

**T.C.
BOZOK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

Yüksek Lisans Tezi

**TAŞ KOLON İLE İYİLEŞTİRİLMİŞ ŞEVLERİN SONLU
ELEMEN YÖNTEMİ İLE SİSMİK ANALİZİ**

Cenk Cuma ÇADIR

**Tez Danışmanı
Yrd. Doç. Dr. Mustafa VEKLİ**

Yozgat 2016

**T.C.
BOZOK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

Yüksek Lisans Tezi

**TAŞ KOLON İLE İYİLEŞTİRİLMİŞ ŞEVLERİN SONLU
ELEMEN YÖNTEMİ İLE SİSMİK ANALİZİ**

Cenk Cuma ÇADIR

**Tez Danışmanı
Yrd. Doç. Dr. Mustafa VEKLİ**

Yozgat 2016

T.C.
BOZOK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

TEZ ONAYI

Enstitümüzün İnşaat Anabilim Dalı 70110713011 numaralı öğrencisi Cenk Cuma ÇADIR'ın hazırladığı “**Taş Kolon ile İyileştirilmiş Şevlerin Sonlu Eleman Yöntemi İle Sismik Analizi**” başlıklı Doktora/Yüksek Lisans tezi ile ilgili Tez Savunma Sınavı, Lisansüstü Eğitim-Öğretim ve Sınav Yönetmeliği uyarınca 22/04/2016 Salı günü saat 09:00'da yapılmış, tezin onayına oy birliği / oy çokluğu ile karar verilmiştir.

Başkan : Doç. Dr. Murat ÇOBANER



Üye : Yrd. Doç. Dr. Mustafa VEKLİ (Danışman)



Üye : Yrd. Doç. Dr. D. Mehmet ÖZCAN



ONAY:

Bu tezin kabulü, Enstitü Yönetim Kurulu'nun 06/05/2016 tarih ve 15 sayılı kararı ile onaylanmıştır.



Doç. Dr. Fuat KÖKSAL
Müdür



İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖZET	iii
ABSTRACT.....	iv
TEŞEKKÜR	v
TABLolar LİSTESİ.....	vi
ŞEKİLLER LİSTESİ.....	viii
KISALTMALAR LİSTESİ.....	xiii
1. GİRİŞ	1
2. LİTERATÜR TARAMASI	5
2.1. Şev Stabilitesiyle ilgili yapılan çalışmalar	5
2.2. Sismik Şev Stabilitesiyle ilgili yapılan çalışmalar	10
2.3. Taş Kolonlarla ilgili yapılan çalışmalar	18
3. ŞEV STABİLİTESİ	43
3.1. Şev Stabilitesi ile İlgili Genel Tanımlamalar	43
3.2. Şev Kaymasının Nedenleri	45
3.3. Şev Hareket (Kayma) Tipleri	45
3.4. Şev İyileştirme Yöntemleri	49
3.4.1. Yüzeysel Drenaj	50
3.4.2. Derin Drenaj	51
3.4.3. Hafifletme	51
3.4.4. Duvarlarla Stabilizasyon	51
3.4.5. Şevin Donatılandırılması	51
3.4.6. Payandalama	52
3.4.7. Zemin Sıkıştırılması	52
3.5. Taş Kolonlar	52

3.5.1. Taş Kolonların İmalat Yöntemleri	53
3.5.1.1. Vibroflatasyon metodu.....	54
3.5.1.1.1. Vibro-Yerdeğiştirme Metodu (Islak Metot).....	55
3.5.1.1.2. Vibro-Öteleme Metodu (Kuru Metot).....	56
3.5.1.2. Tokmıklama Metodu	57
3.5.1.3. Diğer Metodlar	58
3.5.1.3.1. Dinamik Yerdeğiştirme Metodu	58
3.5.1.3.2. Tampon Metodu	59
3.5.2. Taş Kolon imalatı yöntemlerinin karşılaştırılması.....	59
3.5.3. Taş Kolonların Özellikleri	60
3.5.3.1. Taş Kolonun Çapı	60
3.5.3.2. Taş Kolonun Boyu	61
3.5.3.3. Taş Kolon Malzemesinin İçsel Sürtünme Açısı.....	62
3.5.3.4. Taş Kolon Malzemesinin Dane Çapı Dağılımı	62
3.5.3.5. Taş Kolon Yerleşim Aralıkları.....	62
3.5.4. Taş Kolon Davranışını Etkileyen Faktörler	63
3.5.5. Taş Kolonlar ile İlgili Temel Kavramlar ve Bağıntılar	63
3.5.5.1. Eşdeğer Çap	63
3.5.5.2. Alan Değişim Oran	64
3.5.5.3. Gerilme Konsantrasyon Oranı.....	65
3.5.5.4. Oturma Azaltım Oranı	66
3.5.6. Taş Kolonların Yük Transfer Mekanizmaları	67
3.5.6.1. Uç Mukavemetli Taş Kolon	67
3.5.6.2. Yüzen Taş Kolon.....	67
3.5.7. Taş Kolonların Göçme Mekanizması	67
3.5.7.1. Tekil Taş Kolon Göçme Mekanizması	67
3.5.7.2. Grup Taş Kolon Göçme Mekanizması.....	69
3.5.8. Taş Kolon Taşıma Gücü	71

3.5.8.1. Tekil Taş Kolon Taşıma Gücü	71
3.5.8.2. Kısa Taş Kolon Taşıma Gücü	71
3.5.8.3. Grup Taş kolonların Nihai Taşıma Gücü	72
3.5.9. Taş Kolon Oturma Analizi	73
3.5.10. Taş Kolon ile Şev ve Dolguların Stabilitesi	74
3.5.10.1. Profil Metodu	75
3.5.10.2. Ortalama Kayma Mukavemeti Metodu	77
3.5.11. Taş Kolonların Deprem Sırasındaki Performansları	84
3.5.12. Taş Kolon Yönteminin Avantajları ve Dezavantajları	86
3.5.12.1. Taş Kolon Yönteminin Avantajları	86
3.5.12.2. Taş Kolon Yönteminin Dezavantajları	86
3.6. Şev Stabilitesi Analiz Yöntemleri	87
3.6.1. Şevlerde Güvenlik Sayısı Kavramı	87
3.6.2. Şev Stabilitesi Analiz Yöntemleri	90
3.6.2.1. Limit Denge Yöntemleri	90
3.6.2.1.1. İsveç Dilim (Fellenius) Yöntemi	91
3.6.2.1.2. Bishop ve Basitleştirilmiş Bishop Yöntemleri	92
3.6.2.1.3. Janbu Yöntemi	93
3.6.2.1.4. Spencer Yöntemi	94
3.6.2.1.5. Lowe ve Karafiath Yöntemi	95
3.6.2.1.6. Corps of Engineers Yöntemi	95
3.6.2.1.7. Morgenstern-Price Yöntemi	96
3.6.2.1.8. Culmann Yöntemi	98
3.6.2.1.9. Sarma Yöntemi	99
3.6.2.2. Limit Gerilme Yaklaşımı	99
3.6.3. Sismik Şev Stabilitesi Analizi ve Yöntemleri	100
3.6.3.1. Deplasmana Dayalı (Newmark 1965) Analizi Yöntemi	101
3.6.3.2. Yarı – Statik (Pseudo-statik) Yaklaşım	104
3.7. Sonlu Elemanlar Yöntemi	108

3.7.1. Plaxis Sonlu Elemanlar Paket Programının Tanıtımı	111
3.7.1.1. Geometrik Modelin Oluşturulması	112
3.7.1.2. Zemin Eleman Tipleri	112
3.7.1.3. Mesh (Ağ)	113
3.7.1.4. Zemin Davranışının Modellenmesi.....	114
3.7.1.4.1. Lineer Elastik Zemin Modeli	114
3.7.1.4.2. Mohr-Coulomb (MC) Zemin Modeli.....	115
3.7.1.4.3. Hardening-Soil (HS) Modeli.....	115
3.7.1.4.4. Soft Soil Zemin Modeli (SS)	115
3.7.1.4.5. Soft Soil Creep Zemin Modeli (SSC)	116
3.7.1.4.6. Jointed-Rock Model (JR).....	116
4. YAPILAN ÇALIŞMALAR VE BULGULAR.....	117
4.1. Deprem Kuvveti Etkisi Olmadan Taş Kolonsuz ve Taş Kolonlu Şevlerin Güvenlik Sayılarının Bulunması	119
4.2. Deprem Kuvveti Etkisi Olmadan Taş Kolonsuz ve Taş Kolonlu Model Şevlerin Güvenlik Sayıları İyileştirme Faktörü Değerlerinin (GİF) Bulunması	128
4.3. Deprem Kuvveti Etkisinde Taş Kolonsuz ve Taş Kolonlu Şevlerin Güvenlik Sayılarının Bulunması.....	141
4.4. Deprem Kuvveti Etkisinde Taş Kolonsuz ve Taş Kolonlu Model Şevlerin Güvenlik Sayıları İyileştirme Faktörü Değerlerinin (DEGİF) Bulunması....	150
4.5. Deprem Kuvveti Etkisi Olmadan Taş Kolonsuz ve Taş Kolonlu Şevlerin Kalıcı Yatay Deplasmanlarının (u_x) Bulunması	163
5. TARTIŞMA VE SONUÇ	171
KAYNAKLAR	177
ÖZGEÇMİŞ.....	191

TAŞ KOLON İLE İYİLEŞTİRİLMİŞ ŞEVLERİN SONLU ELEMAN YÖNTEMİ İLE SİSMİK ANALİZİ

Cenk Cuma ÇADIR

Bozok Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Yüksek Lisans Tezi

2016; Sayfa: 191

Tez Danışmanı: Yrd. Doç. Dr. Mustafa VEKLİ

ÖZET

Geoteknik mühendisliğinin en önemli konularının başında şev stabilitesi gelmektedir. Son dönemde deprem nedeniyle oluşan büyük şev kaymaları (heyelanlar) can ve mal kayıplarına neden olmuştur. Bunun sonucu deprem etkisindeki şevlerin davranışı daha da önemli hale gelmiştir. Buradan hareketle şev kayması nedeniyle meydana gelen can ve mal kayıplarını önlemek için şevin hem statik hem de deprem gibi dinamik bir yük etkisinde şevdeki hareketleri tetikleyen etkenlerin azaltılması ve/veya zeminin kayma direncinin artırılması için birçok yöntem geliştirilmiştir. Bu yöntemlerden biri de taşıma gücünün artırılması, sıvılaşmanın önlenmesi ve şev stabilitesinin sağlanması gibi birçok problemin çözümünde kullanılan taş kolon tekniğidir.

