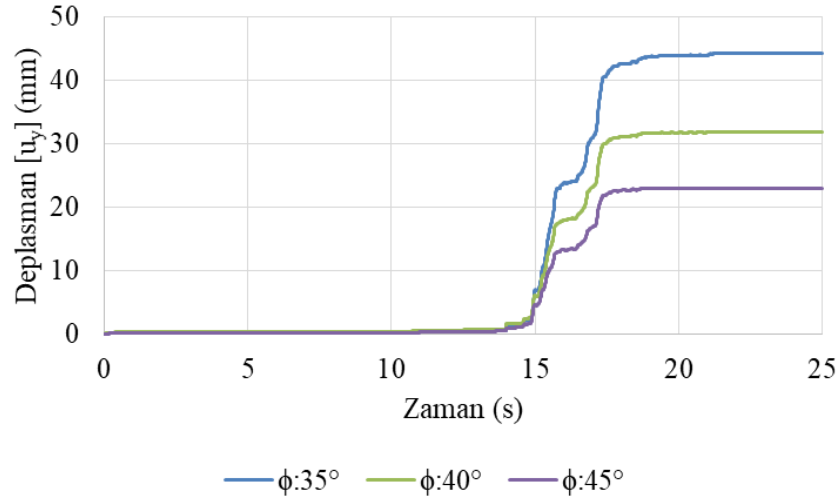
Şekil 5.67. Kıl $c=20 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$



Şekil 5.68. Kıl $c=20 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$



Şekil 5.69. Kil $c=20 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$



Şekil 5.70. Kil $c=20 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$

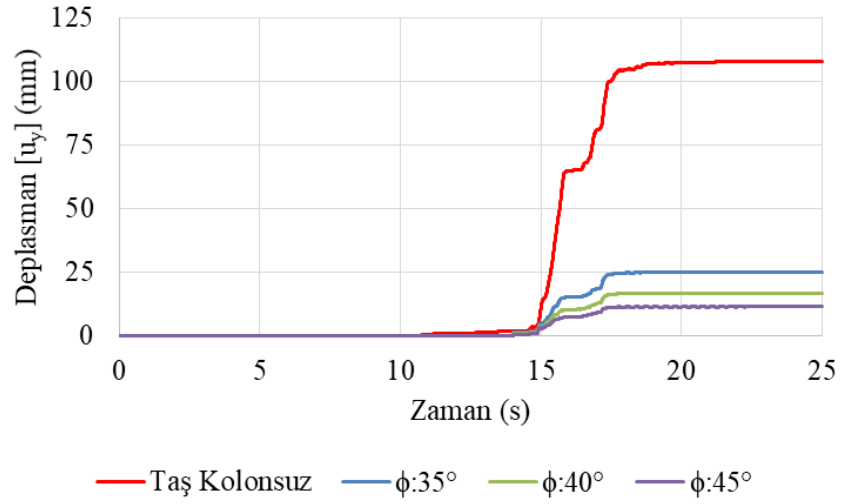
Kohezyon değeri 20 kN/m^2 olan taş kolonsuz zemin modelinin, nihai taşıma gücü olan $108,64 \text{ kN/m}^2$ 'lik yayılı yük altında İzmir depremi etkisinde taş kolonlu zemin modelleriyle yapılan dinamik analizlerden elde edilen Şekil 5.67, Şekil 5.68, Şekil 5.69 ve Şekil 5.70'deki grafikler incelendiğinde, taş kolonun içsel sürtünme açısındaki artışa bağlı olarak deplasman miktarlarında azalma meydana geldiği görülmektedir. Kil zeminin kohezyonu artırılmasına rağmen, taş kolonsuz zemin modelinde İzmir depremi sırasında temelin orta noktasında meydana gelen kalıcı deplasman miktarı Şekil 5.66'da görüldüğü gibi kabul edilebilir sınırları aşmıştır. Kohezyon değeri 20 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modellerinde, İzmir depremi sonrasında meydana gelen deplasman değişimleri Tablo 5.25'te verilmiştir.

Tablo 5.25. Deprem sonrası deplasman değişimleri (Kil c=20 kN/m²)

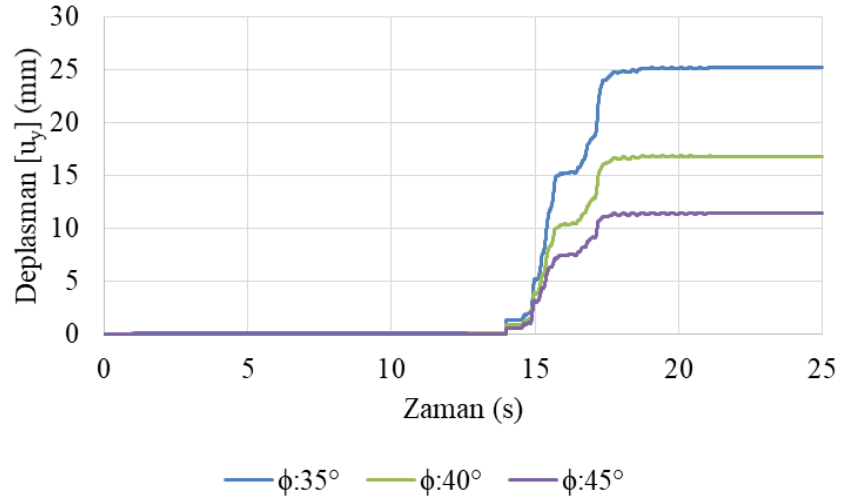
Çap (D)	Aralık (s/D)	İçsel Sürtünme Açısı (ϕ)	Deplasman (mm)	Deplasman Azalma Miktarı
60 cm	s/D=2	35°	23,49	%84
		40°	15,23	%90
		45°	10,71	%93
	s/D=3	35°	32,24	%78
		40°	21,60	%85
		45°	14,49	%90
80 cm	s/D=2	35°	20,55	%86
		40°	13,92	%90
		45°	10,21	%93
	s/D=3	35°	44,41	%69
		40°	31,96	%78
		45°	23,09	%84
Taş Kolonsuz Zemin Modeli			145,17	

Tablo 5.25 incelendiğinde kohezyon değeri 20 kN/m² taş kolonsuz zemin modeline göre, olan 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde s/D=2 aralık için deprem sonrası deplasmanlarda ortalama %89 azalma meydana gelirken, s/D=3 aralık için ortalama %84 azalma meydana gelmiştir. 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde ise s/D=2 aralık için deprem sonrası deplasmanlarda ortalama %90 azalma meydana gelirken, s/D=3 aralık için ortalama %77 azalma meydana gelmiştir.

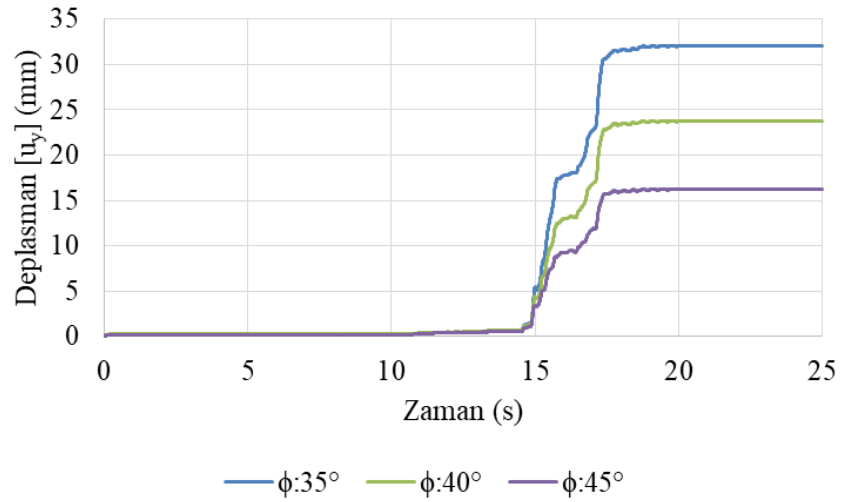
Kohezyon değeri 25 kN/m² olan taş kolonsuz zemin modelinin nihai taşıma gücü olan 123,52 kN/m²'lik yayılı yük altında İzmir depremi etkisinde deplasman analizleri yapılmıştır. Taş kolonsuz zemin modeli ile farklı çaplarda (60 cm, 80 cm) ve farklı aralıklarda (s/D=2, s/D=3) taş kolonlarla iyileştirilmiş zemin modellerinin, 123,52 kN/m²'lik yayılı yük altında İzmir depremi etkisinde yapılan deplasman analizleri, taş kolon malzemesinin içsel sürtünme açısındaki (ϕ) artışa bağlı olarak (35°, 40°, 45°) Şekil 5.71, Şekil 5.72, Şekil 5.73, Şekil 5.74 ve Şekil 5.75'te verilmiştir.



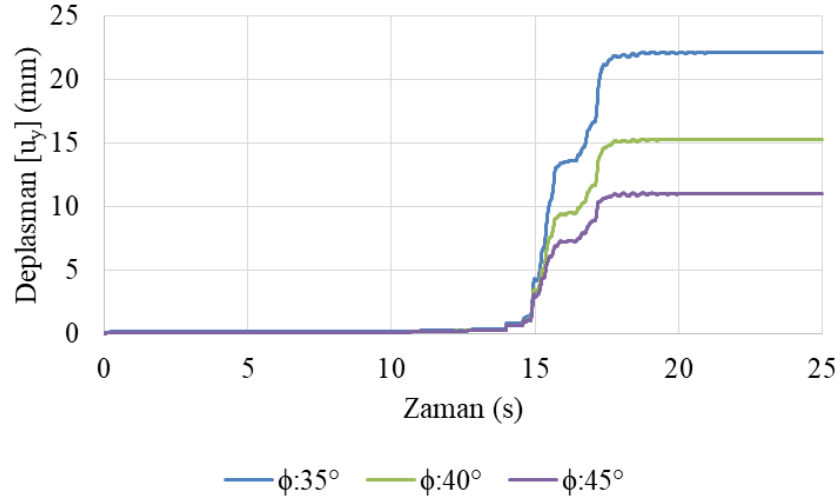
Şekil 5.71. Kil $c=25 \text{ kN/m}^2$, taş kolonsuz ve taş kolonlu ($D=60 \text{ cm}$, $s/D=2$)



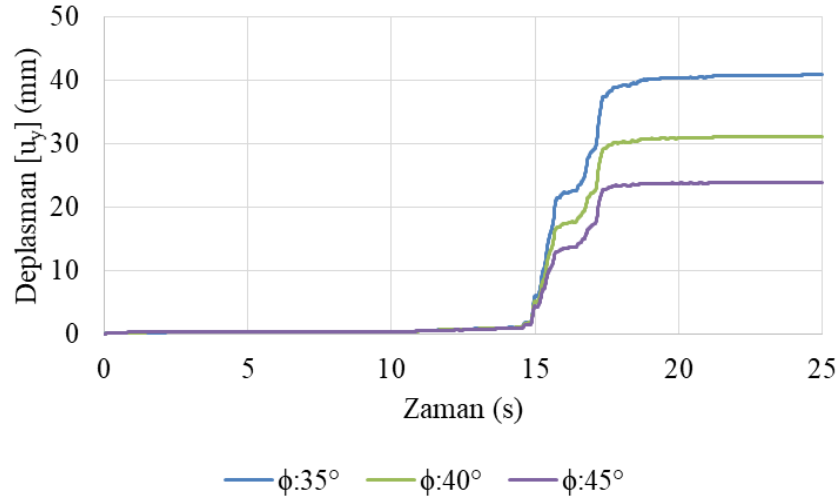
Şekil 5.72. Kil $c=25 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$



Şekil 5.73. Kil $c=25 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$



Şekil 5.74. Kıl $c=25 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$



Şekil 5.75. Kıl $c=25 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$

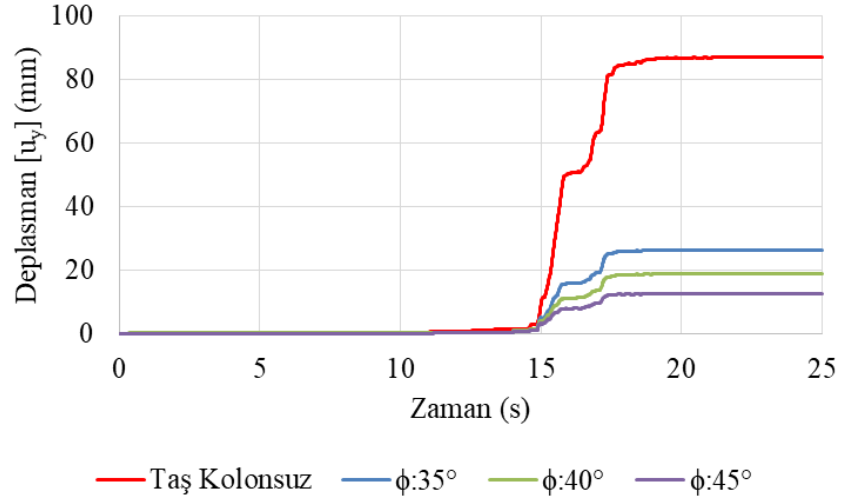
Kohezyon değeri 25 kN/m^2 olan taş kolonsuz zemin modelinin, nihai taşıma gücü olan $123,52 \text{ kN/m}^2$ 'lik yayılı yük altında İzmir depremi etkisinde taş kolonlu zemin modelleriyle yapılan dinamik analizlerden elde edilen Şekil 5.72, Şekil 5.73, Şekil 5.74 ve Şekil 5.75'teki grafikler incelendiğinde, taş kolonun içsel sürtünme açısındaki artışa bağlı olarak deplasman miktarlarında azalma meydana geldiği görülmektedir. Şekil 5.71'deki taş kolonsuz zemin modelinin zamana bağlı deplasman değişimi ile taş kolonlu zemin modellerinin zamana bağlı deplasman değişimleri karşılaştırıldığında, taş kolonların bir deprem sırasında meydana gelebilecek deplasmanları azalttığı görülmektedir. Kohezyon değeri 25 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modellerinde, İzmir depremi sonrasında meydana gelen deplasman değişimleri Tablo 5.26'da verilmiştir.

Tablo 5.26. Deprem sonrası deplasman değişimleri (Kil c=25 kN/m²)

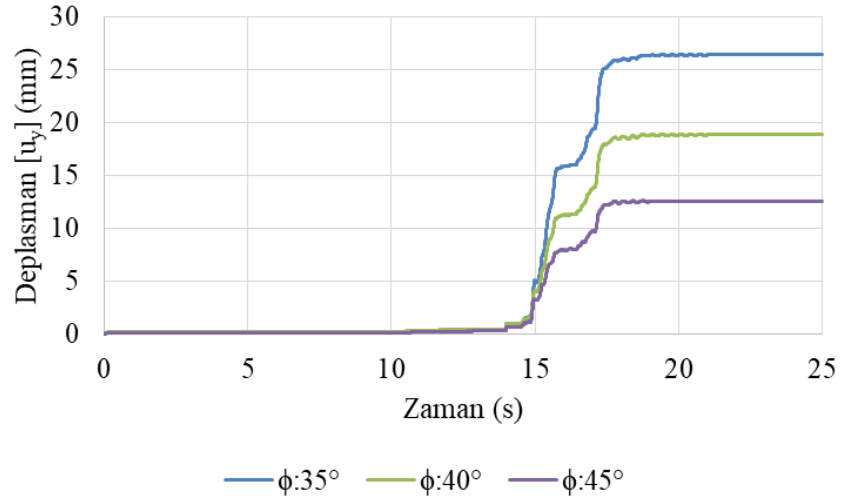
Çap (D)	Aralık (s/D)	İçsel Sürtünme Açısı (ϕ)	Deplasman (mm)	Deplasman Azalma Miktarı
60 cm	s/D=2	35°	25,24	%77
		40°	16,85	%84
		45°	11,44	%89
	s/D=3	35°	32,12	%70
		40°	23,78	%78
		45°	16,26	%85
80 cm	s/D=2	35°	22,15	%79
		40°	15,31	%86
		45°	11,04	%90
	s/D=3	35°	40,94	%62
		40°	31,15	%71
		45°	23,93	%78
Taş Kolonsuz Zemin Modeli			107,94	

Tablo 5.26 incelendiğinde kohezyon değeri 25 kN/m² olan taş kolonsuz zemin modeline göre, 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde s/D=2 aralık için deprem sonrası deplasmanlarda ortalama %83 azalma meydana gelirken, s/D=3 aralık için ortalama %78 azalma meydana gelmiştir. 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde ise s/D=2 aralık için deprem sonrası deplasmanlarda ortalama %85 azalma meydana gelirken, s/D=3 aralık için ortalama %70 azalma meydana gelmiştir.