Bu çalışmada, Plaxis 2D sonlu eleman programı ile farklı $c/(\gamma.H)$ oranı ve farklı şev açılarında (β : 15°, 20°, 25°) taş kolonsuz ve farklı s/D (Taş kolonlar arası mesafe /Taş kolonun çapı) aralıklarında (2, 2.5, 3), taş kolon malzemesi için farklı içsel sürtünme açıları (ϕ_s : 35°, 40°, 45°) taş kolonlu olarak modellenen şevler analiz edilerek güvenlik sayıları bulunmuştur. Daha sonra aynı şev modellerinin deprem kuvveti etkisinde güvenlik sayıları ve yatay deplasman değerleri bulunmuştur. Çalışma sonucunda depremsiz durumda taş kolonlu şevlerin güvenlik sayıları taş kolonsuz şeve göre 1.001-1.416 kat aralığında artırırken, depremlili durumda taş kolonlu şevlerin güvenlik sayıları taş kolonsuz şeve göre 1.001-1.293 kat aralığında artmıştır. Ayrıca deprem kuvveti etkisinde yatay deplasman değerleri ise, taş kolonlu şevlerde taş kolonsuz şevlere göre 1.111-1.737 kat azalmıştır.

Anahtar Kelimeler: Şev stabilitesi, Sismik şev stabilitesi, Deprem kuvveti, Taş kolonlar, Sonlu eleman programı.

SEISMIC ANALYSIS OF STONE COLUMN REINFORCED SLOPES WITH FINITE ELEMENT METHOD

Cenk Cuma ÇADIR

Bozok University
Graduate School of Natural and Applied Sciences
Department of Civil Engineering
Master of Science Thesis

2016; Page: 191

Thesis Supervisor: Asst. Prof. Dr. Mustafa VEKLİ

ABSTRACT

Slope stability is the leading one among the most important issues of geotechnical engineering. Recently, great slope failures (landslides), which result from earthquakes, have caused many losses of life and property. As a result, the behavior of slopes under the effect of earthquakes has been a significant issue. Taking stand from this fact, many methods have been developed in order to improve sliding resistance of ground and/or reduce the factors triggering the movements in slope under the effect of both static and dynamic load such as an earthquake with the purpose of preventing any loss of life and property caused by slope failure. One of these methods is the stone column technique which is used for the resolution of many problems such as improving bearing capacity, preventing liquefaction and ensuring slope stability.

In this study, Plaxis 2D finite element program was used to analyze the stone column-free slopes modeled at different $c/(\gamma.H)$ rate and in different slope angles (β :15°, 20°, 25°) and stone column slopes modeled at different s/D ranges (Distance between stone columns/diameter of the stone column) (2, 2.5, 3), different friction angle (ϕ_s :35°, 40°, 45°) of the material stone column safety factors were detected. Afterwards, safety factor and horizontal displacement values of the same slope models under the effect of earthquake force were detected. At the end of the research, safety factor values of slopes strengthened with stone column increased 1.001-1.416 times compared to stone column-free slopes without the effect of earthquake; while these values increased 1.001-1.293 times under the effect of earthquake force. In addition, horizontal displacement values decreased 1.111-1.737 times in slopes strengthened with stone columns compared to stone column-free slopes under the effect of earthquake force.

KeyWords: Slope stability, Seismic slope stability, Earthquake force, Stone columns, Finite element program.

TEŞEKKÜR

Yüksek lisans eğitimim süresince, bilgi ve desteğinden faydalandığım danışman hocam, Yrd. Doç. Dr. Mustafa VEKLİ'ye tez çalışmamın tamamlanmasında göstermiş olduğu katkılarından dolayı teşekkürlerimi sunarım. Ayrıca Arş. Gör. Ferhat ŐAHİNKAYA'ya da yardımlarından dolayı teşekkürlerimi sunarım.

Manevi desteklerini benden hiçbir zaman esirgemeyen sevgili babam Cemil ÇADIR'a, sevgili annem Muazzez ÇADIR'a, her zaman ve her konuda desteklerini esirgemeyen kardeşlerime ve bana yardımları bulunan herkese teşekkür ederim.

Bu çalışmada,2014MMF/A133 kodlu proje kapsamında alınan Plaxis 2D program çıktılarından faydalanılmış olup katkılarından dolayı Bozok Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Birimi'ne teşekkür ederim.

TABLolar LİSTESİ

Sayfa

Tablo 3.1. Doğal şev kayma (hareket) tipleri.....	46
Tablo 3.2. Farklı hareket tiplerine göre D/L oranları.....	47
Tablo 3.3. Taş kolonlarda gözlemlenen gerilme yoğunluğu faktörleri.....	66
Tablo 3.4. Yamaç ve şevler için sağlamaları gereken güvenlik sayıları.....	89
Tablo 4.1. Model Parametreleri (Mohr- Coulomb).....	119
Tablo 4.2-a. $\beta=15^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ-40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modeli analiz sonuçlarından elde edilen güvenlik sayısı değerleri.....	122
Tablo 4.2-b. $\beta=20^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ-40^\circ-45^\circ$ deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modeli analiz sonuçlarından elde edilen güvenlik sayısı değerleri.....	124
Tablo 4.2-c. $\beta=25^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ-40^\circ-45^\circ$ için Deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modeli analiz sonuçlarından elde edilen güvenlik sayısı değerleri.....	126
Tablo 4.3-a. $\beta=15^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ-40^\circ-45^\circ$ deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (GİF) değerleri.....	129
Tablo.4.3-b. $\beta=20^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ-40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (GİF) değerleri.....	133
Tablo 4.3-c. $\beta=25^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ-40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (GİF) değerleri.....	137
Tablo 4.4-a. $\beta=15^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ-40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modeli analiz sonuçlarından elde edilen güvenlik sayısı değerleri.....	144
Tablo 4.4-b. $\beta=20^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ-40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modeli analiz sonuçlarından elde edilen güvenlik sayısı değerleri.....	146

Tablo 4.4-c. $\beta=25^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ-40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modeli analiz sonuçlarından elde edilen güvenlik sayısı değerleri.....	148
Tablo 4.5-a. $\beta=15^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ-40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (DEĞİF) değerleri.	151
Tablo 4.5-b. $\beta=20^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ-40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (DEĞİF) değerleri.	155
Tablo 4.5-c. $\beta=25^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ-40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (DEĞİF) değerleri.	159
Tablo 4.6-a. $\beta=15^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ-40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modeli analiz sonuçlarından elde edilen yatay deplasman (u_x) değerleri.....	164
Tablo 4.6-b. $\beta=20^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ-40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modeli analiz sonuçlarından elde edilen yatay deplasman (u_x) değerleri.	166
Tablo 4.6-c. $\beta=25^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ-40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modeli analiz sonuçlarından elde edilen yatay deplasman (u_x) değerleri.	168

ŞEKİLLER LİSTESİ

	<u>Sayfa</u>
Şekil 3.1. Şev stabilitesine ait parametrelerin gösterimi.....	43
Şekil 3.2.Varnes'in üç boyutlu şev kayma (hareket) tipleri sınıflandırması.....	47
Şekil 3.3. Blong'a Göre Şev Kayma (Hareket) Tipleri.....	48
Şekil 3.4. Drenaj için kanal detayları.....	50
Şekil 3.5. Taş kolon yapım aşamasından bir görünüm	54
Şekil 3.6. Vibroflot aletinin önemli parçaları	55
Şekil 3.7. Vibro-yerdeğiştirme (Islak Metot) metodu ile taş kolonun imalatının gösterimi.....	56
Şekil 3.8. Vibro-Öteleme Metodu (Kuru Metot) ile taş kolonların imalatı	57
Şekil 3.9. Tokmıklama metodu ile taş kolonların imalatı	58
Şekil 3.10. Dinamik yerdeğiştirme metodu ile taş kolonların imali	59
Şekil 3.11. Zemin mukavemetinin teorik kolon çapına etkisi	61
Şekil 3.12 Taş kolon kare ve eşkenar üçgen yerleşimi	62
Şekil 3.13. Tekil taş kolonun (yüzen taş kolon) göçme mekanizması.....	68
Şekil 3.14. Tabakalı bir zeminde taş kolon göçme mekanizması	69
Şekil 3.15. Birim hücre modelinin gösterimi.....	70
Şekil 3.16. Eşdeğer taş kolon grubunun şerit şeklinde gösterimi.	76
Şekil 3.17. Ortalama kayma mukavemeti yöntemi ile stabilite analizinde gerilmelerin gösterimi.....	77
Şekil 3.18. Doğal şevin taş kolon ile stabilizasyonunun gösterimi	81
Şekil 3.19. İsveç Dilim Yöntemi	91
Şekil 3.20.İsveç dilim yönteminde bir dilime etkiyen kuvvetler kuvvet poligonu	91
Şekil 3.21. Basitleştirilmiş Janbu yöntemi için kullanılan düzeltme katsayısı.....	93
Şekil 3.22 Şevde uzunluk derinlik kavramı	94