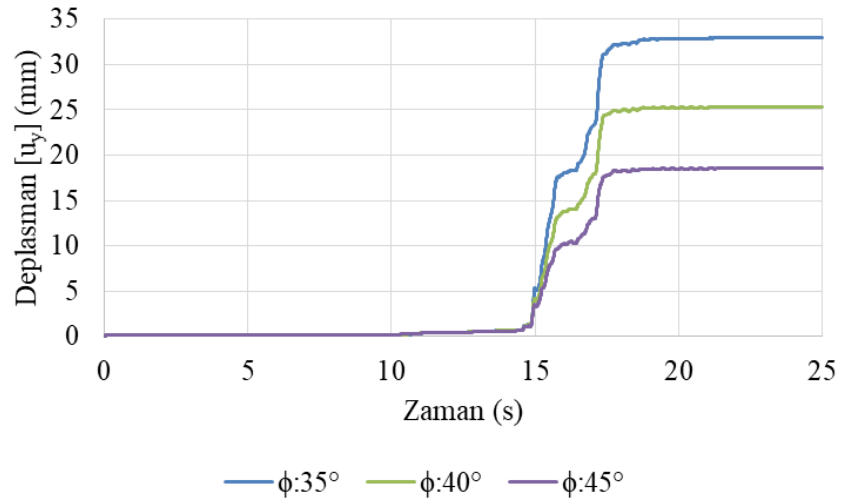
Kohezyon değeri 30 kN/m² olan taş kolonsuz zemin modelinin nihai taşıma gücü olan 135,23 kN/m²'lik yayılı yük altında İzmir depremi etkisinde deplasman analizleri yapılmıştır. Taş kolonsuz zemin modeli ile farklı çaplarda (60 cm, 80 cm) ve farklı aralıklarda (s/D=2, s/D=3) taş kolonlarla iyileştirilmiş zemin modellerinin, 135,23 kN/m²'lik yayılı yük altında İzmir depremi etkisinde yapılan deplasman analizleri, taş kolon malzemesinin içsel sürtünme açısındaki (ϕ) artışa bağlı olarak (35°, 40°, 45°) Şekil 5.76, Şekil 5.77, Şekil 5.78, Şekil 5.79 ve Şekil 5.80'de verilmiştir.



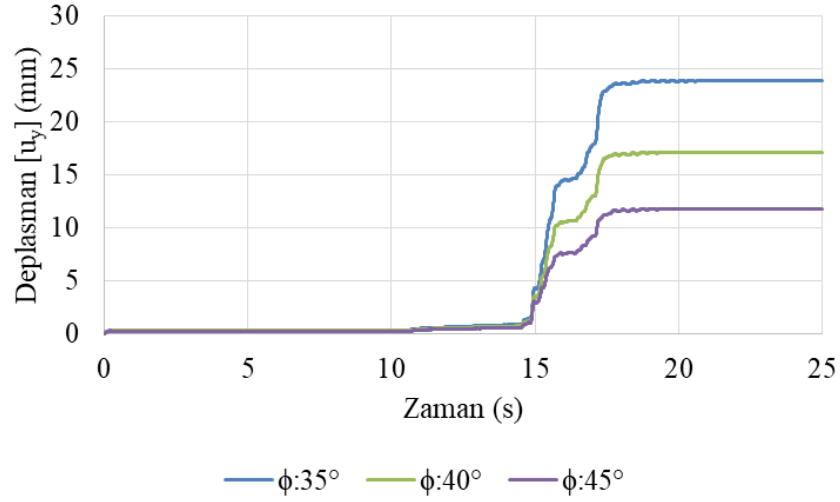
Şekil 5.76. Kıl $c=30 \text{ kN/m}^2$, taş kolonsuz ve taş kolonlu ($D=60 \text{ cm}$, $s/D=2$)



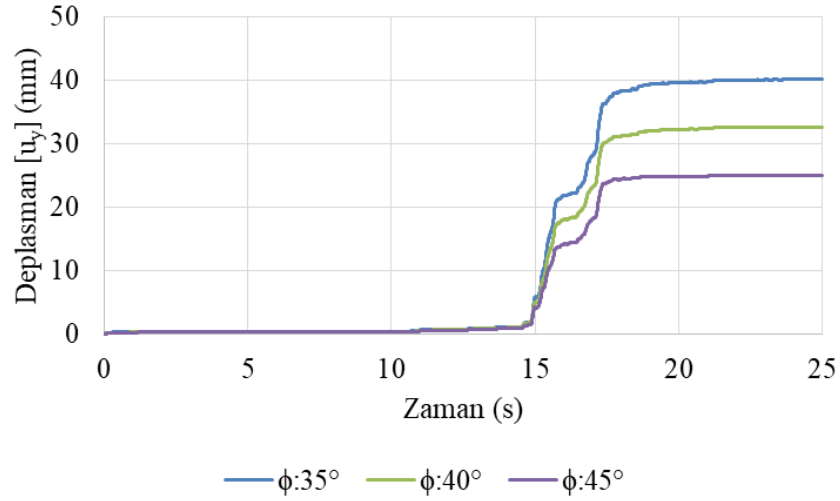
Şekil 5.77. Kıl $c=30 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$



Şekil 5.78. Kıl $c=30 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=60 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$



Şekil 5.79. Kil $c=30 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=2$



Şekil 5.80. Kil $c=30 \text{ kN/m}^2$, taş kolon çapı $D=80 \text{ cm}$, taş kolon aralığı $s/D=3$

Kohezyon değeri 30 kN/m^2 olan taş kolonsuz zemin modelinin, nihai taşıma gücü olan $135,23 \text{ kN/m}^2$ 'lik yayılı yük altında İzmir depremi etkisinde taş kolonlu zemin modelleriyle yapılan dinamik analizlerden elde edilen Şekil 5.77, Şekil 5.78, Şekil 5.79 ve Şekil 5.80'deki grafikler incelendiğinde, taş kolonun içsel sürtünme açısındaki artışa bağlı olarak deplasman miktarlarında azalma meydana geldiği görülmektedir. Kohezyon değeri 30 kN/m^2 olan taş kolonsuz yumuşak kil zeminin Şekil 5.76'da yer alan zamana bağlı deplasman değişimi incelendiğinde ise temelin orta noktasında İzmir depremi etkisinde meydana gelen deplasmanların kabul edilebilir, fakat sınır değerde olduğu görülmektedir. Kohezyon değeri 30 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modellerinde, İzmir depremi sonrasında meydana gelen deplasman değişimleri Tablo 5.27'de verilmiştir.

Tablo 5.27. Deprem sonrası deplasman değişimleri (Kil c=30 kN/m²)

Çap (D)	Aralık (s/D)	İçsel Sürtünme Açısı (ϕ)	Deplasman (mm)	Deplasman Azalma Miktarı
60 cm	s/D=2	35°	26,48	%70
		40°	18,93	%78
		45°	12,60	%86
	s/D=3	35°	32,96	%62
		40°	25,29	%71
		45°	18,53	%79
80 cm	s/D=2	35°	23,92	%73
		40°	17,16	%80
		45°	11,81	%86
	s/D=3	35°	40,26	%54
		40°	32,70	%63
		45°	25,09	%71
Taş Kolonsuz Zemin Modeli			87,31	

Tablo 5.27 incelendiğinde kohezyon değeri 30 kN/m² olan taş kolonsuz zemin modeline göre, 60 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde s/D=2 aralık için deprem sonrası deplasmanlarda ortalama %78 azalma meydana gelirken, s/D=3 aralık için ortalama %71 azalma meydana gelmiştir. 80 cm çaplı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelinde ise s/D=2 aralık için deprem sonrası deplasmanlarda ortalama %80 azalma meydana gelirken, s/D=3 aralık için ortalama %63 azalma meydana gelmiştir.

İzmir depremi ile yapılan deplasman analizlerinin tamamında, taş kolonlar arası mesafenin s/D=2 olduğu zemin modellerinde 80 cm çaplı taş kolonlar, taş kolonsuz zemin modellerine göre deplasman miktarını ortalama %87 azaltmıştır. Aynı aralıkta 60 cm çaplı taş kolonlar ise, deplasman miktarını ortalama %85 azaltarak, 80 cm çaplı taş kolonlara göre daha düşük performans göstermiştir. Taş kolonlar arası mesafenin s/D=3 olduğu zemin modellerinde ise 60 cm çaplı taş kolonlar, taş kolonsuz zemin modellerine göre deplasman miktarını ortalama %81 azaltmıştır. Aynı aralıkta 80 cm çaplı taş kolonlar ise, deplasman miktarını ortalama %74 azaltarak, 60 cm çaplı taş kolonlara göre daha düşük performans göstermiştir. Bu durum, s/D oranındaki artışa bağlı olarak, 80 cm çaplı taş kolonda daha büyük aralık meydana gelmesi ile açıklanabilir.

6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Taş kolonsuz ve taş kolonlarla iyileştirilmiş zemin modelleriyle, Elazığ depremi etkisinde yapılan dinamik analizlerde taşıma gücü değerleri, taş kolonlu zeminlerde taş kolonsuz zeminlere göre ortalama %87 daha yüksek elde edilirken, deplasman değerleri ortalama %79 daha düşük olarak elde edilmiştir. İzmir depremi etkisinde yapılan dinamik analizlerde ise taşıma gücü değerleri ortalama %53 daha yüksek elde edilirken, deplasman değerleri ortalama %82 daha düşük olarak elde edilmiştir.

Taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri ile yapılan analizlerin tamamında, taş kolon malzemesinin içsel sürtünme açısındaki artışa bağlı olarak (35° , 40° , 45°) taşıma gücü değerlerinde artış meydana gelirken, temel plakasının orta noktasından alının deplasman değerlerinde düşüş meydana gelmiştir. Ayrıca her iki çapta da taş kolon aralığı $s/D=2$ 'den $s/D=3$ 'e çıkarıldığında taş kolonlar arası mesafenin artması sebebiyle, Elazığ depremi etkisinde taşıma gücü değerlerinde ortalama %34 azalma görülürken, İzmir depremi etkisinde ise taşıma gücü değerlerinde ortalama %26 azalma meydana gelmiştir. Deplasman değerlerinde ise Elazığ depremi etkisinde ortalama %63'lük bir artış meydana gelirken, İzmir depremi etkisinde ortalama %74'lük bir artış meydana gelmiştir.

Her iki deprem ile yapılan statik, pseudo-statik ve dinamik analizlerde, taşıma gücünün en yüksek ve deplasmanın en düşük olduğu sonuçlar, kohezyon değeri 30 kN/m^2 olan $s/D=2$ aralıklarla uygulanmış, 45° 'lik içsel sürtünme açısına sahip taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinde görülmüştür. Deprem sonrasında elde edilen en yüksek taşıma gücü değerleri Elazığ depremi etkisinde yapılan analizlerde $85,00 \text{ kN/m}^2$ olarak bulunurken, İzmir depremi etkisinde yapılan analizlerde $259,35 \text{ kN/m}^2$ olarak bulunmuştur.

Taş kolonsuz zemin modelleri ile Elazığ depremi etkisinde yapılan dinamik analizlerde, taşıma gücü $1,60 \text{ kN/m}^2$ değerine kadar düşerek, neredeyse tamamen kaybolmuş ve zemin modellerinde göçme meydana gelebilecek değerlere kadar inmiştir. Çinicioğlu (2005) yapmış olduğu bir çalışmada, 1999'da yaşanan Kocaeli depremi sonrasında Adapazarı ve İzmit'te meydana gelen göçmelerin sebebinin taşıma gücü kayıpları olduğunu, fakat bu göçmelerin davranış mekanizmasının "sıvılaşma" olarak tahmin edildiği bildirmiştir. Çinicioğlu'nun yapmış olduğu çalışma, deprem sırasında zeminde meydana gelebilecek taşıma gücü kayıplarının ciddi bir problem

olduğunu göstermektedir.

Elazığ depremi kullanılarak elde edilen taşıma gücü değerleri incelendiğinde, statik analizler ve pseudo-statik analizler arasında ortalama %19'luk bir fark meydana gelirken, statik analizler ve dinamik analizler arasında ortalama %80'lik bir fark meydana gelmiştir. Pseudo-statik analizler ve dinamik analizler arasında ise bu fark ortalama %74 olarak belirlenmiştir. İzmir depremi kullanılarak elde edilen taşıma gücü değerleri incelendiğinde ise, statik ve pseudo-statik analizler arasında ortalama %7'lik bir fark meydana gelirken, statik analizler ve dinamik analizler arasında ortalama %30'luk bir fark meydana gelmiştir. Pseudo-statik analizler ve dinamik analizler ise bu fark ortalama %25 olarak belirlenmiştir. Şekil 5.1 ve Şekil 5.2'de yer alan Elazığ ve İzmir depremlerinin ivme zaman grafikleri incelendiğinde, Elazığ depreminin 8.saniye ile 22.saniye aralığındaki 14 saniyelik süre içerisinde etkili olduğu görülürken, İzmir depreminin 15.saniye ile 21.saniye aralığındaki 6 saniyelik süre içerisinde etkili olduğu görülmektedir. Her iki depremden elde edilen pseudo-statik ve dinamik analizler arasındaki farklar karşılaştırıldığında, meydana gelen bu farkın depremin pik ivmesi, etkin ivme sayısı ve süresi ile doğru orantılı olarak değiştiği görülmektedir. Elazığ depreminin pik ivmesinin yüksek olmasına bağlı olarak pseudo-statik katsayısının (k_h) yüksek olmasına rağmen, İzmir depremine göre etki süresinin uzun olması sebebiyle, pseudo-statik ve dinamik analizler arasında %74'lük ciddi bir fark meydana gelmiştir. Bu durum, pseudo-statik analizlerde zemin modellerine sadece bir adet ivmenin (pik ivme) etki etmesine karşın, dinamik analizlerde zemin modellerine ivme kaydında yer alan ivmelerin tamamının etki etmesi ile açıklanabilir.

Kohezyonu 15 olan ve 60 cm çaplı, $s/D=2$ aralıklı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri ile yapılan statik analizlerde, içsel sürtünme açısı 35° , 40° ve 45° derece için taşıma gücü değerleri sırasıyla 171,32, 207,67 ve 229,58 kN/m² olarak bulunmuştur. Bu modeller üzerinde Elazığ depremi etkisinde yapılan pseudo-statik analizlerde taşıma gücü değerlerinde sırasıyla %28, %32 ve %27 azalma meydana gelirken, dinamik analizlerde sırasıyla %77, %73 ve %66 azalma meydana gelmiştir. Kohezyonu 15 olan ve 60 cm çaplı, $s/D=3$ aralıklı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri ile yapılan statik analizlerde ise, içsel sürtünme açısı 35° , 40° ve 45° derece için taşıma gücü değerleri sırasıyla 145,56, 174,29 ve 213,45 kN/m² olarak bulunmuştur. Bu modeller üzerinde yine Elazığ depremi etkisinde yapılan pseudo-statik analizlerde taşıma gücü değerlerinde sırasıyla %25, %25 ve %28 azalma

meydana gelirken, dinamik analizlerde sırasıyla %81, %77 ve %75 azalma meydana gelmiştir.

Kohezyonu 15 olan ve 80 cm çaplı, $s/D=2$ aralıklı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri ile yapılan statik analizlerde, içsel sürtünme açısı 35° , 40° ve 45° derece için taşıma gücü değerleri sırasıyla 201,44, 229,99 ve 266,51 kN/m² olarak bulunmuştur. Bu modeller üzerinde Elazığ depremi etkisinde yapılan pseudo-statik analizlerde taşıma gücü değerlerinde sırasıyla %33, %29 ve %28 azalma meydana gelirken, dinamik analizlerde sırasıyla %83, %78 ve %74 azalma meydana gelmiştir. Kohezyonu 15 olan ve 80 cm çaplı, $s/D=3$ aralıklı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri ile yapılan statik analizlerde ise, içsel sürtünme açısı 35° , 40° ve 45° derece için taşıma gücü değerleri sırasıyla 128,54, 143,44 ve 163,22 kN/m² olarak bulunmuştur. Bu modeller üzerinde yine Elazığ depremi etkisinde yapılan pseudo-statik analizlerde taşıma gücü değerlerinde sırasıyla %27, %26 ve %27 azalma meydana gelirken, dinamik analizlerde sırasıyla %87, %80 ve %75 azalma meydana gelmiştir.

Kohezyonu 20 olan ve 60 cm çaplı, $s/D=2$ aralıklı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri ile yapılan statik analizlerde, içsel sürtünme açısı 35° , 40° ve 45° derece için taşıma gücü değerleri sırasıyla 196,78, 233,11 ve 253,65 kN/m² olarak bulunmuştur. Bu modeller üzerinde Elazığ depremi etkisinde yapılan pseudo-statik analizlerde taşıma gücü değerlerinde sırasıyla %21, %22 ve %19 azalma meydana gelirken, dinamik analizlerde sırasıyla %78, %74 ve %69 azalma meydana gelmiştir. Kohezyonu 20 olan ve 60 cm çaplı, $s/D=3$ aralıklı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri ile yapılan statik analizlerde ise, içsel sürtünme açısı 35° , 40° ve 45° derece için taşıma gücü değerleri sırasıyla 178,34, 208,74 ve 241,27 kN/m² olarak bulunmuştur. Bu modeller üzerinde yine Elazığ depremi etkisinde yapılan pseudo-statik analizlerde taşıma gücü değerlerinde sırasıyla %21, %21 ve %19 azalma meydana gelirken, dinamik analizlerde sırasıyla %83 %80 ve %76 azalma meydana gelmiştir.

Kohezyonu 20 olan ve 80 cm çaplı, $s/D=2$ aralıklı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri ile yapılan statik analizlerde, içsel sürtünme açısı 35° , 40° ve 45° derece için taşıma gücü değerleri sırasıyla 222,32, 259,59 ve 292,63 kN/m² olarak bulunmuştur. Bu modeller üzerinde Elazığ depremi etkisinde yapılan pseudo-statik analizlerde taşıma gücü değerlerinde sırasıyla %23, %22 ve %19 azalma meydana

gelirken, dinamik analizlerde sırasıyla %84, %81 ve %76 azalma meydana gelmiştir. Kohezyonu 20 olan ve 80 cm çaplı, $s/D=3$ aralıklı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri ile yapılan statik analizlerde ise, içsel sürtünme açısı 35° , 40° ve 45° derece için taşıma gücü değerleri sırasıyla 147,03, 163,42 ve 183,68 kN/m² olarak bulunmuştur. Bu modeller üzerinde yine Elazığ depremi etkisinde yapılan pseudo-statik analizlerde taşıma gücü değerlerinde sırasıyla %18, %17 ve %18 azalma meydana gelirken, dinamik analizlerde sırasıyla %88, %82 ve %77 azalma meydana gelmiştir.

Kohezyonu 25 olan ve 60 cm çaplı, $s/D=2$ aralıklı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri ile yapılan statik analizlerde, içsel sürtünme açısı 35° , 40° ve 45° derece için taşıma gücü değerleri sırasıyla 213,24, 248,92 ve 269,64 kN/m² olarak bulunmuştur. Bu modeller üzerinde Elazığ depremi etkisinde yapılan pseudo-statik analizlerde taşıma gücü değerlerinde sırasıyla %16, %16 ve %15 azalma meydana gelirken, dinamik analizlerde sırasıyla %80, %75 ve %70 azalma meydana gelmiştir. Kohezyonu 25 olan ve 60 cm çaplı, $s/D=3$ aralıklı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri ile yapılan statik analizlerde ise, içsel sürtünme açısı 35° , 40° ve 45° derece için taşıma gücü değerleri sırasıyla 195,66, 227,49 ve 261,85 kN/m² olarak bulunmuştur. Bu modeller üzerinde yine Elazığ depremi etkisinde yapılan pseudo-statik analizlerde taşıma gücü değerlerinde sırasıyla %16, %16 ve %16 azalma meydana gelirken, dinamik analizlerde sırasıyla %83, %81 ve %77 azalma meydana gelmiştir.

Kohezyonu 25 olan ve 80 cm çaplı, $s/D=2$ aralıklı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri ile yapılan statik analizlerde, içsel sürtünme açısı 35° , 40° ve 45° derece için taşıma gücü değerleri sırasıyla 238,24, 280,67 ve 314,06 kN/m² olarak bulunmuştur. Bu modeller üzerinde Elazığ depremi etkisinde yapılan pseudo-statik analizlerde taşıma gücü değerlerinde sırasıyla %17, %17 ve %15 azalma meydana gelirken, dinamik analizlerde sırasıyla %85, %82 ve %77 azalma meydana gelmiştir. Kohezyonu 25 olan ve 80 cm çaplı, $s/D=3$ aralıklı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri ile yapılan statik analizlerde ise, içsel sürtünme açısı 35° , 40° ve 45° derece için taşıma gücü değerleri sırasıyla 161,22, 178,75 ve 199,98 kN/m² olarak bulunmuştur. Bu modeller üzerinde yine Elazığ depremi etkisinde yapılan pseudo-statik analizlerde taşıma gücü değerlerinde sırasıyla %12, %12 ve %13 azalma meydana gelirken, dinamik analizlerde sırasıyla %88, %82 ve %79 azalma meydana

gelmiştir.

Kohezyonu 30 olan ve 60 cm çaplı, $s/D=2$ aralıklı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri ile yapılan statik analizlerde, içsel sürtünme açısı 35° , 40° ve 45° derece için taşıma gücü değerleri sırasıyla 227,06, 263,41 ve 285,55 kN/m² olarak bulunmuştur. Bu modeller üzerinde Elazığ depremi etkisinde yapılan pseudo-statik analizlerde taşıma gücü değerlerinde sırasıyla %13, %13 ve %13 azalma meydana gelirken, dinamik analizlerde sırasıyla %80, %76 ve %70 azalma meydana gelmiştir. Kohezyonu 30 olan ve 60 cm çaplı, $s/D=3$ aralıklı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri ile yapılan statik analizlerde ise, içsel sürtünme açısı 35° , 40° ve 45° derece için taşıma gücü değerleri sırasıyla 208,49, 240,16 ve 271,82 kN/m² olarak bulunmuştur. Bu modeller üzerinde yine Elazığ depremi etkisinde yapılan pseudo-statik analizlerde taşıma gücü değerlerinde sırasıyla %13, %12 ve %12 azalma meydana gelirken, dinamik analizlerde sırasıyla %83, %80 ve %77 azalma meydana gelmiştir.

Kohezyonu 30 olan ve 80 cm çaplı, $s/D=2$ aralıklı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri ile yapılan statik analizlerde, içsel sürtünme açısı 35° , 40° ve 45° derece için taşıma gücü değerleri sırasıyla 251,63, 295,69 ve 332,02 kN/m² olarak bulunmuştur. Bu modeller üzerinde Elazığ depremi etkisinde yapılan pseudo-statik analizlerde taşıma gücü değerlerinde sırasıyla %13, %13 ve %13 azalma meydana gelirken, dinamik analizlerde sırasıyla %86, %82 ve %78 azalma meydana gelmiştir. Kohezyonu 30 olan ve 80 cm çaplı, $s/D=3$ aralıklı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri ile yapılan statik analizlerde ise, içsel sürtünme açısı 35° , 40° ve 45° derece için taşıma gücü değerleri sırasıyla 173,41, 191,38 ve 213,34 kN/m² olarak bulunmuştur. Bu modeller üzerinde yine Elazığ depremi etkisinde yapılan pseudo-statik analizlerde taşıma gücü değerlerinde sırasıyla %9 %10 ve %10 azalma meydana gelirken, dinamik analizlerde sırasıyla %86, %81 ve %77 azalma meydana gelmiştir.

Kohezyonu 15 olan ve 60 cm çaplı, $s/D=2$ aralıklı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri ile yapılan statik analizlerde, içsel sürtünme açısı 35° , 40° ve 45° derece için taşıma gücü değerleri sırasıyla 171,32, 207,67 ve 229,58 kN/m² olarak bulunmuştur. Bu modeller üzerinde İzmir depremi etkisinde yapılan pseudo-statik analizlerde taşıma gücü değerlerinde sırasıyla %8, %10 ve %8 azalma meydana gelirken, dinamik analizlerde sırasıyla %36, %36 ve %30 azalma meydana gelmiştir. Kohezyonu 15 olan ve 60 cm çaplı, $s/D=3$ aralıklı taş kolonlarla iyileştirilen zemin

modelleri ile yapılan statik analizlerde ise, içsel sürtünme açısı 35° , 40° ve 45° derece için taşıma gücü değerleri sırasıyla 145,56, 174,29 ve 213,45 kN/m² olarak bulunmuştur. Bu modeller üzerinde yine İzmir depremi etkisinde yapılan pseudo-statik analizlerde taşıma gücü değerlerinde sırasıyla %6, %7 ve %8 azalma meydana gelirken, dinamik analizlerde sırasıyla %41, %41 ve %40 azalma meydana gelmiştir.

Kohezyonu 15 olan ve 80 cm çaplı, s/D=2 aralıklı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri ile yapılan statik analizlerde, içsel sürtünme açısı 35° , 40° ve 45° derece için taşıma gücü değerleri sırasıyla 201,44, 229,99 ve 266,51 kN/m² olarak bulunmuştur. Bu modeller üzerinde İzmir depremi etkisinde yapılan pseudo-statik analizlerde taşıma gücü değerlerinde sırasıyla %12, %10 ve %10 azalma meydana gelirken, dinamik analizlerde sırasıyla %41, %38 ve %35 azalma meydana gelmiştir. Kohezyonu 15 olan ve 80 cm çaplı, s/D=3 aralıklı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri ile yapılan statik analizlerde ise, içsel sürtünme açısı 35° , 40° ve 45° derece için taşıma gücü değerleri sırasıyla 128,54, 143,44 ve 163,22 kN/m² olarak bulunmuştur. Bu modeller üzerinde yine İzmir depremi etkisinde yapılan pseudo-statik analizlerde taşıma gücü değerlerinde sırasıyla %10, %9 ve %9 azalma meydana gelirken, dinamik analizlerde sırasıyla %41, %39 ve %39 azalma meydana gelmiştir.

Kohezyonu 20 olan ve 60 cm çaplı, s/D=2 aralıklı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri ile yapılan statik analizlerde, içsel sürtünme açısı 35° , 40° ve 45° derece için taşıma gücü değerleri sırasıyla 196,67, 233,11 ve 253,65 kN/m² olarak bulunmuştur. Bu modeller üzerinde İzmir depremi etkisinde yapılan pseudo-statik analizlerde taşıma gücü değerlerinin tamamında %8 azalma meydana gelirken, dinamik analizlerde sırasıyla %30, %30 ve %25 azalma meydana gelmiştir. Kohezyonu 20 olan ve 60 cm çaplı, s/D=3 aralıklı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri ile yapılan statik analizlerde ise, içsel sürtünme açısı 35° , 40° ve 45° derece için taşıma gücü değerleri sırasıyla 178,34, 208,74 ve 241,27 kN/m² olarak bulunmuştur. Bu modeller üzerinde yine İzmir depremi etkisinde yapılan pseudo-statik analizlerde taşıma gücü değerlerinde sırasıyla %8, %8 ve %7 azalma meydana gelirken, dinamik analizlerde sırasıyla %37, %35 ve %33 azalma meydana gelmiştir.

Kohezyonu 20 olan ve 80 cm çaplı, s/D=2 aralıklı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri ile yapılan statik analizlerde, içsel sürtünme açısı 35° , 40° ve 45° derece için taşıma gücü değerleri sırasıyla 222,32, 259,59 ve 292,63 kN/m² olarak bulunmuştur. Bu modeller üzerinde İzmir depremi etkisinde yapılan pseudo-statik

analizlerde taşıma gücü değerlerinde sırasıyla %8, %8 ve %7 azalma meydana gelirken, dinamik analizlerde sırasıyla %33, %32 ve %28 azalma meydana gelmiştir. Kohezyonu 20 olan ve 80 cm çaplı, $s/D=3$ aralıklı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri ile yapılan statik analizlerde ise, içsel sürtünme açısı 35° , 40° ve 45° derece için taşıma gücü değerleri sırasıyla 147,03, 163,42 ve 183,68 kN/m² olarak bulunmuştur. Bu modeller üzerinde yine İzmir depremi etkisinde yapılan pseudo-statik analizlerde taşıma gücü değerlerinin tamamında %6 azalma meydana gelirken, dinamik analizlerde sırasıyla %33, %32 ve %32 azalma meydana gelmiştir.

Kohezyonu 25 olan ve 60 cm çaplı, $s/D=2$ aralıklı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri ile yapılan statik analizlerde, içsel sürtünme açısı 35° , 40° ve 45° derece için taşıma gücü değerleri sırasıyla 213,24, 248,92 ve 269,64 kN/m² olarak bulunmuştur. Bu modeller üzerinde İzmir depremi etkisinde yapılan pseudo-statik analizlerde taşıma gücü değerlerinde sırasıyla %6, %6 ve %5 azalma meydana gelirken, dinamik analizlerde sırasıyla %26, %26 ve %21 azalma meydana gelmiştir. Kohezyonu 25 olan ve 60 cm çaplı, $s/D=3$ aralıklı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri ile yapılan statik analizlerde ise, içsel sürtünme açısı 35° , 40° ve 45° derece için taşıma gücü değerleri sırasıyla 195,66, 227,49 ve 261,85 kN/m² olarak bulunmuştur. Bu modeller üzerinde yine İzmir depremi etkisinde yapılan pseudo-statik analizlerde taşıma gücü değerlerinin tamamında %6 azalma meydana gelirken, dinamik analizlerde sırasıyla %37, %35 ve %33 azalma meydana gelmiştir.

Kohezyonu 25 olan ve 80 cm çaplı, $s/D=2$ aralıklı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri ile yapılan statik analizlerde, içsel sürtünme açısı 35° , 40° ve 45° derece için taşıma gücü değerleri sırasıyla 238,24, 280,67 ve 314,06 kN/m² olarak bulunmuştur. Bu modeller üzerinde İzmir depremi etkisinde yapılan pseudo-statik analizlerde taşıma gücü değerlerinin tamamında %6 azalma meydana gelirken, dinamik analizlerde sırasıyla %27, %27 ve %24 azalma meydana gelmiştir. Kohezyonu 25 olan ve 60 cm çaplı, $s/D=3$ aralıklı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri ile yapılan statik analizlerde ise, içsel sürtünme açısı 35° , 40° ve 45° derece için taşıma gücü değerleri sırasıyla 161,22, 178,75 ve 199,98 kN/m² olarak bulunmuştur. Bu modeller üzerinde yine İzmir depremi etkisinde yapılan pseudo-statik analizlerde taşıma gücü değerlerinde sırasıyla %4, %5 ve %4 azalma meydana gelirken, dinamik analizlerde sırasıyla %27, %27 ve %26 azalma meydana gelmiştir.

Kohezyonu 30 olan ve 60 cm çaplı, $s/D=2$ aralıklı taş kolonlarla iyileştirilen

zemin modelleri ile yapılan statik analizlerde, içsel sürtünme açısı 35° , 40° ve 45° derece için taşıma gücü değerleri sırasıyla 227,06, 263,41 ve 285,55 kN/m² olarak bulunmuştur. Bu modeller üzerinde İzmir depremi etkisinde yapılan pseudo-statik analizlerde taşıma gücü değerlerinde sırasıyla %4, %5 ve %5 azalma meydana gelirken, dinamik analizlerde sırasıyla %23, %22 ve %19 azalma meydana gelmiştir. Kohezyonu 30 olan ve 60 cm çaplı, s/D=3 aralıklı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri ile yapılan statik analizlerde ise, içsel sürtünme açısı 35° , 40° ve 45° derece için taşıma gücü değerleri sırasıyla 208,49, 240,16 ve 271,82 kN/m² olarak bulunmuştur. Bu modeller üzerinde yine İzmir depremi etkisinde yapılan pseudo-statik analizlerde taşıma gücü değerlerinde sırasıyla %8, %5 ve %3 azalma meydana gelirken, dinamik analizlerde sırasıyla %28, %26 ve %24 azalma meydana gelmiştir.

Kohezyonu 30 olan ve 80 cm çaplı, s/D=2 aralıklı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri ile yapılan statik analizlerde, içsel sürtünme açısı 35° , 40° ve 45° derece için taşıma gücü değerleri sırasıyla 251,63, 295,69 ve 332,02 kN/m² olarak bulunmuştur. Bu modeller üzerinde İzmir depremi etkisinde yapılan pseudo-statik analizlerde taşıma gücü değerlerinde sırasıyla %4, %5 ve %4 azalma meydana gelirken, dinamik analizlerde sırasıyla %24, %23 ve %22 azalma meydana gelmiştir. Kohezyonu 30 olan ve 80 cm çaplı, s/D=3 aralıklı taş kolonlarla iyileştirilen zemin modelleri ile yapılan statik analizlerde ise, içsel sürtünme açısı 35° , 40° ve 45° derece için taşıma gücü değerleri sırasıyla 173,41, 191,38 ve 213,34 kN/m² olarak bulunmuştur. Bu modeller üzerinde yine İzmir depremi etkisinde yapılan pseudo-statik analizlerde taşıma gücü değerlerinde sırasıyla %3, %4 ve %4 azalma meydana gelirken, dinamik analizlerin tamamında %24 azalma meydana gelmiştir.