Şekil 3.23. Spencer stabilite (ru: 0,0.25, 0.50 için) abakları.....	95
Şekil 3.24. Morgnestern-Price metodunda dilimler arası kuvvet yönlerinin dikkate alındığı tipik fonksiyonlar	97
Şekil 3.25. İki Tip Fonksiyon için λ Değerinin Değişimine Karşılık G_f ve G_m Değerleri.....	98
Şekil 3.26. Culmann kırılma yüzeyi görünümü	98
Şekil 3.27. Newmark yönteminin grafiklerle ifadesi.	102
Şekil 3.28. Newmark (1965) kalıcı yerdeğiştirmenin analizinin gösterimi	103
Şekil 3.29. Deprem kuvvetinin ($F_h = k_h \cdot W$) pseudo-statik yöntemle gösterimi.....	105
Şekil 3.30. Analiz metotları.	108
Şekil 3.31. Sonlu elemanlar yöntemi çalışma mekanizmasından bir görünüm	109
Şekil 3.32. Tipik 2 boyutlu elemanlar gösterimi	110
Şekil 3.33. a)Plane strain model örneği (Düzlem şekil değiştirme), b)Axisymmetry model örneği (Eksenel simetrik)	112
Şekil 3.34. 6 ve 15 Düğüm Noktalı Elemanlar İçin Gerilme ve Düğüm Noktaları..	113
Şekil 4.1. Taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modelinin oluşturulması ve model parametrelerinin girilmesi	120
Şekil 4.2. Taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modelinde ağın (mesh) oluşturulması	120
Şekil 4.3-a. Deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modelinin analiz sonrasındaki durumu	121
Şekil 4.3-b. Deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modelinin analiz sonrasındaki durumu	121
Şekil 4.4-a. $\beta=15^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ - 40^\circ - 45^\circ$ için deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modellerinde için güvenlik sayısı değerlerinin değişimi.	123
Şekil 4.4-b. $\beta=20^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ - 40^\circ - 45^\circ$ için deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modellerinde için güvenlik sayısı değerlerinin değişimi.	125

Şekil 4.4-c. $\beta=25^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ - 40^\circ - 45^\circ$ için deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modellerinde için güvenlik sayısı değerlerinin değişimi.....	127
Şekil 4.5-a. $\beta=15^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ$ için deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (GIF) değerlerinin değişimi.....	130
Şekil 4.5-b. $\beta=15^\circ$ ve $\phi_s=40^\circ$ için deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (GIF) değerlerinin değişimi.....	131
Şekil 4.5-c. $\beta=15^\circ$ ve $\phi_s=45^\circ$ için deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (GIF) değerlerinin değişimi.....	132
Şekil 4.6-a. $\beta=20^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ$ için deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (GIF) değerlerinin değişimi.....	134
Şekil 4.6-b. $\beta=20^\circ$ ve $\phi_s=40^\circ$ için deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (GIF) değerlerinin değişimi.....	135
Şekil 4.6-c. $\beta=20^\circ$ ve $\phi_s=45^\circ$ için deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (GIF) değerlerinin değişimi.....	136
Şekil 4.7-a. $\beta=25^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ$ için deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (GIF) değerlerinin değişimi.....	138
Şekil 4.7-b. $\beta=25^\circ$ ve $\phi_s=40^\circ$ için deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (GIF) değerlerinin değişimi.....	139
Şekil 4.7-c. $\beta=25^\circ$ ve $\phi_s=45^\circ$ için deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (GIF) değerlerinin değişimi.....	140
Şekil 4.8. Çalışmada kullanılan Van Muradiye depreminin Doğu-Batı yönündeki ivme-zaman grafiği.	142
Şekil 4.9-a. Deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modellerinin analiz sonrasındaki durumu.	143

Şekil 4.9-b. Deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modellerinin analiz sonrasındaki durumu..... 143

Şekil 4.10-a. $\beta=15^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ-40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modellerinde için güvenlik sayısı değerlerinin değişimi..... 145

Şekil 4.10-b. $\beta=20^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ-40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modellerinde için güvenlik sayısı değerlerinin değişimi..... 147

Şekil 4.10-c. $\beta=25^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ-40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modellerinde için güvenlik sayısı değerlerinin değişimi..... 149

Şekil 4.11-a. $\beta=15^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen deprem etkisinde güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (DEĞİF) değerlerinin değişimi..... 152

Şekil 4.11-b. $\beta=15^\circ$ ve $\phi_s=40^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen deprem etkisinde güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (DEĞİF) değerlerinin değişimi..... 153

Şekil 4.11-c. $\beta=15^\circ$ ve $\phi_s=45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen deprem etkisinde güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (DEĞİF) değerlerinin değişimi..... 154

Şekil 4.12-a. $\beta=20^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen deprem etkisinde güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (DEĞİF) değerlerinin değişimi..... 156

Şekil 4.12-b. $\beta=20^\circ$ ve $\phi_s=40^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen deprem etkisinde güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (DEĞİF) değerlerinin değişimi..... 157

Şekil 4.12-c. $\beta=20^\circ$ ve $\phi_s=45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen deprem etkisinde güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (DEĞİF) değerlerinin değişimi..... 158

Şekil 4.13-a. $\beta=25^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen deprem etkisinde güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (DEĞİF) değerlerinin değişimi..... 160

Şekil 4.13-b. $\beta=25^\circ$ ve $\phi_s=40^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen deprem etkisinde güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (DEĞİF) değerlerinin değişimi..... 161

Şekil 4.13-c. $\beta=25^\circ$ ve $\phi_s=45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen deprem etkisinde güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (DEĞİF) değerlerinin değişimi..... 162

Şekil 4.14-a. $\beta=15^\circ$ ve $\phi_s= 35^\circ- 40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modellerinde yatay deplasman (u_x) değerinin değişimi. 165

Şekil 4.14-b. $\beta=20^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ- 40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modellerinde yatay deplasman (u_x) değerinin değişimi. 167

Şekil 4.14-c. $\beta=25^\circ$ ve $\phi_s= 35^\circ- 40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modellerinde yatay deplasman (u_x) değerinin değişimi. 169

KISALTMALAR LİSTESİ

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,
ac	:Alan değişim oranı
Ac	:Birim hücre hlanı
a_e(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
C₁	: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_o	: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)
H_n	:Tabaka kalınlığını
K_o	:Zemin basınç 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 tabanı ile yatay arasındaki açı
β	:Kayma yüzeyinin yatayla yaptığı açı
β'	:Oturma azaltım faktörü
γ_{ort}	:Ortalama birim ağırlıktır
γ_s	:Taşkolonun birim ağırlığı
γ_c	:Kohezyonlu zeminin birim ağırlığı

γ_s	:Kohezyonlu zeminin doygun veya ıslak birim hacim ağırlığı
Δc	:Konsolidasyondan dolayı kohezyondaki artış
δ_m	:Her bir tabakanın yanıl ötelenmesi
ΔM_d	:Taş kolondan oluşlan kaymaya çalışlan moment
ΔM_r	:Taş kolondan oluşlan kaymaya karşı koyan moment
δ_n	:Her bir tabakanın oturmasını
θ	:Kayma kütleli 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'	: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 yanıl çevre gerilmesi
σ_s	:Taş Kolon içerisindeki gerilme
σ_u	:Kil Zeminin üst akma gerilmesi
σ_z^c	:Kohezyonlu zeminin kayma yüzeyi üzerine etkiyen düşey efektif gerilme
σ_z^s	: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

1. GİRİŞ

Geoteknik mühendisliğinde zemin mekaniğinin en önemli konularından biri olan şev, doğal olarak veya insan eliyle oluşturulmuş yatayla belirli bir açı yapan eğimli zemin kitlesidir. Günümüzde nüfusun hızla artması yeni yerleşim alanlarının açılması ihtiyacı doğurmuştur. Bu gibi gelişmeler yeni yerleşim alanlarının kayma riski olan şehrin tepe ve yamaçlara doğru yayılmasına neden olmuştur [1]. Bu duruma benzer şekilde nüfusun hızla artması ulaşım yollarına olan ihtiyacının daha da artmasına tetiklemiş dolayısıyla yeni ulaşım yollarının yapılması zorunlu hale gelmiştir. Yapılan bu ulaşım yollarında dolgu şevi veya yarma şevi şeklinde geçilen kısımlar çok fazladır. Buna ek olarak yine artan nüfusun ihtiyaçlarını karşılamak için yapılan barajlarda şev güvenliği önemli hale gelmiştir. Yukarıda özetlediğimiz konular bize gösteriyorki şev özellikle inşaat mühendisliğinin bütün alanlarını ve diğer mühendislik dallarını yakından ilgilendiren bir konudur.

Yukarıdaki anlatılanlara bağlı olarak dolgu ve yarma şevleri uygun olarak tasarlanmaz ve doğal şevlerin stabilizasyonu için gerekli tedbirler alınmazsa şevi oluşturan zemin kitlesi yenilerek göçme meydana gelir bu durumda büyük can ve mal kaybı oluşabilir.

Şevlerde kaymayı neden olan kuvvet, zemin göçme yüzeyi boyunca zemin kitlesinin kayma dayanımının yenilmesi ile meydana gelir. Göçme yüzeyi boyunca meydana gelen kayma gerilmeleri ise zeminin kayma mukavemeti parametreleri cinsinden bulunur. Yapılan bu hesaba şev stabilitesi analizi denilmektedir [2]. Şevlerde stabilitesi, güvenlik katsayısı ya da emniyet faktörü olarak tanımlanan ve çeşitli metodlarla belirlenen bir değerle ifade edilir. Güvenlik sayısı (Emniyet faktörü) birimsiz bir değer olup, kaymaya karşı direnen kuvvetlerin kaymaya neden olan kuvvetlere oranlanması ile bulunur. Son dönemlerde yazılım programlarında meydana gelen gelişmeler ile birlikte sayısal yöntemler şev stabilitesi analizlerinde yoğun olarak kullanılmaya başlanmıştır [3].