Kil zeminin kohezyon artışına bağlı olarak taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modellerinde, her iki deprem sonrası taşıma gücü değerlerinde artış meydana gelmiştir. Bu durum, kohezyonu artan zeminin statik taşıma gücünün artmasıyla ilişkili olarak açıklanabilir.

Taş kolonlar arası mesafenin s/D=2 olduğu zemin modelleriyle yapılan statik, pseudo-statik ve dinamik taşıma gücü analizlerinde, 80 cm çaplı taş kolonlar, 60 cm çaplı taş kolonlardan daha iyi sonuç verirken, taş kolonlar arası mesafenin s/D=3 olduğu zemin modellerinde 60 cm çaplı taş kolonlar daha iyi sonuç vermiştir. Taş kolon çapı küçüldükçe s/D oranına bağlı olarak taş kolonlar arası mesafede azalmaktadır. Bunun sonucu olarak temel altına düşen taş kolon sayısının da

artmasıyla, deprem sırasında daha iyi performans sağlanmıştır.

Her iki deprem etkisinde yapılan dinamik deplasman analizlerinde, $s/D=2$ aralıklarla uygulanmış 80 cm çaplı taş kolonlar, 60 cm çaplı taş kolonlardan daha iyi sonuç verirken, $s/D=3$ aralıklarla uygulanmış 60 cm çaplı taş kolonlar, 80 cm çaplı taş kolonlardan daha iyi sonuç vermiştir. Taş kolonların merkezleri arası mesafenin çapa olan oranının artması ile 80 cm çaplı taş kolonlar arası mesafenin daha fazla artması sonucu deplasmanlarda artış meydana gelmiştir.

Kil zeminin kohezyon değerindeki artışa bağlı (15, 20, 25, 30 kN/m²) olarak her iki deprem sırasında taş kolonlu zeminlerin deplasman miktarlarında artış meydana gelmiştir. Bu durum, kohezyonu artan kil zeminin nihai taşıma gücünün artması ve dinamik deplasman analizleri yapılırken, her kohezyon değerine ait taşıma gücü miktarınca yayılı yük kullanılması ile açıklanabilir.

Taş kolonların merkezleri arası mesafenin, taş kolon çapına oranındaki (s/D) artış ile her iki deprem etkisinde, taşıma gücünde ortalama %30 azalma, deplasmanlarda ise ortalama %68 artma meydana gelmiştir. Bu durum uygulamada taş kolonlar arası mesafenin büyük önem arz ettiğini göstermektedir. Her iki deprem etkisinde de dinamik analizlerle elde edilen taşıma gücü değerleri, pseudo-statik analizlerle elde edilen taşıma gücü değerlerinden (Elazığ depremi için %74, İzmir depremi için %25) daha düşük elde edilmiştir. Özellikle Elazığ depremi etkisinde yapılan dinamik analizlerden elde edilen taşıma gücü değerleri, pseudo-statik analizlerden elde edilen taşıma gücü değerlerinden ortalama %74 daha düşük bulunmuş olup, pseudo-statik yaklaşım hakkındaki tartışmaların haklılığını göstermektedir. Bu kapsamda Elazığ depremi gibi pik ivme değeri yüksek ve etki süresi uzun olan bir deprem ele alındığında, pseudo-statik yaklaşım ile yalnızca tek bir ivme değeri kullanılarak taşıma gücünün hesaplanmasının gerçeği yansıtmayacağı görülmektedir.

Elazığ ve İzmir depremleri için yapılan dinamik taşıma gücü ve dinamik deplasman analizleri sonucunda, taş kolonların taşıma gücü kayıplarını azalttığı ve deplasmanları kayda değer bir şekilde engellediği görülmüştür. Her iki deprem karşılaştırıldığında Elazığ depreminin daha yıkıcı bir deprem olduğu hem ivme zaman grafiklerinden, hem de yapılan dinamik analizlerden anlaşılmaktadır. Elazığ depremi etkisinde özellikle taş kolonsuz zemin modellerinde taşıma gücü neredeyse tamamen kaybolarak göçme seviyesine gelmiştir. Ayrıca yine Elazığ depremi etkisinde yapılan

deplasman analizlerinde, taş kolonsuz zemin modellerinde yüksek miktarlarda deplasmanlar meydana gelmiştir. Taş kolonsuz zemin modellerinde görülen bu problemler, taş kolonlarla iyileştirildikten sonra önemli ölçüde çözüme kavuşmuştur.

Yumuşak kil zemine uygulanan taş kolonlar, her iki deprem sırasında zeminin taşıma gücündeki kayıplarını ve deplasman değerlerindeki artışı önlemiştir. Buna rağmen Elazığ depreminde yüksek ivme değerleri ve uzun etki süresi sebebiyle, düşük içsel sürtünme açısına sahip taş kolonların taşıma gücü kayıplarını ve deplasmanları yeterli miktarda azaltmadığı belirlenmiştir. Bu nedenle taş kolon uygulaması yapılacak bölgelerde geçmişte meydana gelmiş depremler göz önünde bulundurularak taş kolon malzemesinin seçimine dikkat edilmelidir. Ayrıca iyileştirme elemanı olarak taş kolon yerine darbeli kırma taş kolon, fore kazık, jet grout vb. elemanlar kullanılıp deprem etkisindeki taşıma gücü analizleri farklı yöntemler karşılaştırılarak yapılabilir. Dünyanın farklı bölgelerinde yaşanmış büyük can kayıplarına sebep olan ve uluslararası bilimsel çalışmalarda sıklıkla kullanılan depremler kullanılarak (Loma Prieta 1989, Upland 1990, Northridge 1994 vb.), taş kolonların nasıl bir davranış göstereceği de önemli bir araştırma konusudur. Yapılan analizler sonucunda taş kolonların deprem riski bulunan bölgelerde, yumuşak zeminlerin iyileştirilmesi amacıyla kullanılabilecek, pratik ve ekonomik bir zemin iyileştirme yöntemi olduğu söylenebilir. Her iki deprem etkisinde elde edilen sonuçlar karşılaştırıldığında, taş kolon aralıklarının (s/D) ve taş kolon malzemesinin doğru bir şekilde seçilmesinin büyük önem arz ettiği görülmektedir. Bu kapsamda, taş kolon uygulaması yapılacak bölgenin zemin özelliklerinin iyi tayin edilerek, taş kolon aralık, çap ve malzeme özelliklerinin seçimine dikkat edilmelidir. Çalışma kapsamında Elazığ ve İzmir depremleri etkisinde yapılan taşıma gücü ve deplasman analizleri, deneysel olarak ve/veya arazi gözlemleriyle doğrulanabilir. Çalışmada kullanılan taş kolonsuz ve taş kolonlu zemin modelleri, dinamik analiz yapabilen farklı bir sayısal analiz programında (sonlu elemanlar, sonlu farklar) yine Elazığ ve İzmir depremleri kullanılarak analiz edilip, elde edilen taşıma gücü kayıpları ve deplasman miktarları karşılaştırılabilir. Son olarak, geoteknik alanında yapılacak olan uygulamalar öncesinde zeminin, bölgede yaşanmış gerçek deprem verileri kullanılarak, uygun bir bilgisayar yazılımı vasıtasıyla dinamik olarak analiz edilip, deprem etkisi altındaki taşıma gücü kayıplarının ve deplasman miktarlarının belirlenmesi, uygulamanın daha güvenli olması açısından çok doğru bir yaklaşımdır.

KAYNAKLAR

- Abed, A. and Tantt, L.K. (2018). Stability analysis for road-cutting – Review, recommendations and examples. *Finnish Transport Agency, Engineering and Environment*, Helsinki, Finland.
- Adalier K., Elgamal, A., Meneses, J. and Baez, J.I. (2003). Stone Columns as Liquefaction Countermeasure in Non-Plastic Silty Soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23, 571–584.
- Adeli, N. (2013). Taş Kolonların Analiz ve Tasarımı. Çukurova Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yüksek Lisans Tezi, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı.
- Al-Homoud, A.S. and Degen, W.S. (2006). Marine Stone Columns to Prevent Earthquake Induced Soil Liquefaction. *Geotechnical and Geological Engineering*, 24, 775-790.
- Alzabeebee, S. (2019). Seismic response and design of buried concrete pipes subjected to soil loads. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 93:103084.
- Alzabeebee, S. (2020a). Seismic Settlement of A Strip Foundation Resting On A Dry Sand, Natural Hazard.
- Alzabeebee, S. (2020). Dynamic response and design of a skirted strip foundation subjected to vertical vibration. *Geomechanics and Engineering* 20(4):345–358.
- Ambily, A.P. and Gandhi, S. R. (2007). Behavior of Stone Columns Based on Experimental and FEM Analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133, 4, 405-415.
- Arkan, M.A.S. (1991). Sonlu Elemanlar Metodunun Mühendislikte Uygulamaları. Orta Doğu Teknik Üniversitesi.
- Azzam, W.R. (2015). Finite element analysis of skirted foundation adjacent to sand slope under earthquake loading. *HBRC J* 11(2):231–239.
- Bae, W.S., Bang, W.S. and Byung, C. A. (2002). Behavior of Foundation System Improved with Stone Columns. *Proc. 12. International Offshore and Polar Engineering Conf., Kitakyushu, Japan*, 675-678.
- Baez, J.I. and Martin, G.R. (1995). Permeability and shear wave velocity of vibro replacement stone columns. *Soil Improvement for Earthquake Hazard Mitigation*. ASCE Geotechnical Special Publication, New York, NY 49: 66-81.
- Barksdale, R.D. and Bachus, R.C. (1983). Design and Construction of Stone Columns. Vol.1-2, Report No. FHWA/RD-83/026, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 6-55.
- Bauer Dynamic Compaction, <https://www.efebauer.com/process/ground-improvement/bauer-dynamic-compaction> (Erişim tarihi: 09.01.2022).
- Bauer-Pileco Inc., Techniques overview, Ground Improvement, http://www.bauerpileco.com/en/techniques/techniques_overview/ground_improvement (Erişim tarihi: 15.05.2017).
- Bell, J. R. (1978). Future Advances in Soil Placement and Improvement. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 104, 1, 1-10.
- Bentley, (2020). Free vibration and earthquake analysis of a building. *PLAXIS 2D -*

Tutorial Manual. Connect Edition v20.03, Section 15, pp. 193-206

- Berilgen, M.M. (1996). Ankrajlı Perdelerde Zemin Yapı Etkileşiminin İncelenmesi. Doktora Tezi, YTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Berilgen, M.M. (2014). Geoteknikte Sayısal Analizler - Yöntemler, Esaslar ve Sınırlamalar. Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği On beşinci Ulusal Kongresi, ODTÜ, Ankara.
- Brinkgreve, R.B.J., Kappert, M.H. and Bonnier P.G. (2007). Hysteretic damping in a small-strain stiffness model. Numerical Models in Geomechanics, Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-44027-1.
- Brinkgreve, R.B.J. and Engin, E. (2013). Validation of geotechnical finite element analysis. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris 2013.
- Caltrans Geotechnical Manual (2021). Geotechnical Seismic Design of Earth Retaining Systems. California Department of Transportation, California, USA.
- Cansız, M.M. (2014). İksa Sistemlerinde Köşe Etkisinin İki Boyutlu Sonlu Eleman Analiz Yöntemi ile İncelenmesi. Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Castro, J. (2017). Modeling Stone Columns. Department of Ground Engineering and Materials Science, University of Cantabria.
- Cengiz, C. ve Güler, E. (2017). Deprem Yüklerine Maruz Kalmış Geosentetik Donatılı Taş Kolonların Yük Taşıma Performansları ve Deformasyon Modları. Yedinci Ulusal Geosentetikler Konferansı, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul
- Christoulas, S., Bouckovalas G. and Giannaros, C. (2000). An Experimental Study on Model Stone Columns. Soils and Foundations, 40, 6, 11-22.
- Christoulas, S., Giannaros, C. and Tsiambaos, G. (1997). Stabilization of Embankment Foundations by Using Stone Columns. Geotechnical and Geological Engineering, 15, 247-258.
- Coduto, D.P. (1999). Geotechnical Engineering. Principles and Practices. Prentice Hill.
- Connor, S.S. and Gorski, A.G. (2000). A Timely Solution for the Nojoqi Grade Landslide Repair US 101 South of Buellton. 51 st Annual Highway Geology Symposium, Seattle, 1-11.
- Çadır, C.C., Vekli, M. and Şahinkaya, F. (2021). Numerical analysis of a finite slope improved with stone columns under the effect of earthquake force. Natural Hazards, volume 106, pages173–211
- Çinicioğlu S. F. (2005). Zeminlerde Statik ve Dinamik Yükler Altında Taşıma Gücü Anlayışı ve Hesabı. İMO Seminer, İstanbul.
- Dakoulas, P. and Gazetas, G. (1986). Seismic shear strains and seismic coefficients in dams and embankments. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 5(2): 75–83
- Daniel, B. Chu and Jonathan, P. (2004). Stewart Liquefaction and Non-Liquefaction from 1999 Chi-Chi, Taiwan, Earthquake. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 24, pp 647-657.

- Dar, L.A. and Shah, M.Y. (2022). Numerical Study on The Seismic Behaviour of Embankments on Stone Column-Reinforced Soft Soils. Transportation Infrastructure Geotechnology, Springer Nature.
- Datye, K.R. and Nagaraju, S.S. (1975). Installation and testing of rammed stone columns. In: Proceedings. 5th Asian regional conference on soil mech. and found. Eng., Bangalore, India, pp. 101–104.
- Day, R.W. (2004). Geoteknik Deprem Mühendisliği El Kitabı, s. 247-304.
- Deb, K. and Dhar, A. (2011). Optimum design of stone column-improved soft soil using multi objective optimization technique. Computers and Geotechnics 38 (2011) 50–57).
- Demir, H. (2007). Taş Kolon ve Geopier Uygulaması ile Zemin İyileştirmesi. Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Demir, S. (2019) Yüksek Modüllü Kolonlarla İyileştirilmiş Sıvılaştırılabilir Zeminlerin Davranışının İncelenmesi. Doktora tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Duc, T. N., Vo, P. and Thi, T. T. (2020). Determination of Unloading – Reloading Modulus and Exponent Parameters (m) for Hardening Soil Model of Soft Soil in Ho Chi Minh City. *Proceedings of the International Conference on Sustainable Civil Engineering and Architecture 2019*, Springer Series in Civil Engineering and Architecture, pp 677–689.
- Duncan, J.M. and Chang, C.Y. (1970). Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. J. Soil Mechanics and Foundations Division, pp. 1629–1653.
- Elshazly, H., Elkasabgy, M. and Elleboudy, A. (2008). Effect of Inter-Column Spacing on Soil Stresses Due to Vibro-Installed Stone Columns: Interesting Findings, Geotechnical and Geological Engineering, 26, 225–236.
- Elshehahwy, E.R., Eltahrany, A. and Dif, A. (2018). Numerical Analysis Validation Using Embedded Pile. Advances in Numerical Methods in Geotechnical Engineering, pp 199-208
- Fahmi, K.S. and Kolosov, E. (2018). Behaviour of The Clay Soil Reinforced by Stone Column Encased With Geogrid Under Cyclic Load.
- Greenwood, D.A. and Kirsch, K. (1984). Specialist Ground Treatment by Vibratory and Dynamic Methods. Satae of the Art Report, Pilling and Ground Treatment, Thomas Telford, London, 17-45.
- Griffiths, D.V. (1990). Failure Criteria Interpretation Based on Mohr-Coulomb Friction. J. Geotech. Enging. 116, pp. 986–999.
- Guetif, Z., Bouassida, M. and Debats, J.M., 2007. Improved Soft Clay Characteristics Due to Stone Column Installation. Computers and Geotechnics, 34, 104–111.
- Han, J. and Ye, S.L. (2002). A Theoretical Solution For Consolidation Rates of Stone Column-Reinforced Foundation Accounting for Smear and Well Resistance Effects. International Journal of Geomechanics, 2, 2, 135-151.
- Hasanov, A.H. (2001). Varyasyonel Problemler ve Sonlu Elemanlar Yöntemi. Literatür Yayıncılık, İstanbul.
- Huvaj, N. (2017). Geoteknik Mühendisliğinde Sonlu Elemanlar Yöntemi-Temel

- Bilgiler. İnşaat Mühendisleri Odası Semineri, Ankara.
- Hu, W. (1995). Physical Modeling of Group Behavior of Stone Columns Foundations. Ph. D. Thesis, University of Glasgow, Glasgow.
- Hughes, J.M.O. ve Withers, N.J. (1974). Reinforcing of Soft Cohesive Soils With Stone Columns. *Ground Engineering*, 7: 42-49.
- Hynes-Griffin, M.E. and Franklin, A. G. (1984). Rationalizing the Seismic Coefficient Method. Department of The Army, Mississippi, USA.
- Impe, W.F.V. (1898). Soil Improvement Technique sand Their Evolution, Balkema, Rotterdam.
- Juran, I., Chen, C.L., Acar, Y.B. and Gurmazi, A. (1988). A Comparative Study of Soil Improvement Techniques for Highway Embankments. Federal Highway Administration, Louisiana, 276 s.
- Karamitros, D.K., Bouckovalas, G.D. and Chaloulos, Y.K. (2013). Seismic Settlements of Shallow Foundations on Liquefiable Soil with A Clay Crust. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 46:64–76.
- Karkush, M.O., Jihad, A.G., Jawad K.A., Ali M.S. and Noman B.J. (2021). Seismic Analysis of Floating Stone Columns in Soft Clayey Soil. Second International Conference on Geotechnical Engineering, E3S Web of Conferences 318.
- Karray, M., Hussein, M.N., Delisle, M. and Ledoux, C. (2018). Framework to assess the pseudo-static approach for the seismic stability of clayey slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, DOI: 10.1139/cgj-2017-0383.
- Kholdebarin, A., Massumi, A., Davoodi, M. and Tabatabaiefar, H.R. (2008). Comparing of normal stress distribution in static and dynamic soil–structure interaction analyses. In: AIP conference proceedings, pp 650–657.
- Kılıç, H. (2000). Yumuşak Zeminler Üzerine Oturan Dolgu Barajlarda Deformasyonların Nümerik ve Deneysel Yöntemlerle Belirlenmesi. Doktora Tezi, YTÜ., Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Kılıç, H. (2017). Geoteknik Mühendisliğinde Sayısal Analizler Notları. Geoteknik Meslekiçi Eğitim Kursu, YTÜ, İstanbul.
- Krinitzsky, E.L. (1993). Earthquake probability in engineering. Part 1: The use and misuse of expert opinion. *Eng. Geol.*, 33(4): 257-288 *Geol.*, 33(4): 257-288.
- Kurt, E. (2011). Darbeli Kırmataş Kolon ve Tas Kolon Elemanlarına Ait Yükleme Testlerinin Sayısal Analizi ve Sonuçlarının Karşılaştırılması. İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı.
- Kwaak, B. (2015). Modelling of dynamic pile behaviour during an earthquake using PLAXIS 2D: Embedded beam (rows). Master of Science Thesis, Delft University of Technology.
- Lu, L., Wang, Z.J., Song, M.L. and Arai, K. (2015). Stability Analysis of Slopes With Ground Water During Earthquakes. *Engineering Geology* Volume 193, Pages 288-296.
- Lee, J.S. and Pande, G.N. (1994). Analysis of Stone Columns Reinforced Foundations. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 12, 1001-1020.

- Mansour, M.F., Abdel-Motaal, M.A. and Ali, A.M. (2016). Seismic bearing capacity of shallow foundations on partially liquefiable saturated sand. *Int J Geotech Eng* 10(2):123–134.
- Marcuson, W.F. (1981). Moderator's report for session on earth dams and stability of slopes under dynamic loads, *Proceedings, International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. St. Louis, Missouri, Vol. 3, p.1175.
- Mathav M. R. and Vitkar P. P. (1978). Strip footing on weak clay stabilized with a granular trench or pile. *Canadian Geotechnical Journal*, 15, 4, 605-609.
- Maurya, R.R., Sharma B.V.R and Naresh D.N. (2005). Footing Load Tests on Single and Group of Stone Columns. 16th International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, 1385-1388.
- Mizuhashi, M., Sugita, H. and Sasaki, T. (2008). Analytical Study on Geotextile-Reinforced Soil Retaining Walls Damaged During The 2004 Mid Nügata Prefecture Japan Earthquake. *Proceedings of the 4th Asian Regional Conference on Geosynthetics*, Shanghai, China, pp. 318-321.
- McCabe, B.A., McNeill, J.A. and Black, J.A. (2007). Ground Improvement Using the Vibro-Stone Column Technique. *Engineers Ireland West Region and the Geotechnical Society of Ireland*, 1-12.
- Meena, N.K. and Nimbalkar, S. (2019). Effect of water drawdown and dynamic loads on piled raft: two-dimensional finite element approach. *Infrastructures* 4(4):75.
- Mitchell, J.K. (1981). Soil Improvement State of the Art Report. *Proc. 10th International Conf. on Soil Mechanic Sand Foundation Engineering*, Stockholm, Vol.3 pp.509-65.
- Mitchell, J.K. and Wentz, F.J. (1991). Performance of improved ground during the Loma Prieta Earthquake. *University of California, Berkeley, UCB/EERC Report* 91/12, 93p.
- Mitchell, J.K., Baxter, C.D.P. and Munson, T.C. (1995) Performance of improved ground during earthquakes. *Proc. Soil improvement for earthquake hazard mitigation. ASCE Geotechnical Special Publication*, vol. 49, pp.1-36.
- Mohamed, S.A. (2019). Darbeli kırmataş kolonlar ile iyileştirilmiş zeminlerin sismik yükler altındaki davranışının incelenmesi. Yüksek Lisans Tezi, Ondokuz Mayıs Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Niroumand, H., Kassim, K.A. and Chong, S.Y. (2011). Soil Improvement by Reinforced Stone Columns Based on Experimental Work. *Ejge* Vol. 16, Bund. L.
- Ng, K. S. and Tan, S. A. (2014). Nonlinear Behaviour of An Embankment on Floating Stone Columns. *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, DOI: 10.1080/17486025.2014.902118.
- Omsvibro, (2021). <https://www.omsvibro.com/ground-improvement-techniques> (Erişim tarihi: 09.01.2022)
- Osmanoğlu, U. (1999). Yumuşak ve Gevşek Zeminlerin İyileştirilmesi: Yüksek Basıncılı Enjeksiyon Kolonları ve Taş kolonlar. Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

- Patel, B.R. and Shroff, A.V., 2005. Study on Composite Stone Column in Soft Kaolinitic Clay. 16th International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, 1413-1417.
- Pooroshab, H.B. and Meyerhof, G.G. (1997). Analysis of Behavior of Stone Columns and Lime Columns. *Computers and Geotechnics*, 20, 47-70.
- Potts, D.M. and Zdravković, L. (1999). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Application*. Thomas Telford.
- Raikaar, P. (2016). Modelling Soil Damping for Suction Pile Foundations. Master of Science Thesis, Delft University of Technology.
- Raju, K.V.S.B., Raju, L.G. and Chandrashekhar A. S. (2013). Cyclic Response of Stone Columns. *International Journal of Scientific and Engineering Research*, Volume 4, Issue 5, ISSN 2229-5518.
- Raju, V.R., Wegner, R. and Vetrivelan, A. (2003). Application of vibro techniques for infrastructure project in India. *Proceeding of Indian Geotechnical Conference*, Roorkee, India.
- Rao, L. and Madhira, M. (2010). Evaluation of Optimum Spacing of Stone Columns. *Indian Geotechnical Conference*, December 16–18.
- Reddy, C.S. and Mohanty, C. (2017). Seismic Behavior of Stone Column On A Sloping Layered Soil. *Sixth Indian Young Geotechnical Engineers Conference*, NIT Trichy, India.
- Richards, R., Elms, D.G. and Budhu, M. (1993). Seismic bearing capacity and settlements of foundations. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 116, No. 5, pp. 662-674.
- Ryu, J-H. and Kim, J.M. (2013). Seismic Performance of Stone Column Reinforced Marine Soft Soil. 2013 *EjdeVol*. 18, Bund. C PP. 497-508.
- Sadeghi, H., Motlagh, A. H. and Sadeghi, H. (2020). Seismic performance of circular foundations resting on stone columns. *GeoVirtual 2020 - Resilience and Innovation*, The Canadian Geotechnical Society.
- Schanz, T., Vermeer, P. A., Bonnier, P. G. and Brinkgreve, R. B. J. (1999). Hardening Soil Model: Formulation and Verification, *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*, Balkema, Rotterdam, pp. 281-290.
- Schweiger, H. F. (2002). Results From Numerical Benchmark Exercises In Geotechnics Proc. 5th European Conf. Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Presses Ponts et chaussees, Paris, 305-314.
- Selçuk, L. (2009). Zemin Sıvılaşmasına Karşı Optimum Taş Kolon Tasarımının Sonlu Elemanlar Yöntemi ile Modellenmesi. *Doktora Tezi*, Ankara Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Soos von, P. (2001). Properties of Soil and Rock (in German). *Grundbautaschenbuch*, vol. 1, 6th Ed., Ernst and Son, Berlin, pp. 117–201.
- Sowers, G. F. (1979). *Introductory Soil Mechanics and Foundations: Geotechnical Engineering*, 4th Edition, McMillian Publishing Co., New York.
- Stewart, J.P., J.D. Bray, R.B. Seed, and Sitar, N. (1994). Preliminary Report on the Principal Geotechnical Aspects of the January 17, 1994, Northridge Earthquake,

UCB/EERC94/08. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

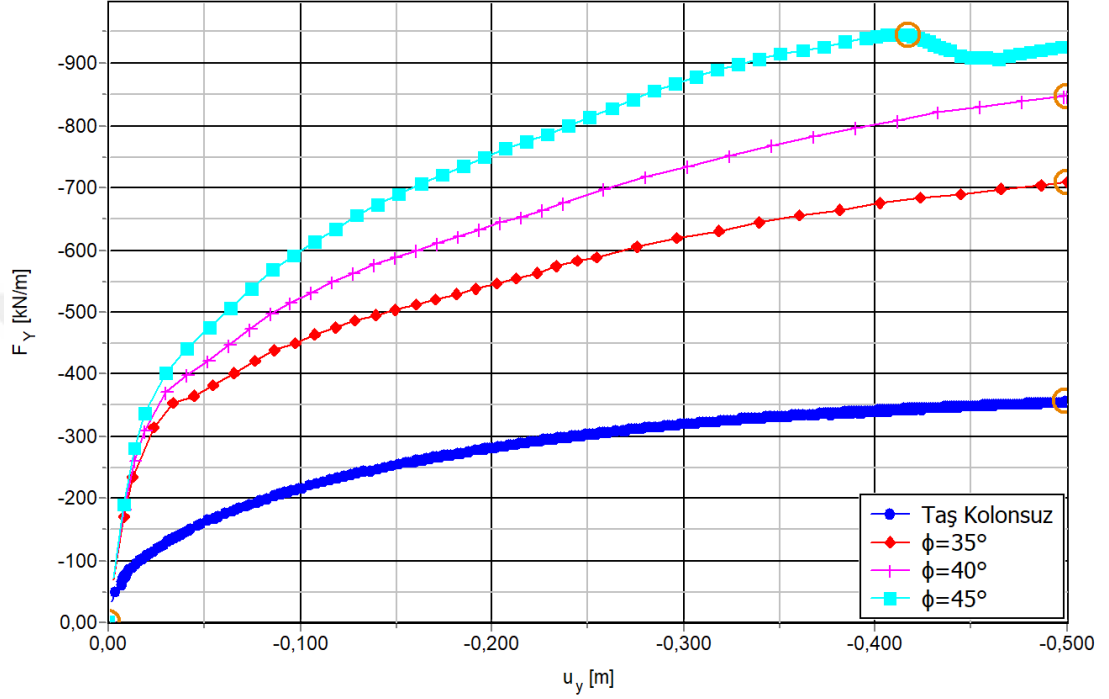
- Stewart, J.P., J.D. Bray, D.J. McMahon, and A.L. Kroop. (1995). Seismic Performance of Hillside Fills. In Landslides under Static and Dynamic Conditions – Analysis Monitoring and Mitigation, Geotechnical Special Publication 52, edited by C. L. Ho and D. K. Keefer. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- Surarak, C., Likitlersuang, S., Wanatowski, D., Balasubramaniam, A., Oh, E. and Guan, H. (2012). Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff Bangkok clays. *Soils and Foundations*, 52(4):682–697
- Şahinkaya, F. (2016). Yüzen taş kolonlar ile iyileştirilmiş zeminlerin sismik yükler altındaki davranışının sayısal olarak incelenmesi. Bozok Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Yüksek Lisans Tezi, Yozgat
- Şahinkaya, F., Vekli, M. and Çadır, C.C. (2017) Numerical analysis under seismic loads of soils improvement with floating stone columns. *Natural Hazards*, 88:891–917.
- Tan, S.A. and Khine, K.O.O. (2005). Finite Element Modeling of Stone Columns - A Case History. 16th International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, 1425-1428.
- Vermeer, P.A. (1978). A Double Hardening Model for Sand. *Geotechnique*, 28, 413–433.
- Vesic, A.S. (1975). Bearing capacity of shallow foundations. Chapter 3 of *Foundation Engineering Handbook*, Hans F. Winterkorn and Hsai Yang Fang (Eds) Van Nostrand Reinhold.
- Wieland, M. (2018). Application of Pseudo-Static Analysis in Seismic Design and Safety Evaluation of Embankment Dams. *16th European Conference On Earthquake Thessaloniki Engineering*, Thessaloniki, Greece.
- Wu, H.T.J. and Tung, S.C. (2019). Determination of Model Parameters for the Hardening Soil Model. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, 1:55–68.
- Yakar, O.T. (2009). Bilgisayar Programı Yardımı ile Kumlu Şevlerin Deprem Yükleri Altındaki Davranışı. Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Yashwant, A.K., Owais, S.M. and Dasaka, S.M. (2011). Behaviour of Stone Column Reinforced Marine Clay Under Static and Cyclic Loading. *Proceeding of Indian Geotechnical Conference*, Kochi (Paper No: H-133).
- Yıldırım C.H. (2013). Vaka Analizleri Üzerinden Sonlu Eleman Modellemesiyle Taş Kolonların Oturmasına. Ortadoğu Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim dalı, Yüksek Lisans Tezi, Ankara.
- Yıldız M. (2013). Sayısal Modelleme İle Taş Kolonlarda Gerilme Yığılmasının Belirlenmesi. Ortadoğu Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim dalı Yüksek Lisans Tezi, Ankara.
- Yoo, C. and Abbas, Q. (2020). Laboratory Investigation of The Behavior of A Geosynthetic Encased Stone Column in Sand Under Cyclic Loading. *Geotextiles and Geomembranes* Volume 48, Issue 4, Pages 431-442

- Yu, H.S. (1998). CASM: A unified state parameter model for clay and sand. *Int. J. Num. Analyt. Meth. Geom.*, 22, pp. 621–653.
- Yüksel Proje, (2007). Geoteknik Tasarım Esasları. <https://aygm.uab.gov.tr/uploads/pages/kiyi-yapilari-deprem-teknik-sartnameleri/mart-2020-geoteknik-tasarim-esaslari.pdf> (Erişim tarihi: 14.09.2021)
- Zahmatkesh, A. and Choobbasti, A.J. (2010). Settlement Evaluation of Soft Clay Reinforced by Stone Columns. Considering The Effect Of Soil Compaction. Department of Civil Engineering, Babol.
- Zetaş, (2014). <https://www.zetas.com.tr/offer-portfolio/vibro-kompaksiyon> (Erişim tarihi: 10.09.2021)
- Zhang, L. and Liu, Y. (2018). Seismic responses of rectangular subway tunnels in a clayey ground. *PLoS ONE* 13(10):0204672.