Şev stabilitesinde diğerk önemli bir konu deprem gibi dinamik bir yük etkisinde şevlerin stabilitesinin ne şekilde değışeceğıdir. Genel olarak zemin kitleleri, deprem etkisiyle oluşan tekrarlı kayma gerilmeleri ile türlerine, sıklık durumlarına, statik kayma gerilmelerine, daha önceki gerilme durumuna, tekrarlı yükleme özelliklerine ve etki süresi gibi birden fazla duruma bağılı olarak farklı davranışlar sergileyebilir [4]. Seed ve Chan 1966 yılında Zeminlerin tekrarlı kayma gerilmeleri etkisi altındaki davranışını ilk inceleyen araştırmacılarıdır. Seed ve Chan bu araştırmada, tekrarlı kayma gerilmesi değıeri drenajsız kayma mukavemeti seviyesine vardığı anda kalıcı ve büyük deformasyonların meydana gelebileceğini tespit etmişlerdir [5]. Sonraki dönemlerde birçok araştırmacı zemin kitesinin tekrarlı yükler etkisinde ki davranışını inceleyen birçok çalışma yapılmıştır [6, 7, 8, 9, 10, 11]. Özay ve Erken'in 2003 yılında yaptığı çalışmada, düşük plastisiteye sahip killi zeminlerde tekrarlı gerilmelerin etkisi altında boşluk suyu basıncı artışına ek olarak deformasyonların arttığı buna bağılı olarak da rijitliğin azaldığını ve dolayısıyla zemin dayanımının kaybolduğunu tespit etmiştir [12]. Yukarıda ki durum dikkate alındığında Şevlerinde birer zemin kitesi olduğu ve deprem sırasında deprem dalgalarının ürettiğı tekrarlı kayma gerilmeleri sebebiyle boşluk suyu basıncının artma ve zeminde deformasyon durumuna bağılı olarak zeminin rijitliğı azalır dolayısıyla şevlerin kayma mukavemetinde azalma meydana getirir. Azalan kayma mukavemetine bağılı olarak şevler stabilitesini kaybederek göçebilirler [13].

Buradan hareketle bir şevin statik ve dinamik yüklerin altında stabilitesini korunması istenir. Şev kayması meydana gelen bir bölgenin iyileştirilmesi veya olası bir şev kaymasının önlenmesi şevde hareketleri tetikleyen etkenlerin azaltılması ve/veya zeminin kayma dayanımının arttırılmasına gerekir. Bu etkiler yapısal veya yapısal olmayan çözümler ile şeve kazandırılabilir [14]. Şev üzerinde yapılan incelemeler ve analizler sonucunda bir şev, güvenlik için yeterli şartları sağlamıyorsa şevi tekrar güvenli duruma getirmek için çeşitli iyileştirme yöntemleri kullanılabilir. (Yüzeysel drenaj, hafifletme, duvarla stabilizasyon, şevin donatlandırılması, kazı yapma, Payandalama, zemin sıkıştırması, bitkilendirme vb.). Taş kolonlar bu yöntemlerden biridir.

Taş kolonlar 1830'lu yıllarda Fransa'da doğal zeminlerin iyileştirilmesi için kullanılmış fakat fazla gelişme imkânı bulamamıştır. Taş kolon yöntemi 1950'den sonra Avrupa'da, 1972'den sonra Amerika'da yaygın şekilde kullanılmaya başlanmıştır [15]. Taş kolonun yapısı genellikle zayıf taş tabakaları tam olarak sıkıştırılmış bir dikey kolonu ile uygun yer altı zeminlerin kısmi değiştirilmesi ile genel olarak problemlili yumuşak ve gevşek zeminlerin iyileştirilmesinde kullanılabilir. Ülkemizde de son yıllarda kullanılmaya başlayan taş kolonlar hakkında akademik düzeyde yapılan çalışmalar mevcuttur (detaylı olarak literatür kısmında verilmiştir). Ancak bu çalışmalar genel olarak taş kolonun statik yükler etkisi ki davranışına yöneliktir. Ülkemizin de içinde bulunduğu çoğu ülke ve şehir deprem kuşağı üzerinde bulunmaktadır. Dolayısıyla yapılan iyileştirme yöntemlerinin deprem gibi dinamik bir yük etkisinde nasıl davrandığı da çok önemlidir. Yapılan İnceleme ve araştırmalar, zemin iyileştirme de taş kolonlar yaygın olarak önemli sismik etkilerde zemin deformasyonlarını azalttığı gözlemlenmiştir [16]. Ayrıca sismik etkilerde taş kolonun çevresindeki zeminden daha fazla kayma gerilmesini taşıyabileceğini göstermektedir ki bu durum zemin üzerine sismik kaynaklı kesme gerilimlerinin azaltılması hesaplanmasında da kullanılır [17]. Taş kolonlar, çakıl dolgu hendeği gibi iyileştirme yöntemleri, şev kayma yüzeyi boyunca ve şev topuğuna uygulanarak kayma yüzeyi boyunca ortalama sürtünmeyi arttırabilir [18]. Aynı zamanda bu durum şev için bir drenaj ünitesi sağlamış olur [18, 19]. Buradan hareketle taş kolonlarının etkinliği, zemin üzerindeki sismik stresin azaltılması ve drenaj etkisi gibi hareket sırasında sıkışma etkisi ile açıklanabilmektedir [16, 17, 18, 19].

Bu çalışmada, şev stabilitesinde kullanılan taş kolonların sismik yük etkisindeki davranışı incelenmiştir. Yapılan çalışmada plaxis sonlu eleman programı yardımıyla farklı $c/(\gamma.H)$ oranı ve farklı şev açılarıyla (15, 20, 30) taş kolonsuz olarak şev analizi yapılarak güvenlik sayıları belirlenmiştir. Sonra şev taş kolon ile iyileştirilerek farklı s/D aralıklarında (2, 2.5, 3), aynı şev açılarında, aynı $c/(\gamma.H)$ oranında ve taş kolon malzemesi için farklı içsel sürtünme açılarında ϕ (35°, 40°, 45°) şev analizleri yapılarak güvenlik sayıları belirlenmiştir. Daha sonra Van Muradiye depreminin doğu batı yönündeki maksimum ivme değeri kullanılarak elde edilen deprem yükü

etkisinde aynı $c/(\gamma.H)$ oranları ve açılardaki taş kolonsuz şevler analiz edilerek güvenlik sayıları ve meydana gelen yatay deplasman değerleri belirlenmiştir. Son olarak taş kolon ile iyileştirilmiş şev aynı s/D aralıklarında, aynı şev açılarında ve aynı $c/(\gamma.H)$ oranına göre yine deprem yükü etkisinde şev analizi yapılarak güvenlik sayıları ve yatay deplasman değerleri belirlenmiştir. Ayrıca bulunan güvenlik sayılarına ek olarak taş kolonlarla iyileştirilmiş şevlerde depremsiz ve depremlı durum için Güvenlik sayıları İyileştirme Faktörü(GİF) değerleri belirlenmiştir. Plaxis programıyla yapılan bu analizler karşılaştırmalı olarak incelenip, taş kolon ile iyileştirilmiş şevin deprem kuvveti etkisindeki davranışı belirlenmiştir.



2. LİTERATÜR TARAMASI

2.1. Şev Stabilitesiyle ilgili yapılan çalışmalar

Şev stabilitesi analizi birçok makalede ve tezde araştırma konusu olmuştur. Bu konu hakkında yapılan çalışmalar yakın geçmişten günümüze doğru aşağıda özetlenmiştir.

Fırat ve Kutanis' in 2000 yılında yaptığı çalışmada, toprak kaymasında şevlerin üzerine gelen yüklerin hesaplanmasında üç farklı yöntem kullanmıştır. De Beer ve Carpentier tarafından modifiye edilen teori, Ito&Matsui ve önerilen visko plastik akışkan teorilerinden çok daha yüksek değerler verdiği, önerilen metodun ise (Visko plastik metod) bu iki metod arasında bir değer almaktadır. Bu yeni metod iki metodun aritmetik ortalaması şeklinde olduğu belirlenmiştir [20].

Gülgün ve Özsoy'un 2003 yılında yaptıkları çalışmada, Slope/W bilgisayar programının kullanarak Bozüyük, Yediler yerleşim alanı kayması araştırılmıştır. Şevin güvenlik faktörü bu program yardımıyla bulunmuştur. Şev stabilitesi analizinde dairesel göçme teorisi kullanılmıştır. Kaymış bir şev üzerinde geri analiz gerçekleştirilmiş ve geri analizden elde edilen sonuçlar laboratuvar yöntemlerinden elde edilenlerle karşılaştırılmıştır. Sonuç olarak, şev inşaatını önlemek amacıyla bölgeye bir istinat yapısı ve drenaj sistemi inşaatılması önerilmiştir [21].

Tanov.d., 2006 yılında yaptığı 'Şev Hareketleri Üzerinde Etkili Olan Jeo-Çevresel Faktörlerle İlgili Ortak Araştırma' isimli çalışmada şev kaymaları ve nedenleri üzerinde durulurken örneklerle açıklanmamaya çalışılmıştır [22].

Erçin, 2007 yılında yaptığı çalışmada, Gaziantep Büyükşehir Belediyesi tarafından Gaziantep ili Şahinbey ilçesi Sarısalkım Köyü'nde etüt ve proje çalışmalarına yenibaşlanan Sarısalkım toprak dolgu barajının stabilitesinin araştırılması amaçlanmıştır. Ayrıca Tez çalışmasında baraj dolgusundaki stabilitesinin araştırılması amacıyla Stable Vs4 bilgisayar programı kullanılmıştır [23].

Hammer, Malkawi ve Yamin, 2007 yılında, sonlu elemanlar yöntemi ve limit denge yöntemlerini kullanarak şevlerin stabilitesi analizi yapmıştır. Yapılan çalışma sonucunda iki yöntemde birbirine yakın sonuçlar verdiği gözlemlenmiştir [24].

Keskin ve Laman, 2007 yılında yaptıkları çalışmada, sonlu elemanlar yönteminin, şev stabilitesi problemlerinin analizinde uygulanabilirliği araştırılmıştır. Çalışmada, zemin davran ve şev göçmesinin modellenmesi için gerekli olan zemin özelliklerinin belirlenmesi ele alınmıştır. Ayrıca mukavemet azaltma tekniği ve şev göçmesinin temel konularından bahsedilmiştir. Sonlu elemanlar yöntemi ile şev stabilite analizleri yapmak amacıyla Plaxis bilgisayar programı kullanılmış zemin davran modellemesi için Mohr-Coulomb modeli seçilmiştir. Çalışmada, sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak elde edilen sonuçlar literatürdeki farklı limit denge yöntemleri ile karşılaştırılarak gerekli öneriler yapılmıştır [25].

Laman ve ark., 2007 yılında yaptıkları çalışmada, donatı ile güçlendiren şevde oturan şerit temellerin deneysel ve sayısal incelenmesini kapsamaktadır. Çalışmada, geogrid ile güçlendirilmiş şevli zemin üzerine oturan, yüzeysel temelin taşıma kapasitesi, laboratuvar ortamında küçük ölçekli model deneyler yapılarak araştırılmıştır. Yüzeysel temel olarak şerit temel kullanılmıştır. Model deneylerde; ilk donatı derinliği, donatı tabaka sayısı ve temelin şev tepesinden uzaklığı gibi parametrelerin taşıma kapasitesine etkisi araştırılmıştır. Yapılan çalışmada şevli zemine oturan bir şerit temelin nihai taşıma kapasitesinin, uygun donatı yerleşimine bağlı olarak, donatısız duruma göre, altı kata kadar arttırılabileceği sonucuna varılmıştır [26].

Mert, 2007 yılında yayınlanan yapay sinir ağları yöntemiyle şev stabilitesi incelenmiştir. Çalışmada 170 tane lokal bölgenin şev profili dataları kullanılmıştır. Yapay zeka mantığı yaklaşımında beş tane yapay sinir ağı mimarisi kullanılmıştır. Bunlar geri yayımlı sinir ağı mimarisi (BPNN), genel regresyonlu yapay sinir ağı mimarisi (GRNN), gruplama methodu (GMDH), Kohonen ve olasılık (PNN), yöntemidir. Ancak sadece geri yayımlı sinir ağı mimarisi (BPNN), genel regresyonlu yapay sinir ağı mimarisi (GRNN), model oluşturmakta kullanılmıştır. Büyük yaklaşımlarda 9 adet girdi ve 1 tane çıkış parametreleri verilmiştir. Çıkış parametresi şev güvenlik katsayısı olup, girdi parametreleri şev yüksekliği (H), şev

eğimi (β), yeraltı suyu derinliği (H_w), sağlam zemin derinliği (H_b), kohezyon (c), zeminiçsel s¼rt¼nme açısı (ϕ), kuru birim hacim ağırlığı (γ), d¼sey ve yatay sismikzemin katsayıları (K_h , K_v)'dır. Bu çalışmada ki amaç sismik zemin katsayılarının şev stabilitesindeki ¼nemlerinin incelenmesidir [27].

Ulusoy, 2007 yılında yaptığı çalışmada, doğal yamaçlar ve m¼hendislik şevleri gibi kavramlar ile heyelanlara ve m¼hendislik kazılarında meydana gelen şev duraysızlıklarına neden olan başlıca fakt¼rler ¼zerinde durulmuş, ayrıca şev duraysızlığı t¼rleri ile heyelanların yerleşim alanlarına olan etkileri ¼lkemizden ve diğer ¼lkelerden seçilmiş ¼rneklerle birlikte verilmiştir. Daha sonra, heyelanlarla ve şev kazılarında meydana gelen duraysızlıklarla ilgili zararların azaltılması ve/veya bunların ¼nlenmesi amacıyla uygulanan teknikler ve yapılan çalışmalar ana hatlarıyla sunularak tartışılmıştır. Son aşamada ise, yerbilimciler, m¼hendisler ve bireyler ile merkezi ve yerel y¼netimlerin konuyla ilgili rol¼ ve sorumluluklarının yanı sıra, ¼nem verilmesi gereken başlıca hususlar ¼zerinde durulmuştur [28].

Keskin, Bildik, ve Laman, 2008 yılında yaptıkları çalışmada, donatı ile g¼çlendirilen şevlerin stabilite analizlerini kapsamaktadır. Çalışmada, Plaxis sonlu elamanlar programı, donatı olarak geogrid kullanılmıştır. Ayrıca sonlu elamanlar y¼nteminde kullanılan mukavemet azaltma tekniğinden bahsedilmiş daha ¼nceki yapılan çalışmalardan bir şev ¼rneđi alınarak donatısız halde g¼çmeye karşı g¼venlik sayısı bulunmuştur. Daha sonra şeve tek donatı ve çeşitli tabakalarda farklı donatılar yerleştirilerek şevin g¼venlik sayısı belirlenmiştir. Yapılan alışma sonucunda, g¼çmeye karşı g¼venlik sayısının, donatısız durumda elde edilen g¼venlik sayısına g¼re %15 oranında arttırılabileceği g¼zlemlenmiřtir [29].

Fırat, 2009 yılında yaptığı çalışmasında, plastik deformasyon ve visko plastik isimli iki farklı metodile yanal kuvvet hesaplamaları, kaymaya duyarlı şev içine yerleştirilmiş kazık gurupları ¼zerinde elde edilmiştir. Yapılan alışma sonucunda, kazık guruplarının şev içerisinde yerleri belirlenmiştir. Bu şekilde şevde yeterli g¼venlikte olabileceği d¼ř¼n¼lmektedir. [30].

Yıldız, 2008 yılında yaptığı çalışmasında, geogrid ile güçlendirilmiş şevli zemin üzerine oturan yüzeysel temelin taşıma kapasitesi laboratuvar ortamında küçük ölçekli model deneyler yapılarak araştırılmıştır. Yüzeysel temel olarak şerit temel kullanılmıştır. Model deneylerde; ilk donatı derinliği, donatı tabaka sayısı ve temelin şev tepesinden olan mesafesi gibi parametrelerin taşıma kapasitesine etkisi araştırılmıştır. Donatı kum üzerine oturan yüzeysel temellerin Plaxis programı yardımıyla iki boyutlu sayısal analizleri yapılmıştır. Elde edilen teorik ve sayısal sonuçlar karşılaştırılarak temel mühendisliğinde kullanılmak üzere tasarım parametreleri önerilmiştir [31].

Akçakal, 2009 yılında yaptığı çalışmasında, şev stabilitesi kavramına öncelikli olarak değinilmiş ardından tahkik yöntemleri hakkında bilgiler verilmiştir. Şev stabilitesinin kaybolduğu, bir başka deyişle göçmenin gerçekleştiği durumlarda geri hesap yöntemi kullanılarak zemin parametrelerine nasıl ulaşıldığı konusunda bilgiler verilmiştir. Son olarak da İstanbul Kemerburgaz'da gerçekleştirilen bir konut inşaatı sırasında desteksiz olarak açılan temel kazısında meydana gelen şev hareketi, önce limit denge yöntemini, sonra da sonlu elemanlar yöntemini kullanan bilgisayar programları kullanılarak geri hesap yöntemi ile incelenmiş ve elde edilen kesme dayanımı parametreleri karşılaştırılmış ve geri hesaplanan zemin parametrelerine göre yapılan iyileştirme projesi hakkında bilgiler aktarılmıştır [32].

Kahyaoglu, 2010 yılında yaptığı çalışmada şev stabilitesi kazıklarında yük transfer mekanizması modellenmesi yapılmıştır. Çalışmadaki deney düzeneği test kutusu; model deneyler için test kutusu, uniform ve homojen gevşek kum zemin oluşturulmasını sağlayan yağmurlama sistemi, alüminyum model kazıklar, yük ve deformasyon ölçüm sistemleri ile veri toplama sisteminden oluşmaktadır. Yapılan çalışmada değişen koşullarda (Kazık mesafesinin, kazık rijitliğinin, kazık başı mesnetlenme ve şev açısının) şev stabilitesi kazıklarındaki moment ve zemin basıncı dağılımlarına etkileri çok sayıda model test ile araştırılmıştır. Kazık civarındaki zemin davranışı, zemin-kazık deplasman ilişkisinin zeminden kazığa yük aktarma mekanizmasına etkisi ve kazıklardaki grup etkisi incelenmiştir. Ayrıca zemin yüzey

deplasmanı incelenmiş ve son olarak şev stabilitesi amacıyla inşaa edilmiş olan iki sıra kazıklı sistemin geri analizleri yapılmıştır [33].

Şenol, Öztoprak ve Durğunoğlu, 2010 yılında yaptıkları çalışmada, İstanbul Göktürk'te gerçekleştirilen bir toplu konut inşaatı sırasında desteksiz olarak açılan temel kazısında meydana gelen şev hareketi, önce limit denge yöntemi, daha sonra sonlu elemanlar yöntemini kullanan bilgisayar programları yardımıyla incelenmiştir. Elde edilen kesme dayanımı parametreleri karşılaştırılmış ve geri hesaplanan zemin parametrelerine göre çözüm için yapılan iyileştirme projesi hakkında bilgi verilmiştir [34].

Tülin ve Yusuf, 2010 yılında yaptıkları çalışmada, farklı şev eğimlerindeki homojen zeminlerin kayma dayanım parametreleri içsel sürtünme açısı (ϕ) ve kohezyonun (c) değişimlerinin şev stabilitesine etkisi araştırılmıştır. Bu amaçla, farklı şev eğimlerinde 10 m yükseklikte sahip bir homojen zemin incelenmiştir. ϕ ve c 'nin farklı değerleri, yer altı suyu tablası geometrisi ve ilave yük değeri Matlab ile hazırlanan şev stabilitesi hesaplama yazılımına veri olarak girilmiştir. Daha sonra, basitleştirilmiş Bishop yöntemine göre hesaplanan sonuçlar incelenmiştir. Bulunan sonuçlar neticesinde, farklı kayma dayanım parametrelerine sahip 10 m yüksekliğindeki homojen dolgu veya yarmaların hangi şev eğimlerinde stabil olduğu belirlenmiştir [35].

Tekin, 2011 yılında yaptığı 'çalışmada, geoteknik mühendisliğinin en önemli problemlerinden bir tanesi olan, şev stabilite problemi konusunda bir çalışma yapılmıştır. Bu çalışmanın amacı şev stabilite analizlerini limit denge ve sonlu elemanlar yöntemlerini kullanarak kazıksız ve kazıklı durumlar için incelemektir. En önemli hedef sonlu elemanlar yöntemi ile dayanım azaltma yöntemini (SRM) bir arada kullanarak kayma yüzeyinin şev güvenlik seviyesinin değişimine bağlı olarak oluşumunu belirlemektir. Bu amaca uygun olarak, şev stabilite problemlerinin bilgisayar ortamında, hem limit denge yöntemine göre Slope/W programında hem de sonlu elemanlar yöntemine göre Plaxis programında parametrik analizler yapılmıştır. Yapılan çalışma sonucunda kazıksız durumda limit denge ve sonlu elemanlar yöntemlerinden benzer güvenlik sayıları elde edilmiştir. Kazıklı durumda ise Kazıklı

durumda ise hem limit denge yönteminde hem de sonlu elemanlar yönteminde kazığı tanıtmak için bir takım düzenlemeler yapılması gerektiği sonucuna varılmıştır [36].