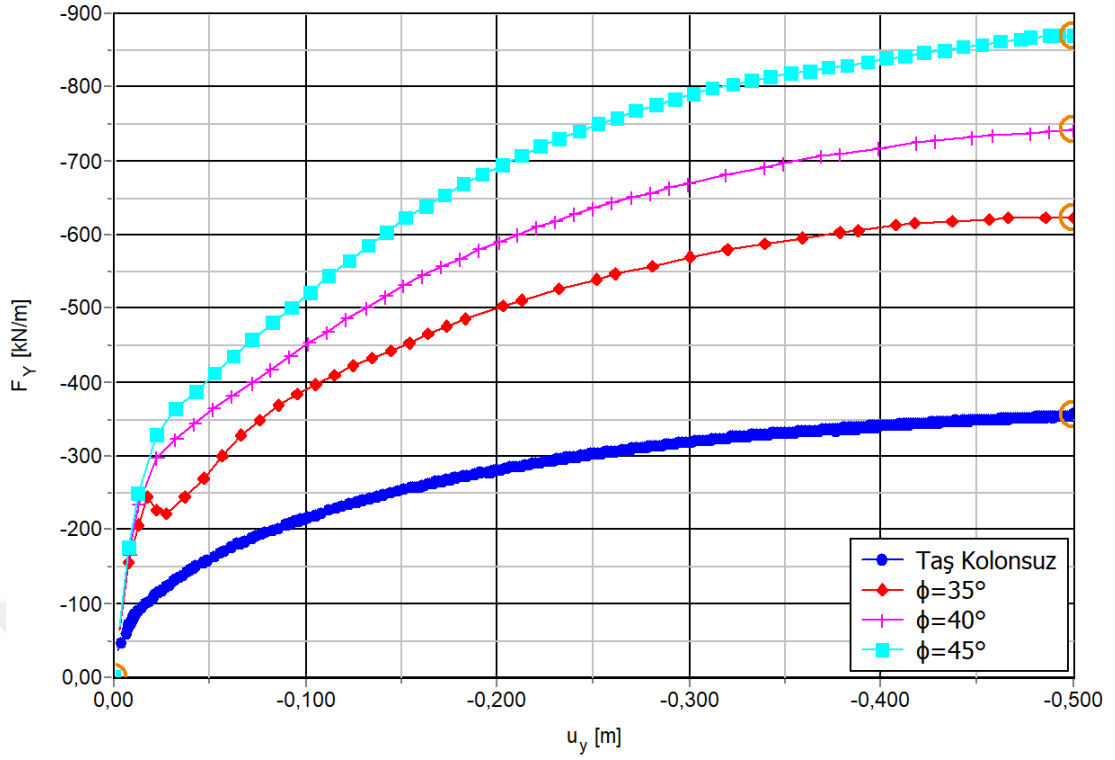


EKLER

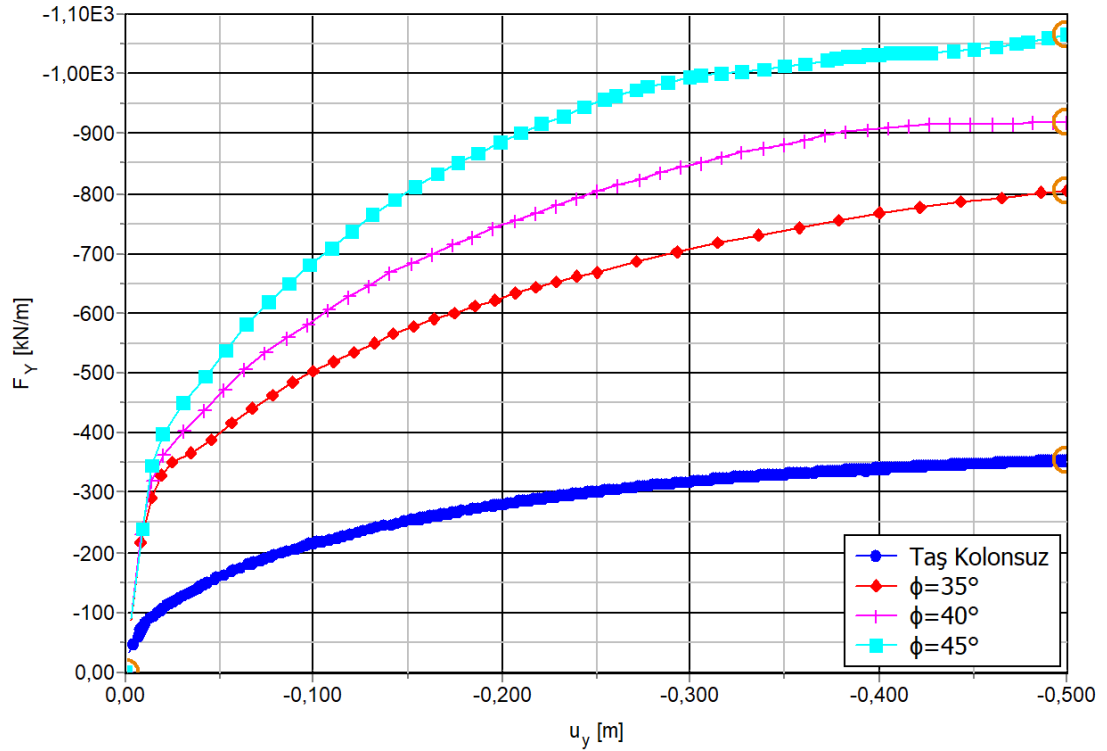
Kohezyon değeri 15 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve 60 cm çaplı, $s/D=2$ aralıklı uygulanan taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinden, taş kolonun içsel sürtünme açısındaki (ϕ) artışa bağlı olarak (35° , 40° , 45°) statik analizlerden elde edilen taşıma gücü grafikleri. (Temel genişliği $B=4 \text{ m}$)



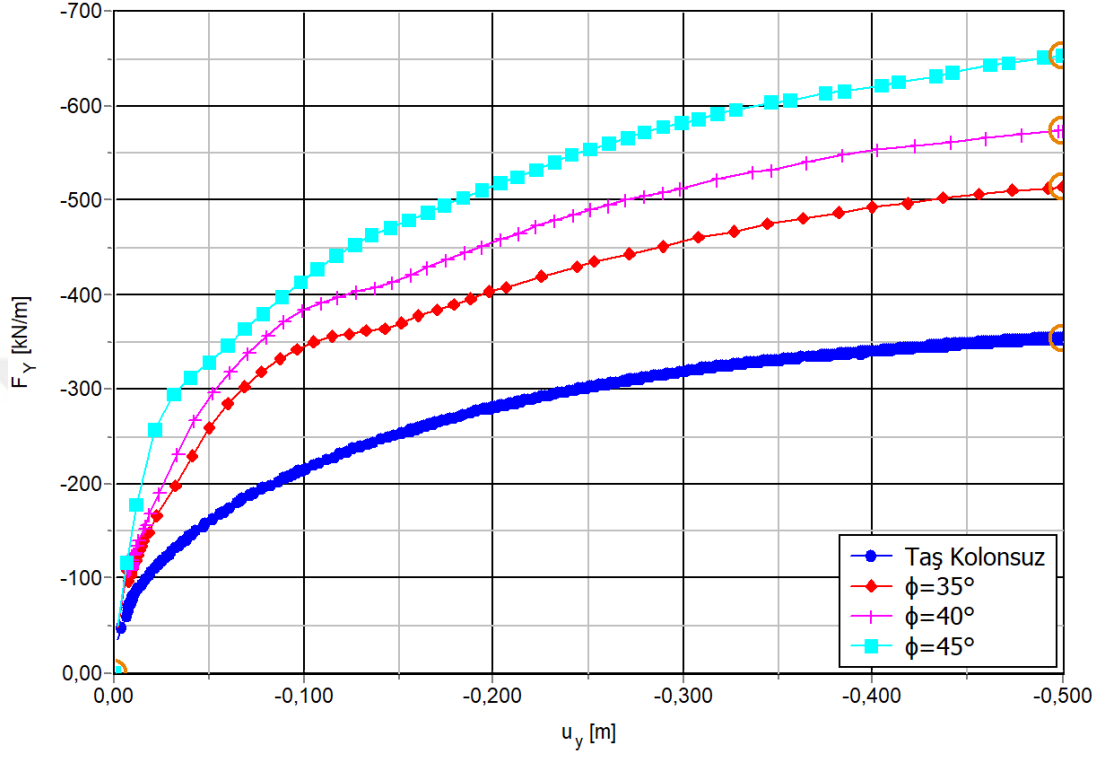
Kohezyon değeri 15 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve 60 cm çaplı, $s/D=3$ aralıklı uygulanan taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinden, taş kolonun içsel sürtünme açısındaki (ϕ) artışa bağlı olarak (35° , 40° , 45°) elde edilen taşıma gücü grafikleri. (Temel genişliği $B=4 \text{ m}$)



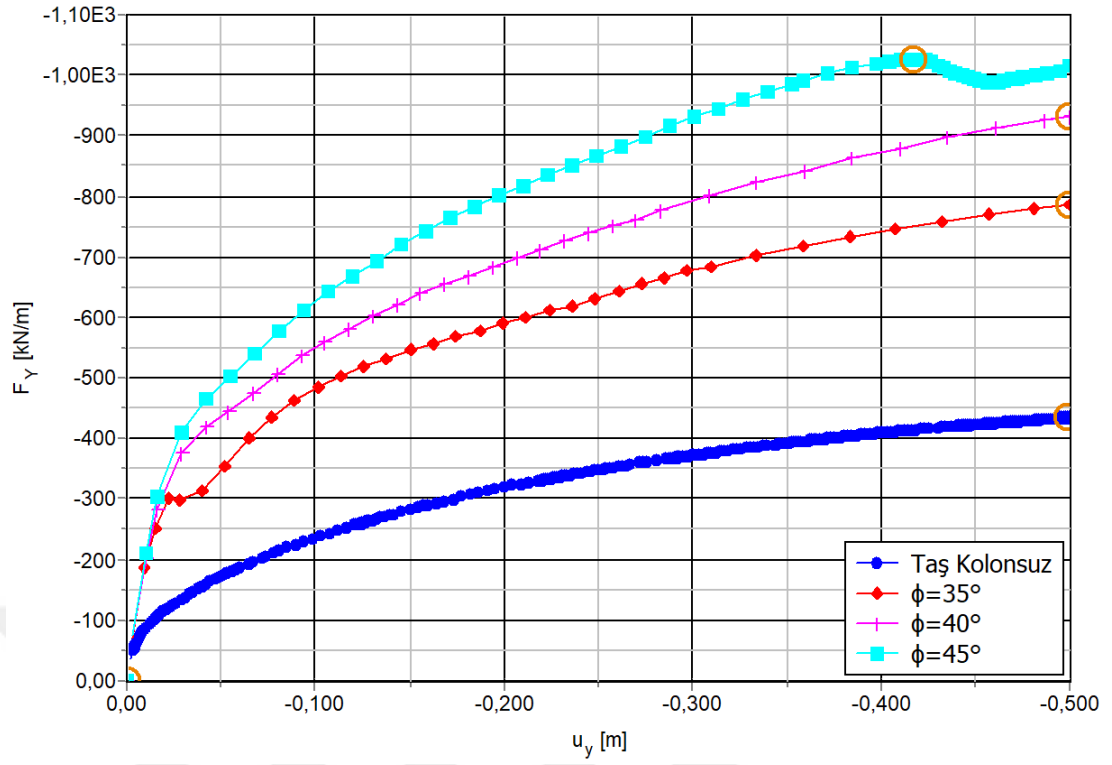
Kohezyon değeri 15 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve 80 cm çaplı, $s/D=2$ aralıklı uygulanan taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinden, taş kolonun içsel sürtünme açısındaki (ϕ) artışa bağlı olarak (35° , 40° , 45°) elde edilen taşıma gücü grafikleri. (Temel genişliği $B=4 \text{ m}$)



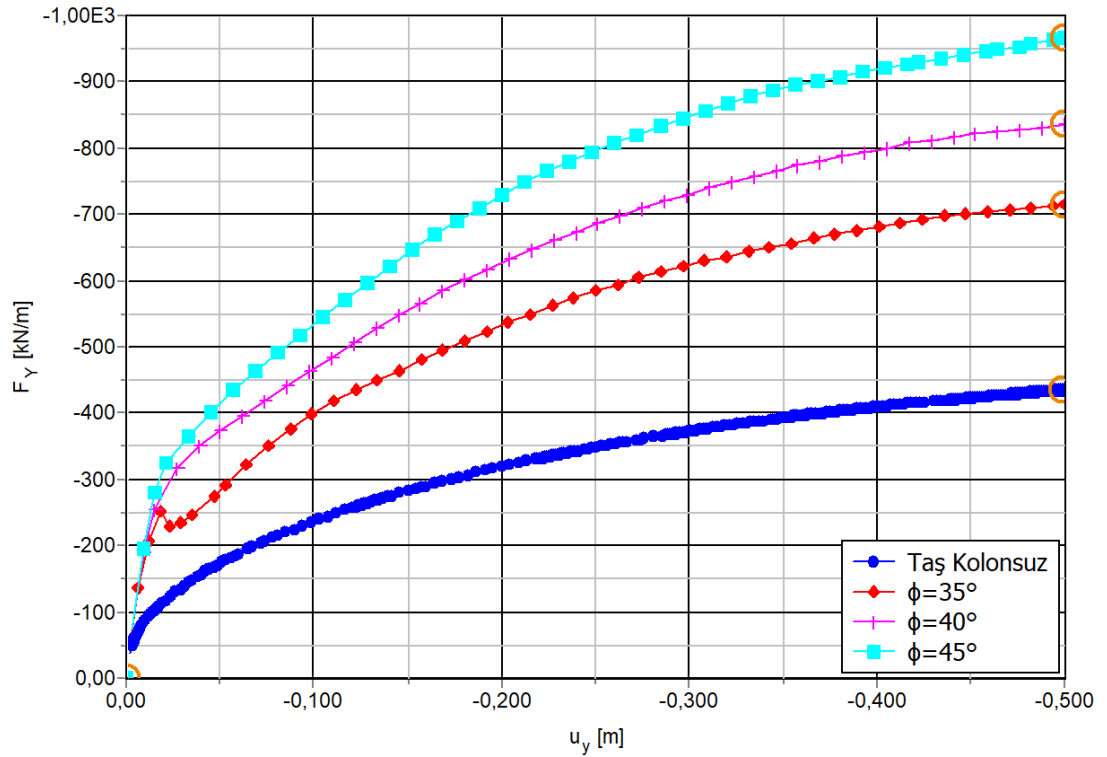
Kohezyon değeri 15 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve 80 cm çaplı, $s/D=3$ aralıkla uygulanan taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinden, taş kolonun içsel sürtünme açısındaki (ϕ) artışa bağlı olarak (35° , 40° , 45°) elde edilen taşıma gücü grafikleri. (Temel genişliği $B=4 \text{ m}$)



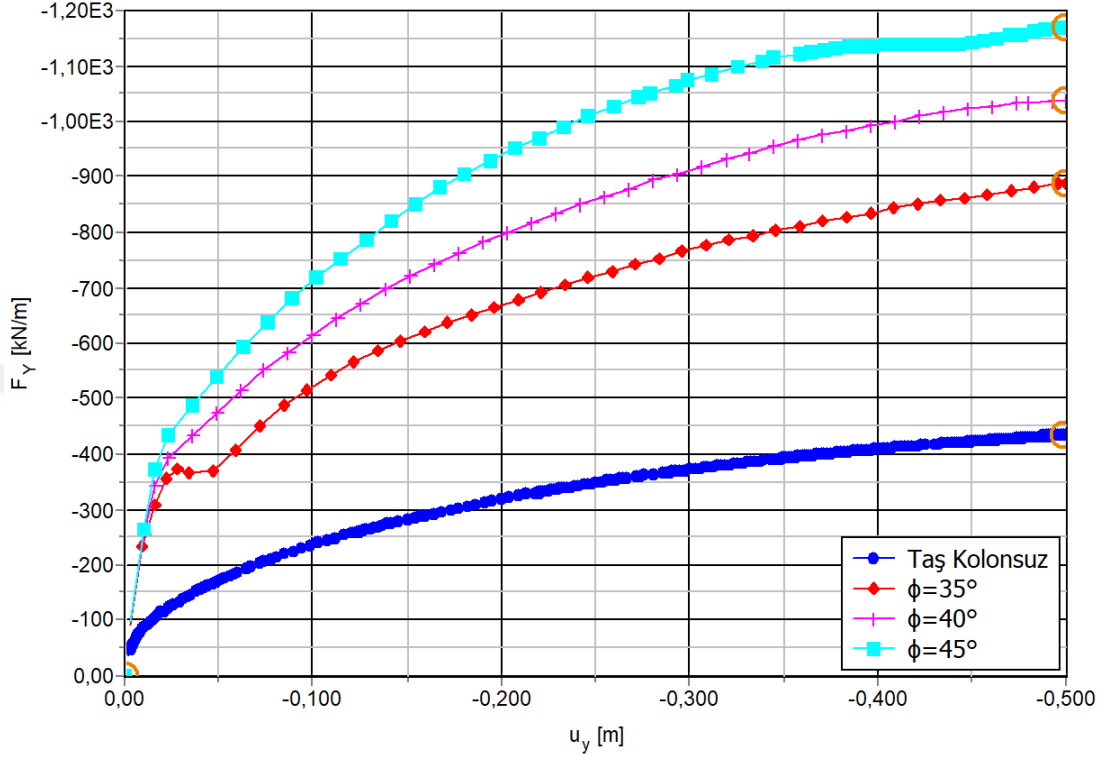
Kohezyon değeri 20 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve 60 cm çaplı, $s/D=2$ aralıkla uygulanan taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinden, taş kolonun içsel sürtünme açısındaki (ϕ) artışa bağlı olarak (35° , 40° , 45°) elde edilen taşıma gücü grafikleri. (Temel genişliği $B=4 \text{ m}$)



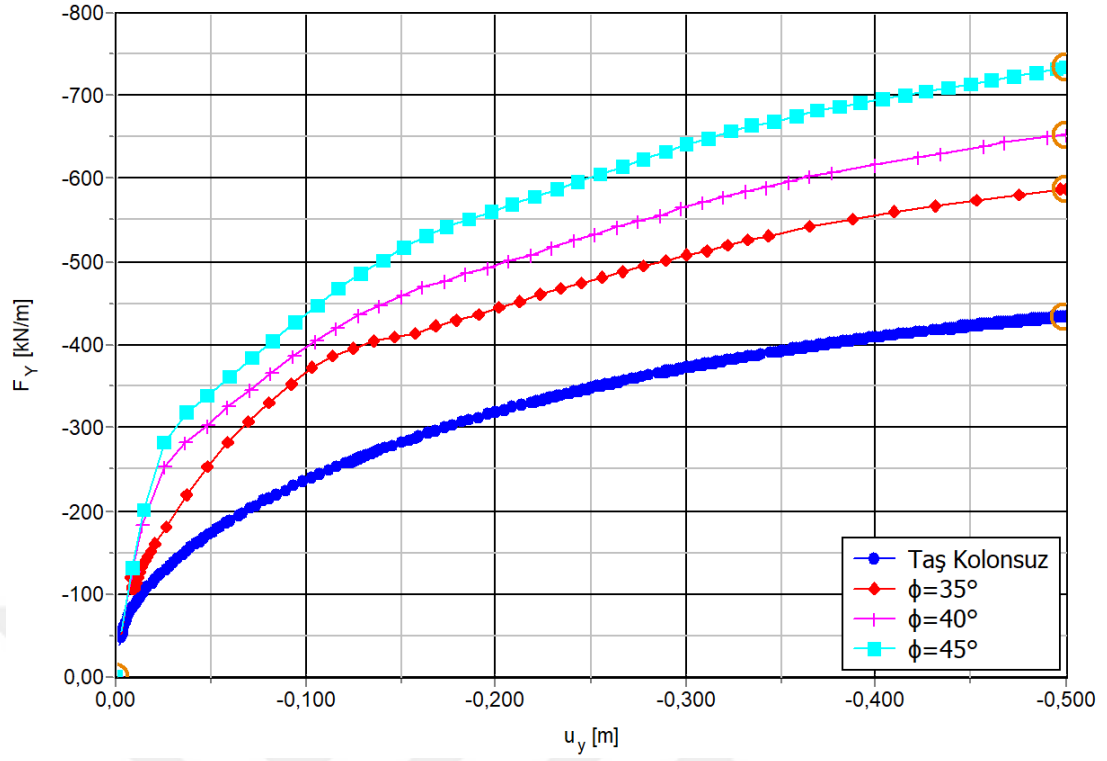
Kohezyon değeri 20 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve 60 cm çaplı, $s/D=3$ aralıklı uygulanan taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinden, taş kolonun içsel sürtünme açısındaki (ϕ) artışa bağlı olarak (35° , 40° , 45°) elde edilen taşıma gücü grafikleri. (Temel genişliği $B=4 \text{ m}$)



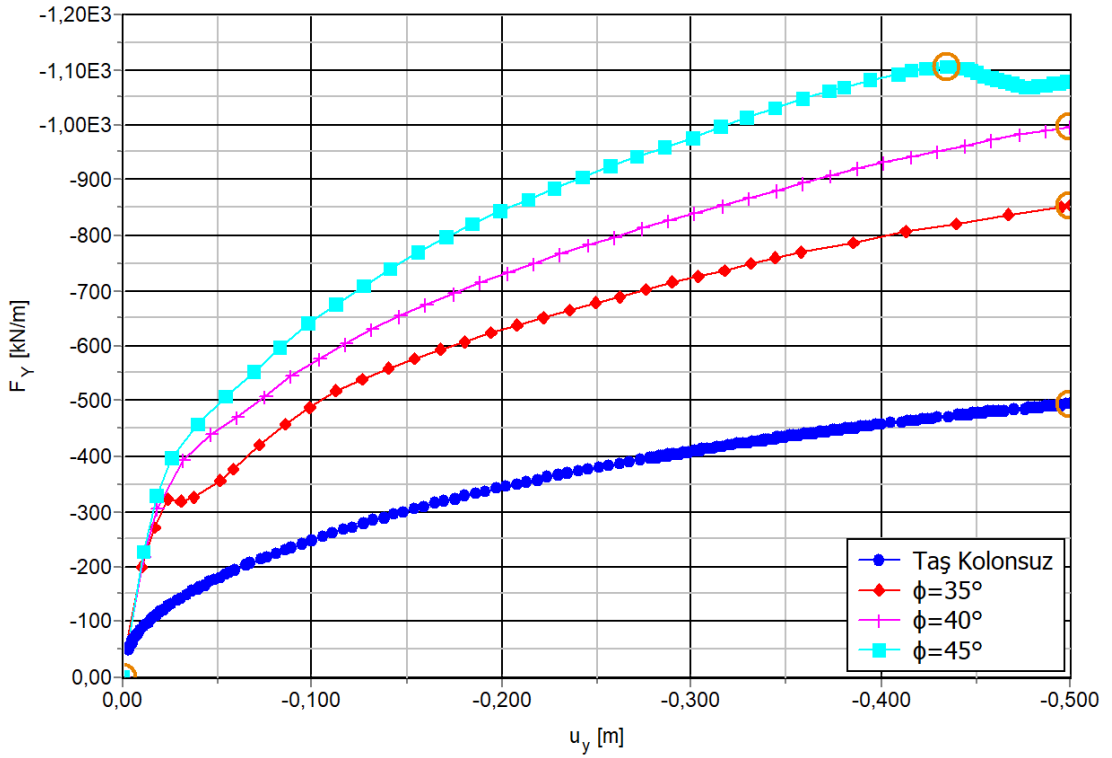
Kohezyon değeri 20 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve 80 cm çaplı, $s/D=2$ aralıklı uygulanan taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinden, taş kolonun içsel sürtünme açısındaki (ϕ) artışa bağlı olarak (35° , 40° , 45°) elde edilen taşıma gücü grafikleri. (Temel genişliği $B=4 \text{ m}$)



Kohezyon değeri 20 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve 80 cm çaplı, $s/D=3$ aralıklı uygulanan taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinden, taş kolonun içsel sürtünme açısındaki (ϕ) artışa bağlı olarak (35° , 40° , 45°) elde edilen taşıma gücü grafikleri. (Temel genişliği $B=4 \text{ m}$)

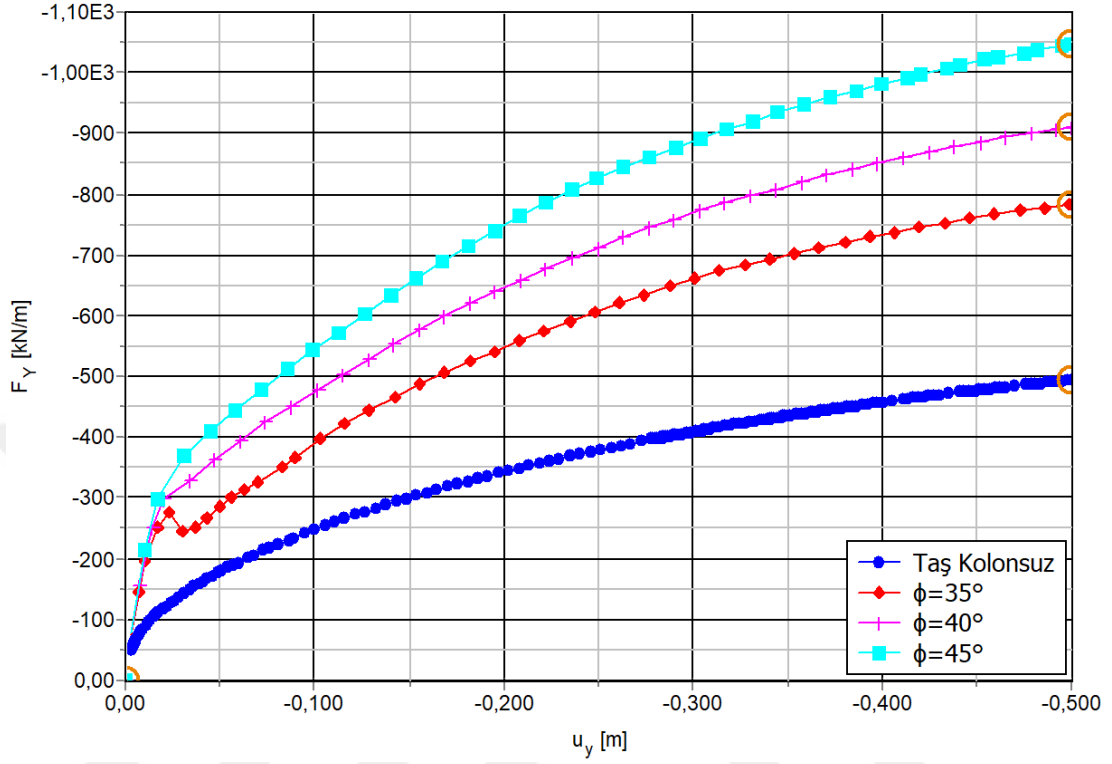


Kohezyon değeri 25 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve 60 cm çaplı, $s/D=2$ aralıklı uygulanan taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinden, taş kolonun içsel sürtünme açısındaki (ϕ) artışa bağlı olarak (35° , 40° , 45°) elde edilen taşıma gücü grafikleri. (Temel genişliği $B=4 \text{ m}$)

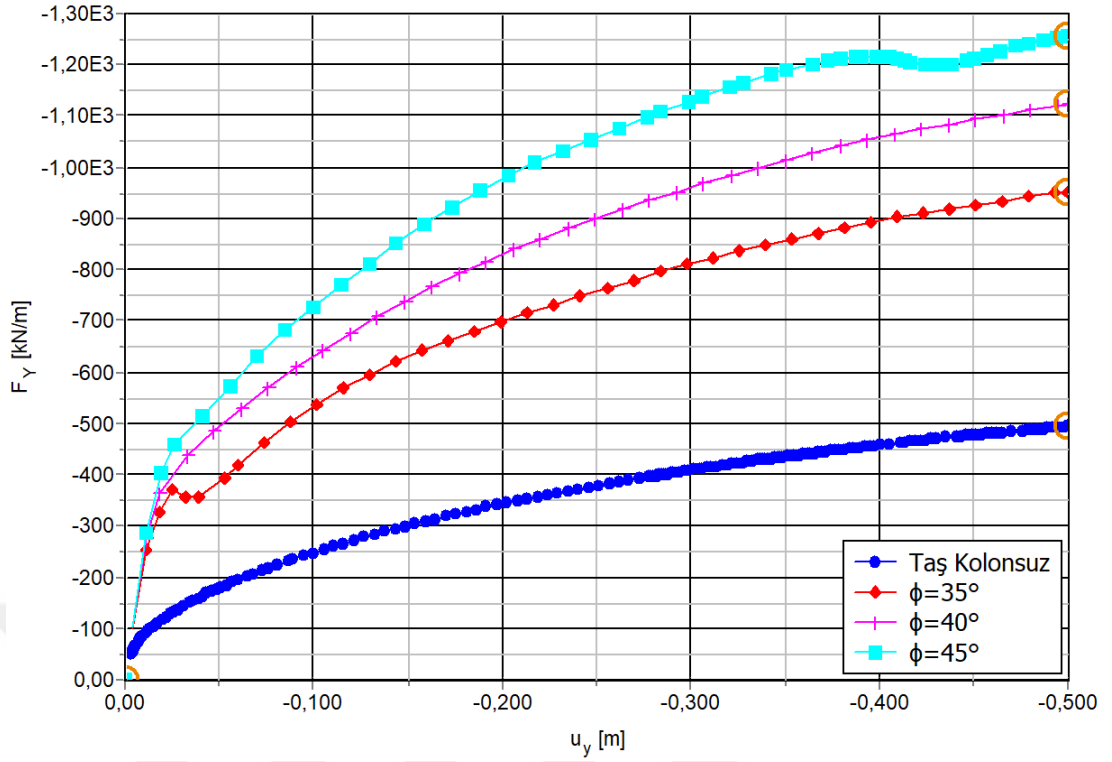


Kohezyon değeri 25 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve 60 cm çaplı, $s/D=3$ aralıklı

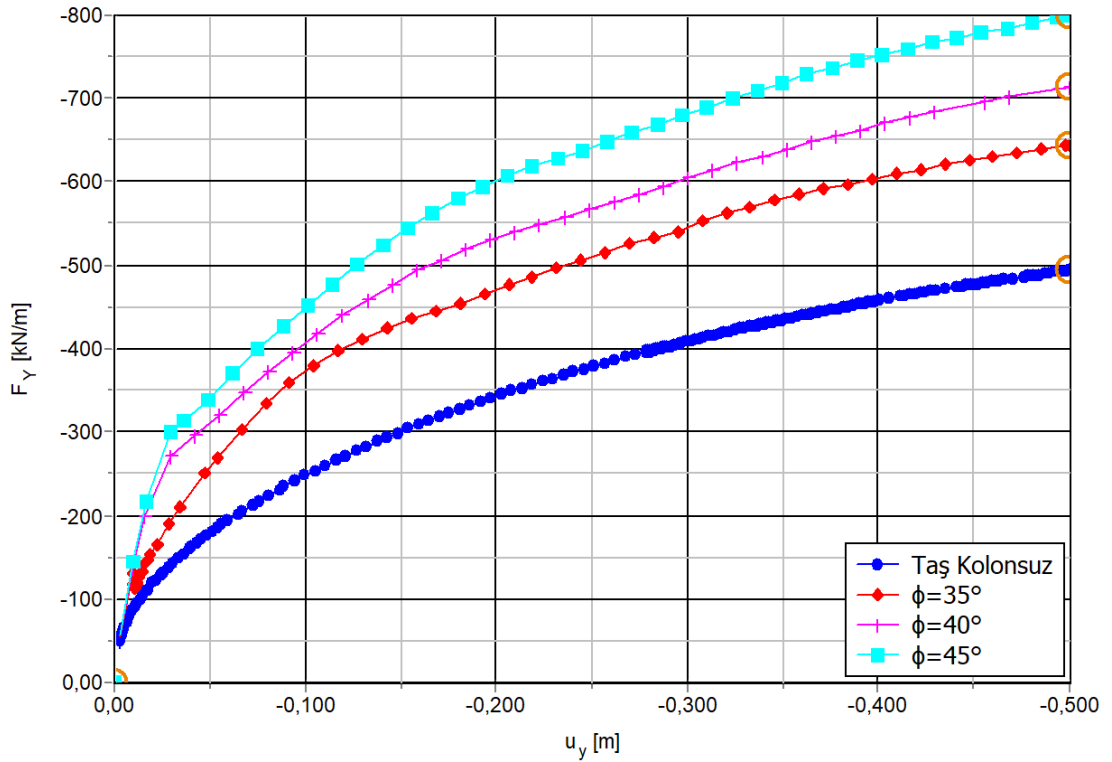
uygulanan taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinden, taş kolonun içsel sürtünme açısındaki (ϕ) artışa bağlı olarak (35° , 40° , 45°) elde edilen taşıma gücü grafikleri. (Temel genişliği B=4 m)