Yavuz, 2012 yılında yaptığı çalışmada, donatısız ve geogrid donatılı model şevde Plaxis bilgisayar yazılımı kullanılarak iki boyutlu ve üç boyutlu koşullarda sonlu elemanlar yöntemi ile sayısal çözümler yapılmıştır. Model şevde, donatısız durumdaki güvenlik sayıları bulunmuştur. Donatılı durumdaki; donatı derinliğinin, boyunun, sayısının ve donatılar arası düşey derinliğin etkisi araştırılarak optimum donatı parametreleri elde edilmiştir. Ayrıca çalışmada ayrıca donatısız ve geogrid donatılı kumlu şevlere oturan şerit temellerin taşıma kapasitesini araştırmak için Plaxis bilgisayar yazılımı kullanılarak iki boyutlu ve üç boyutlu koşullarda sayısal çözümler yapılmıştır. Çalışma sonucunda Geogrid donatı kullanımı ile kum zeminlerde rijitlik artışı meydana gelirken taşıma kapasitesi de önemli derecede arttırdığı gözlemlenmiştir. Ayrıca genel olarak iki ve üç boyutlu analiz sonuçlarının uyumlu olduğu gözlemlenmiştir [37].

Arkun, Ergena ve Çakır, 2014 yılında yapmış oldukları çalışmada, zeminlerin ve şevlerin güçlendirilmesinde önemli bir uygulama yöntemi olarak bilinen bitkilendirme çalışmaları ele alınmış ve farklı bitki türlerine dayalı şevlerin stabilizasyonu ve istinat duvarı üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Bu amaçla, örnek bir şev yapısı istinat duvarıyla birlikte sonlu elemanlar yöntemiyle modellenmiş ve bu model üzerinde ‘Juniperus horizontalis’ (Yayılcı Ardiç) ve ‘Pittosporum tenuifolium’ bitkilerinin oluşturacağı olumlu ve olumsuz etkiler gözlemlenmiştir. Sonlu eleman analizleri sonucunda bitki köklerinin şevler üzerinde yer değiştirme ve gerilme açısından iyileştirmeler sağladığı ve bitki köklerinin yüzeysel olarak yayılması durumunda bu iyileştirmelerin daha da arttığı tespit edilmiştir [38].

2.2. Sismik Şev Stabilitesiyle İlgili Yapılan Çalışmalar

Deprem bütün dünyada etkili olan bir doğal afettir. Bundan dolayı doğal ve yapay şevler için deprem öncesinde bir şevin nasıl projelendirildiği ve bu afet için ne gibi önlemlerin alınabileceği ve buna benzer konular çok önemlidir. Bu açıdan bakıldığında sismik şev stabilitesi birçok araştırma ve makalenin konusu olmuştur.

Aşağıda yakın geçmişte sismik şev stabilitesi hakkında yapılan çalışmalar özetlenmiştir.

Siyahi, 1994 yılında yaptığı çalışmada, doğal ve insan eliyle oluşturulmuş şevlerin deprem etkisinde ki analizi yapılmıştır. Depremi neden olduğu tekrarlı kayma gerilmeleri etkisinde şevleri için yeni bir stabilite analizi yöntemi önerilmiştir. Deprem büyüklükleri önce ivme daha sonra deprem magnitudüne faya olan uzaklık şeklinde verilmiştir. Çalışmada önerilen yöntem ile dilim yöntemlerinden Bishop ve Janbu yöntemlerinin mukavemet azalmaları ile kıyaslanmış ve birbirine yakın sonuçlar verdiği görülmüştür [39].

Siyahi G.M. 1994 yılında yayınlanan çalışmada, deprem bölgesindeki normal konsalide şevlerde kayma mukavemetinin azalmasının stabilite üzerine etkileri için yeni bir yöntem geliştirmiştir. Burada depremde oluşacak ilave boşluksuyu basıncı, labaratuarda tekrarlı kesme deneylerinden elde edilen yarı amprik ilişkiler kullanılarak deprem ve zemin kayma mukavemetin bağlı olarak belirlenmeye çalışıldığı bir yaklaşımdır. Bu yaklaşımda bir bilgisayar tablo programı geliştirilerek parametrik bir çalışma sonucunda boşluk suyu basıncının şev stabitesi üzerindeki etkisi değerlendirilmiştir [40].

Glass, 2000 yılında yaptıkları çalışmada, depremlerin şevlerin stabilitesine etkisini incelemiştir. Çalışmada ayrıca dinamik analiz ve yarı statik () analizi deplasmanda dayalı (Newmark) analiz, hakkında detaylı bilgiler verilerek Northridge 1994 depremi dikkate alınarak deprem etkisinde şev stabilitesi incelenmiş dinamik analiz, psedostatik ve newmark yöntemiyle yapılan analiz sonuçları kıyaslanmıştır. Analiz sonuçlarının birbirine yakın değerler verdiği gözlemlenmiştir. [41].

Dismuke, 2002 yılında yaptığı çalışmada, 1971San Fernando depremi sırasında, Psedo statik olarak büyük bir güvenlik faktörü almasına rağmen, hasar gören Üst San Fernando Barajı, dolgu ve deplasman değişimine (Deformasyonlar yakından takip edilerek) dayalı analizler yapıldı. Ayrıca Wu 2001 yılında, deplasman neredeyese tahminlerini tam yapan sonlu elemanlar programı ile nonlinear efektif gerilme analizi

yapıldı. Bu çalışma ile Daha önce yapılan yarı statik ve deplasmana dayalı çalışma sonuçları kıyaslanmış ve birbirine yakın sonuçlar verdiği gözlemlenmiştir [42].

Loukidis, Bandini, ve Salgado,2003 yılında yaptıkları çalışmada, limit analiz yöntemi kullanılarak sismik yüklü şevler üzerinde stabilite analizi yeni bir formülasyon önermişlerdir. Önerilen limit analiz formülasyonu alt ve üst sınırları şevlerin sismik stabilitesi için uygun olduğu görülmüştür. Ayrıca yöntem, doğrusal olmayan bir optimizasyon kullanımı ile daha da iyileştirilebileceği fikri ortaya çıkmıştır [43].

Canik, 2006 yılında yaptığı çalışmada, şevlerde deprem etkisi ile oluşan şev deformasyonlarının tamamen ortadan kaldırılması ve/veya stabilitenin sağlanabilmesi için kazıklarla iyileştirme yöntemi kullanılabilirliği araştırılmıştır. Şeve gelen statik ve dinamik yüklerin farklı kazık boylarında, kazık kalınlıklarında ve kazık adetlerinde şev davranışları incelenip değerlendirmeler yapılmıştır. Şevlerin stabilitesinin kazıklarla sağlanması ve kazıklara etkileyen deprem kuvveti sonlu elemanlar yöntemi ile incelenmiş ve örnekleri verilmiştir. Bu örneklerden elde edilen bulgularla kazıkların deprem esnasındaki davranışları yorumlanmıştır Yapılan çalışma bulunan sonuçlar değerlendirildiğinde şev içindeki kazıklar tasarımında deprem kuvvetinide dikkate alınması gerektiği belirlenmiştir. [44]

Tan, 2006 yılında yaptığı çalışmada, deprem etkisindeki şevlerin güvenliği için ve limit dene analizine dayalı yeni bir yöntem geliştirilmiştir. Kayma yüzeyi dilimini elde etmek için doğrusal olmayan denklem sisteminde ön koşul olarak gerilme kullanılmıştır. Çalışmada ile Imperial Collega sonlu elemanlar programı kullanılarak yapılan modeller Mohr-Columb ile doğruluğu kontrol edilmiştir. Bu modellerde farklı rijitlik modelleri ve farklı gerilme alanları koşulların bağımsızlığını kontrol için varsayıldı. Multi- blok kayma modeli kullanılarak şevlerin sismik deplasman analizi için kritik ivme ve kabul edilebilir kinematik iç sınırları hakkında bilgi sağlar. Yeni yöntem homejen olan veya olmayan yamaçlar için sonlu elemanlar programında doğrulanmıştır. Yani yeni yöntem ile sonlu eleman sonuçları uyum içerisinde olduğu görülmüştür [45].

Hack ve ark., 2007 yılında yaptıkları çalışmada, Şevlerin stabilitesi üzerinde deprem etkilerden bahsedip, doğru veri eksikliği ve üç boyutlu ortamda sismik dalagaların karmaşıklığı üzerinde durulmuştur [46].

Krishnamorthy, 2007 yılında yaptığı çalışmada, sismik yüke maruz şevlerin güvenliği için yeni bir yöntem geliştirilmiştir. Statik ve dinamik yüklerdeki gerilmeler sonlu elaman programı kullanılarak elde edilmiştir. Kritik kayma yüzeyi ve güvenlik faktörü, Monte Carlo tekniği kullanılarak elde edildi. 1:1 eğimindeki bir şeve El Centro deprem ve harmonik yer ivmesi dinamik yükü uygulanmıştır. Önerilen yöntem ile sismik yük etkisindeki şevin güvenlik faktörü ve deformasyonunun basit şekilde elde edilebileceği görülmüştür [47].