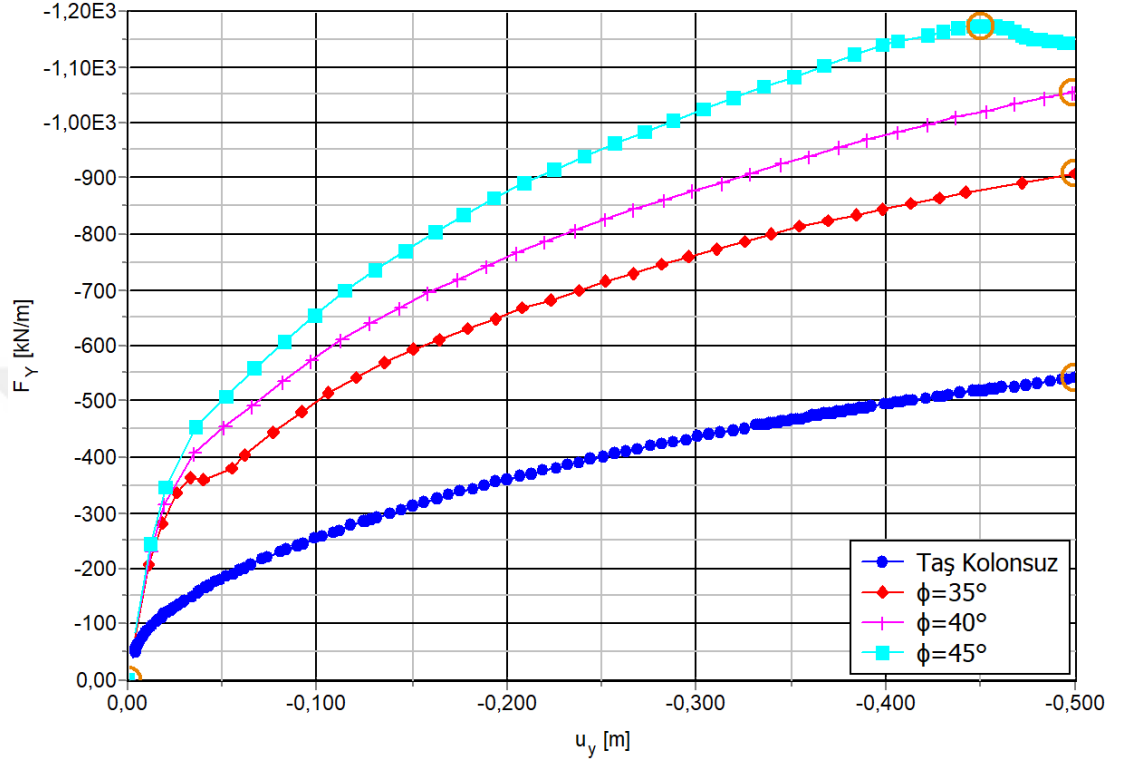
Kohezyon değeri 25 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve 80 cm çaplı, $s/D=2$ aralıkla uygulanan taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinden, taş kolonun içsel sürtünme açısındaki (ϕ) artışa bağlı olarak (35° , 40° , 45°) elde edilen taşıma gücü grafikleri. (Temel genişliği B=4 m)



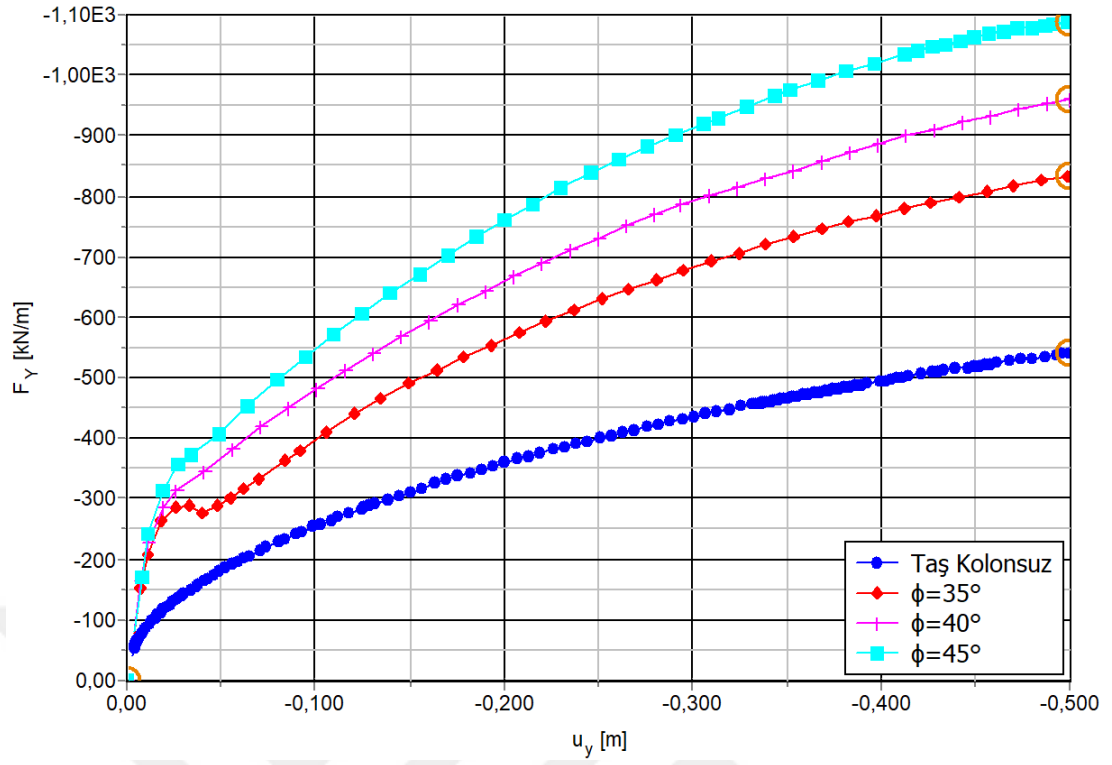
Kohezyon değeri 25 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve 80 cm çaplı, $s/D=3$ aralıklı uygulanan taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinden, taş kolonun içsel sürtünme açısındaki (ϕ) artışa bağlı olarak (35° , 40° , 45°) elde edilen taşıma gücü grafikleri. (Temel genişliği $B=4 \text{ m}$)



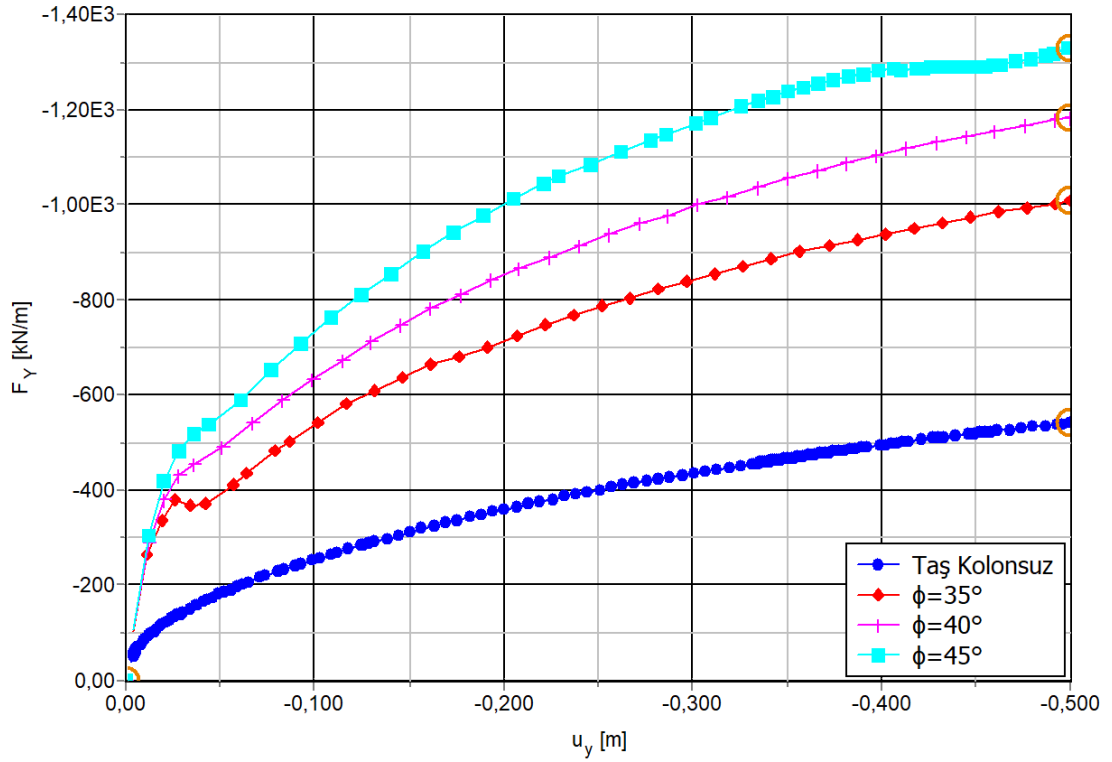
Kohezyon değeri 30 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve 60 cm çaplı, $s/D=2$ aralıklı uygulanan taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinden, taş kolonun içsel sürtünme açısındaki (ϕ) artışa bağlı olarak (35° , 40° , 45°) elde edilen taşıma gücü grafikleri. (Temel genişliği $B=4 \text{ m}$)



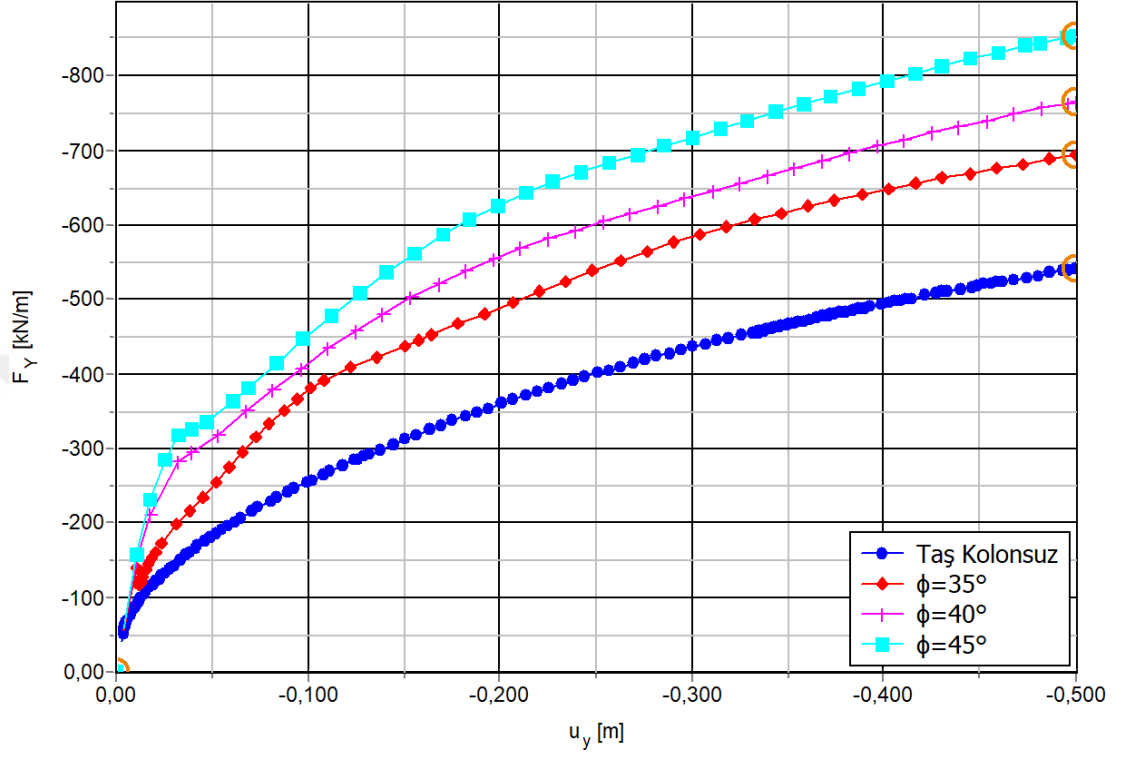
Kohezyon değeri 30 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve 60 cm çaplı, $s/D=3$ aralıklı uygulanan taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinden, taş kolonun içsel sürtünme açısındaki (ϕ) artışa bağlı olarak (35° , 40° , 45°) elde edilen taşıma gücü grafikleri. (Temel genişliği $B=4 \text{ m}$)



Kohezyon değeri 30 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve 80 cm çaplı, $s/D=2$ aralıklı uygulanan taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinden, taş kolonun içsel sürtünme açısındaki (ϕ) artışa bağlı olarak (35° , 40° , 45°) elde edilen taşıma gücü grafikleri. (Temel genişliği $B=4 \text{ m}$)



Kohezyon değeri 30 kN/m^2 olan taş kolonsuz ve 80 cm çaplı, $s/D=3$ aralıklı uygulanan taş kolonlarla iyileştirilen zemin modellerinden, taş kolonun içsel sürtünme açısındaki (ϕ) artışa bağlı olarak (35° , 40° , 45°) elde edilen taşıma gücü grafikleri. (Temel genişliği $B=4 \text{ m}$)



ÖZ GEÇMİŞ

Ferhat ŞAHİNKAYA, Kahramanmaraş Kadriye Çalık Anadolu Lisesi'ni bitirdikten sonra Mustafa Kemal Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nden 2010 yılında mezun oldu. 2013 yılında Bozok Üniversitesi FBE Yüksek Lisans programına girdi, 2016 yılında bitirdi. 2013 yılından bu yana Yozgat Bozok Üniversitesi'nde araştırma görevlisi olarak görev yapan Ferhat ŞAHİNKAYA, iyi derecede İngilizce bilmektedir. Temel ilgi alanları, zemin mekaniği, temel mühendisliği, bilgisayar destekli tasarım ve sayısal analiz yazılımlarıdır (29.03.2022).

ORCID NO: 0000-0002-5534-7058

Yayınlanmış Çalışmalar:

1. Vekli, M., Çadır, C.C. and Şahinkaya, F. (2016). Effects of iron and chrome slag on the index compaction and strength parameters of clayey soils. *Environ Earth Sci*, 75:425.
2. Şahinkaya, F., Vekli, M. and Çadır, C.C. (2017) Numerical analysis under seismic loads of soils improvement with floating stone columns. *Natural Hazards*, 88:891–917.
3. Çadır, C.C., Vekli, M. and Şahinkaya, F. (2021). Numerical analysis of a finite slope improved with stone columns under the effect of earthquake force. *Natural Hazards*, 106:173-211.
4. Vekli, M., Çadır, C.C. and Şahinkaya, F. (2016). The Effect of Pumice Dust and Marble Dust on Soil Stabilization. 1st International Black Sea Congress on Environmental Sciences, Giresun.
5. Vekli, M., Şahinkaya, F. and Çadır, C.C. (2016). Numerical Investigation of Improved Soft Soil by Floating Stone Columns Behavior under Seismic Loads. 12th International Congress on Advances in Civil Engineering, YTÜ, İstanbul.

6. Şahinkaya, F., Çadır, C.C. and Ay, M. (2017). Analysis of bearing capacity and modelling with artificial neural networks. 2nd International Conference On Civil and Environmental Engineering, Kapadokya, Nevşehir.
7. Çadır, C.C., Şahinkaya, F., and Ay, M. (2017). Slope Stability Analysis and Modelling with Artificial Neural Networks' as an oral presentation. 2nd International Conference On Civil and Environmental Engineering, Kapadokya, Nevşehir.
8. Şahinkaya F. and Demir G. (2021). Seismic Bearing Capacity Analysis of Soil Improvement with Stone Columns. 14th International Congress on Advances in Civil Engineering, YTÜ, İstanbul.
9. Çadır, C.C. and Şahinkaya, F. (2021). Analysis of The Behavior of Slopes Improved with Stone Columns During Earthquakes. 14th International Congress on Advances in Civil Engineering, YTÜ, İstanbul.
10. Şahinkaya, F. ve Demir, G. (2021). Taş Kolonlarla İyileştirilen Zeminlerin Deprem Etkisinde Taşıma Gücü Analizi: 2020 İzmir Depremi Örneği. Avrupa Bilim ve Teknoloji Dergisi, Ejosat Özel Sayı 2021 (ICAENS), 1424-1427. DOI: 10.31590/ejosat.1012867
11. Şahinkaya, F. ve Demir, G. (2022). Taş Kolonlarla İyileştirilen Yumuşak Zeminlerin Deprem Etkisi Altındaki Deplasman Analizi. Avrupa Bilim ve Teknoloji Dergisi, Ejosat Özel Sayı 2022 (ICAENS), 317-320 . DOI: 10.31590/ejosat.1081844