Nozard, Aminpoor ve Salari, 2008 yılında yaptıkları çalışmada, 178 m yüksekliğinde Gotvand kaya dolgu baraj üzerinde sismik şev analizi yapılmıştır. Çalışmada deprem yüküne maruz kaya kütlelerinin istikrarı analiz etmek için farklı eleman modeli olan UDEC kodu kullanıldı. Yapılan çalışma sonucunda etki ettirilen sismik yüke karşı bu dolgu barajının dayanabileceğini göstermiştir. [48]

Olgun ve Acar, 2009 yılında yaptıkları çalışmada, depremler sırasında şevin güvenlik sayısını belirlemek amacıyla Bishop dilim yöntemi esas alınarak Fortlan dilinde bir yazılım geliştirilmiştir. Depremler esnasında şev geometrisi ve zemin özelliklerinin de stabilizeye etkisinin belirlenebilmesi amacıyla, hazırlanan bilgisayar yazılımı kullanılarak 2 farklı şev kesiti ve 2 farklı zemin türü için örnek analizler yapılmış ve sonuçları değerlendirilmiştir. Yapılan çalışma sonucunda şevin fay hattına yakın olduğu kısımlarda güvenlik sayıları düşük çıkmıştır. Aynı dinamik şartlar altında kohezyonlu zeminlerde ek boşluk suyu basıncının diğer zeminlerden fazla olması nedeniyle yine güvenlik sayıları diğer zemin türlerine göre düşük çıkmıştır. Ayrıca şev yüksekliğinin artması ve şev içerisindeki yer altı suyunun varlığı güvenlik sayısının etkilediği tespit edilmiştir [49].

Türkmen, 2009 yılında yaptıkları çalışmada, limit denge analizi yapan Slope/W programı ile sonlu elamanlar analizi yapan Qake/W programlarından yararlanılmıştır. Daha önce literatürde geçen iki şeve analiz yapılmış (Slope/W) ve deprem yükü

etkisinde şevde güvenlik sayısının 1'e düşeceği tespit edilmiştir. Qake/W programı ile zeminin 0,6-1 m arasında yer değiştirilebileceği tespit edilmiştir. Çalışmanın ikinci aşamasında beton yüzlü kaya dolgu bir baraj QAKE/W programı ile analiz edilmiştir. Kil çekirdekli bir baraj ile analizi yapılan beton yüzlü kaya dolgulu bir baraj karşılaştırılmış, beton dolgu barajın kil dolgulu baraja göre çok daha küçük yer değiştirme yapacağı gözlemlenmiştir [50].

Miraboutalebi, Askari ve Farzaneh, 2010 yılında yaptıkları çalışmada, sismik şevlerin performansında ana kayanın etkileri araştırılmıştır. Farklı şevlerde Newmark dilim yöntemi kullanılarak dinamik analiz yapılmıştır. Yapılan çalışmada farklı kesme dalga hızları farklı, farklı mukavemet parametreleri ve farklı şev geometrilerinde çalışılmıştır. Yapılan çalışma sonucunda, ana kayanın etkisinin ihmal edilmesi şevlerin sismik performansında gerçek olmayan sonuçların ortaya çıkabileceği görülmüştür [51].

Jibson, 2011 yılında yaptığı çalışmada, şevlerin sismik analizinde kullanılan yöntemleri incelemiştir. Çalışmada, analiz, gerilme-deformasyon analizi, Kalıcı deplasman analiz yöntemleri ile ilgili detaylı inceleme yapılmıştır. Çalışma ile kayma modeli ve psedo statik yöntemlerin kolaylıkla kullanılabilmesi ayrıca kayma modelinin gerilme-deformasyon analizine göre daha kolay uygulanabileceği ve psedo statik analize göre daha yararlı sonuçlar verebileceği tespit edilmiştir [52].

Maula ve Zhang, 2011 yılında yaptıkları çalışmada, deprem etkisinde şevlerin sismik analizini incelenmiştir. Bu makalede deprem sarsma etkisinin şev üzerindeki etkileri Plaxis-2D ve Geo Studio Software 2007 programlarını kullanarak incelenmiştir. Analizlerde dolgular 0.5 g'lik bir deprem yüküne maruz bırakılmıştır. Çalışmada ayrıca dolgu yüksekliğinin şev stabilitesine ve sıvılaşmaya etkileri araştırılmıştır. Dolgu yüksekliğinin artması ile sıvılaşma zonu azalabileceği görülmüştür. Genel olarak yapılan örnek çalışmalarda deprem yükü etki ettirilmeden yapılan örneklerde Plaxis- 2D ve Geo Studio Software 2007 program sonuçları yakın sonuçlar vermiştir. Ayrıca Geo Studio Software 2007 programı ile yapılan analizlerde deprem etkisinde dolgu yüksekliği arttıkça güvenlik sayısı düşmüştür [53].

Guo, Ge ve Wang 2011 yılında yaptıkları çalışmada şevlerin sismik analizi vektör toplam analizi (VSAM) ve dinamik sonlu elamanlar metodu (DFEM) ile analiz edilmiştir. Vektör toplam analizi (VSAM) ile yapılan sismik şev analizinde şev sadece yer çekimi altındayken güvenlik faktörü 1.30 iken sismik yük etkisi altında güvenlik sayısı 1.21'e düşmüştür. Genel olarak bu makalede VSAM sismik yük altında ki şevlerde dinamik duyarlılığını tahmin etmek uygulanabilir ve pratik bir yaklaşım olduğunu göstermiştir [54].

Arvin, Askari ve Farzaneh, 2012 yılında yaptıkları çalışmada, dinamik shakedown teorisi bir limit durum yöntemi kullanılmıştır. Bu çalışmada deprem gibi dinamik yükler etkisi altında şevlerin kalıcı deplasmanla ilgili güvenlik durumu araştırılmıştır. Dinamik shakedown yöntemi limit durum yöntemlerinin aksine yük ve zemin durumunun dinamik özelliklerini dikkate alınabilmektedir. Bu yöntem göstermiştir ki şevlerin sismik incelenmesi üzerinde yük ve zeminin dinamik parametrelerinin büyük etkisinin olduğu öğrenilmiştir [55].

Chatterjee ve Choudhury, 2012 yılında yaptıkları çalışmada, üstünde iki kanal olan dolgu modeli farklı sismik zonlarda sismik analizi yapılarak güvenlik faktörü ile deprem yatay ivme katsayısı (k_h) grafikleri çizilmiştir. Deprem hareketi olarak 2011 Bhuj depremi dikkate alınmıştır. Sonuç olarak sismik yükler altındaki zeminlerde kohezyon arttıkça deplasmanın azalacağı, dolguda su durumunda güvenlik sayısının düştüğü ve dolgu tepesinde maksimum yer değiştirme görülürken dolgunun en altında bunun minimum olduğu gözlemlenmiştir [56].

Erzin ve Çetin, 2012 yılında yaptığı çalışmada, deprem kuvvetlerine maruz şevlerin güvenlik sayısını faktörünü yapaya sinir ağları (ANN) çoklu regresyon modelinin gelişimini kapsamaktadır. Giriş parametreleri olarak şev geometrisi (yükseklik, şev açısı) ve zeminin fiziksel özellikleri kullanılmıştır. Çalışmada çıkış parametresi yani güvenlik faktörü (F_s)'yi bulmak için, basitleştirilmiş bishop yöntemine bağlı olarak bulunmuştur. Yapılan çalışma sonucunda hata değerlerinin düşük ve deneysel sonuçlarla yapay sinir ağlarında yapılan modellemeden çıkan sonuçların uyum içinde olduğu görülmüştür [57].

Kontoe, Pelecanos ve Potts, 2013 yılında yaptıkları çalışmada, sonlu sonlu elamanlar yöntemiyle analizi yapılan iki örnekte, homojen şevlerde ve zemindeki istinat duvarındaki mesh (Ağ, örgü) boyutlarının analiz sonuçlarının üzerindeki hassasiyeti incelenmiştir. Genelde örgü genişliğinin tahmini hareketler üzerinde önemli bir etkiye sahip olduğu ancak kritik sismik katsayısı özelliklerinin tahmini etkilemediği tespit edilmiştir [58].

Azzam, 2014 yılında yaptıkları çalışmada, genel olarak deprem etkisi altındaki kum şevlerin bitişindeki temellerin sonlu elemanlar yöntemi ile dinamik analizini içermektedir. Çalışmada sonlu elemanlar yöntemi olarak Plaxis programı kullanılmıştır. Ayrıca çalışmada temel olarak radye temel tipi kullanılmıştır. Farklı yüksekliklerde ve eğimlerde kum şevlerde analizler yapılmıştır. Düğüm deplasman ve gerilme analizleriyle farklı parametreler kullanılarak analizler yapılmıştır. Çalışma şev ve temelin genel stabilite artışında etkinliğini gösterdi. Bu teknik şevlerin deformasyonunda ve depremler sırasında şevlerin ivmesinin artmasının kontrol edilmesinde iyi bir metod olduğu kabul edilebilir [59].

Fırat ve Canik, 2014 yılında yaptıkları çalışmada, şevlerin stabilitesinde deprem etkisi incelenmiştir. Çalışmada, şevlerde deprem etkisi ile oluşan deformasyonların ortadan kaldırılması için şev kazıklarıyla iyileştirilmiştir. Şeve gelen statik ve dinamik yüklerin farklı kazık boylarında, kazık kalınlıklarında ve kazık adetlerinde şevin davranışları incelenip değerlendirmeler yapılmıştır. Ayrıca kazıkları etkileyen deprem yükleri sonlu elemanlar programı ile analiz edilmiştir. Kazıklı durumdaki şevde deprem etkisi yokken yani şevin kendi dinamik ve statik yükleri altındaki davranış hali durumu için kazık başları sabitlenmesi ile serbest bırakılması durumunda, köprü ayağı şevinde 18.10×10^{-3} m'lik, Bolu Dağı geçişi şevinde 39.27×10^{-3} m'lik büyük bir deformasyona maruz kalmaktadırlar. Buna karşın kazık başları sabitlendiğinde ise, köprü ayağı şevinde 17.57×10^{-3} m'lik, Bolu Dağı geçişinde 26.22×10^{-3} m'lik bir deformasyon oluşmaktadır. [60].

Sabahat ve Syed 2014 yılında yaptıkları çalışmada, bir otoloyulu kenarında sismik şev stabilitesi analizi yapılmıştır. Çalışmada yumuşak bir alat zemin üzerinde dolgu şevinin kaymasını aşırı oturmasının önlemek için geogrid ve uçucu kül kullanılmış

ve bu dolgu Őevi Plaxis-2D sonlu elemanlar programı yardımı ile sismik analizi yapılmıŐtır. Yapılan alıŐma sonucunda depremdeki maksimum ivmenin yol atıŐı maksimum yatay ve dűŐey yer deŐiŐtirmenin dolgu Őevin en alt ve en őrst ucunda azaldıŐı tespit edildi [61].

Őlgen ve Engin 2014 yılında yaptıkları çalıŐmada, saha Őartları ve deprem özelliŐleri dikkate alınarak Őevlerin davranıŐı dinamik analizlerle irdelenmiŐtir. Dinamik analizlerde çeŐitli Őev modellerindedinamik analiz yapılmıŐtır. İlk olarak, Őevlerdeki potansiyel kayma yűzeyleri, basitleŐtirilmiŐ Bishop metoduyla belirlenmiŐtir. Daha sonra, kayma yűzeylerinin kritik ivmeleri ve maksimum ortalama etkin ivmeleri bulunarak, Newmark yűntemiyle Őevlerin kalıcı deplasmanları hesaplanmıŐtır. Yapılan alıŐma sonucunda, Dinamik analiz sonuçları ve hesaplanan deplasmanlar birlikte deŐerlendirilmiŐ ve geoteknik műhendislerinin Őevlerdeki kalıcı deplasmanlarla ilgili őr tahmin yapabilmeleri için basit bir forműlasyon őrnerilmiŐtir. őrnerilen forműlasyondan elde edilen deplasmanlar, yarı-statik analizle birlikte deŐerlendirilerek, deprem yűklerine maruz kalan Őevlerin duraylılıŐı tahkik edilebilir [62].

Sahar, Fadi, ve Riad, 2014 yılında yaptıkları çalıŐmada, deprem etkisindeki Őevlerde Őevlerin stabilitesi araŐtırılmıŐtır. ÇalıŐmada birkaç parametre (Kohezyon, içsel sűrtűnme açısı, deprem frekansı) gűz őrnűnde bulundurularak FLAD3D programı kullanılmıŐtır. Ayrıca alıŐmada Kocaeli ve Chichi deprem kayıtları kullanılmıŐtır. Model sonuçlarında kayma yűzeyi, zemin bűyűtmesi, zeminlerin kalıcı deplasmanı sunuldu. Sonuç olarak zeminlerde kohezyonun, içsel sűrtűnme açısı ve deprem frekanslarında azalma, Őevlerde yatay ve dűŐey deplasmanlarda azalma meydana getirerek Őevin stabilitesinin korunduĐununun gűstermiŐtir [63].

Morales-Esteban ve ark., 2015 yılında yaptıkları çalıŐmada, sonlu elemanlar ile Őevlerin dinamik analizi yapılmıŐtır. Ayrıca alıŐmada Granada Alhambra' da San Pedro Őevi psedo statik ve dilim yűntemleriyle analiz edilerek sonuçlar karŐılaŐtırılmıŐtır. Sonuç olarak bu Őevde gerçek ivmeler kullanılarak, deprem etkisinde Őevde meydana gelebilecek gerilmeler, deformasyonlar ve sınır koŐuları belirlenmiŐtir [64].

2.3.Taş Kolonlarla İlgili Yapılan Çalışmalar

Durgunoğlu ve ark. 1992 yaptığı çalışmada Türkiye’de ilk olarak Borçelik Gemlik Soğuk Hadde Fabrikası’nda taş kolon uygulaması ve zemin ıslahı amacı ile taş kolonların projelendirilmesi, yapılan deneyler, kalite kontrolü ve bunların sonuçları ele alınmıştır. Bu amaçla, sıvılaşma iyileşmesine yönelik olarak doğal zemin kotundan itibaren 50 cm çapında ve 12 m boyunda taş kolonlar ile ıslah edilmesi projelendirilmiştir. Ayrıca tesis dâhilinde ki yüksek stok sahası yüklerini taşımak ve oturumları azaltmak için de bazı bölgelerde sağlam (taşıyıcı) zemine kadar taş kolon uygulaması gerçekleştirilmiştir [65].

Özkuzey, 1992 yılında yaptığı bu çalışmanın amacı günümüzde kullanılan taş kolon inşası yöntemlerini ve uygulamanın başarısını ölçmekte kullanılan kalite kontrol metotlarını tanıtmaktır. Bu çerçeveden vibroflotasyon, muhafaza borusunun üstten darbeye sürülmesi ve kompozit yöntemleri detaylı olarak incelenmiştir. Sahada taş kolon imatından önce ve sonra yapılan deneyler, dolgu malzemesinin ve uygulama sırasında tüketilen enerjinin kontrolü tez içerisinde vurgulanmaktadır. Yazının kapsadığı öteki önemli nokta hesap yöntemleri ve kıstaslarıdır. Ancak değişik inşaa yöntemlerinin zemin toprağının davranışına yaptığı büyük etki hesap yöntemleri ile bulunan taşıma kapasitesi ve oturma miktarlarının pratiğe yansıtılmasında zorluk çıkartmaktadır. Ayrıca yapılan çalışmanın bu son bölümünde konun uygulama safhasının daha iyi tanıtılması amacıyla altı adet vaka analizi sunulmuştur [66].

Osmanoğlu, 1999 yılında yaptığı çalışmada, çalışmada söz konusu iki zemin iyileştirme tekniğinin yanı sıra, Ford-Otosan İzmit Otomobil Fabrikasında yapılan geoteknik mühendisliği uygulaması da vaka analizi olarak ele alınmıştır. Bu proje çerçevesinde diğer birçok geoteknik mühendisliği uygulamasının yanı sıra, sahanın 8 m'ye kadar yumuşak ve gevşek zemin tabakalarından oluşması sebebiyle zemin iyileştirmesi amacıyla jet grouting ve taş kolon teknikleri de uygulanmıştır. Yeraltı suyunun da neredeyse yüzeyde olduğu bu sahada 80 cm çapında ve 10 m boyunda jet grout kolonlar ve taş kolonlar imal edilmiştir. Bu imalatlar için kalite kontrol, kazılar sonrası yapılan gözlemler, bütünlük deneyleri ve arazi yükleme deneyleri yapılmak suretiyle gerçekleştirilmiştir. Jet grout kolonu üzerinde çekme deneyi, taş kolonla

iyileştirilen zeminde ise yükleme deneyi yapılmıştır. Bu testlerin sonuçları, jet grouting ve taş kolon yöntemleri ile yapılan iyileştirmenin oldukça başarılı ve tatminkar olduğunu ortaya koymuştur [67].

Christoulas, Bouckovalas ve Giannaros, 2000 yılında yaptığı çalışmada, killerde taş kolon ile iyileştirme yaparak laboratuvar deneyleri yapmışlardır. Zemindeki boşluk suyu basıncını ve yatay gerilmeleri bulmak için piyozemetreler ve basınçölçer kullanmışlardır. Hughes ve Withers' in yaklaşımını doğrulayan tarzda taş kolonlarda kabarmalar gözlemlenmiştir. Çalışmada, kabarmaların taş kolon boy/çap oranının 2.5-3 olması durumunda ortaya çıktığı ifade edilmiştir [68].

Connor ve Gorski (2000) yılında yaptıkları çalışmada Santa Barbara'da Nojogui diye bilinen mevkide meydana gelen heyelan nedeniyle kapanan yolun El Nino yağmurlarından önce tamir edilip en kısa sürede yeniden ulaşım açılması için birçok alternatif önermişlerdir. Önerilen bu alternatifler arasında California Ulaşım Birimi vibro taş kolon yöntemini kabul etmiştir. 5 Mart 1998'de başlayan yapım 24 Mart 1998'de bitirilmiş ve trafiğe açılmıştır. Tercih edilen çözüm, proje sınırları içerisinde iki ayrı bölümden oluşmaktadır. İki iyileştirme bölgesi arasına taş kolon inşa edilmemiştir. Taş kolonlar 90 cm çapında seçilmiş, taş kolon aralıkları merkezden merkeze 180 cm olarak alınmıştır. İyileştirme yapıldıktan sonra yolda izleme devam etmiş 4 Mart 1999'da yol üst yapısında bir çatlama rastlanılmış fakat bunun taş kolonla güçlendirilen yerin dışında meydana geldiği gözlenmiş ve Eylül 1999'da izlemeye son verilmiştir [69].

Bae, Bang, Byung, 2002 yılında yaptıkları çalışmada grup taş kolonların davranışını belirlemek için model deney yapmışlardır. Deneysel çalışmadan elde ettikleri sonuçları daha önce yapılmış sonlu elemanlar modelleri ile karşılaştırmışlar, taş kolon gruplarının davranışlarını konik biçimli genel kayma gerilmesi için başarısız bulmuşlardır [70].

Han ve Ye 2002 yılında yaptıkları çalışmada, taş kolon kuyusunun direncinin ve zeminin kolon malzemesine bulaşma etkisinin konsolidasyona etkisini hesaplamak için teorik bir çözüm geliştirmişlerdir. Çalışmada kuyu içerisinde taş kolon ve

zeminin bir boyutlu deformasyon yaptığı düşünölmüş ve taş kolonun etrafını saran zemine göre daha yüksek drenajlı elastik modöle sahip olduğu kabul edilmiştir. Modifiye edilmiş konsolidasyon katsayısı, taş kolon zemin arasındaki gerilme konsantrasyon etkisinin nedeninin açıklanmasında yol gösterici olmuştur. Yapılan parametrik çalışmada, konsolidasyon oranı üzerindeki 6 önemli faktörün etkisi üzerinde durulmuştur. Çalışmada bu faktörler, taş kolonun etki alanı, taş kolonun permabilitesi, gerilme konsantrasyon oranı, bulaşma alanının büyüklüğü, bulaşma alanının permabilitesi ve zeminin kalınlığı olarak sayılmıştır. Önerilen yeni çözümün taş kolonların tasarımında geoteknik mühendislerine yardımcı olacağı bildirilmiştir [71].

Mc Kelvey, 2002 yılında yaptığı çalışmada, rijit temel altındaki kısa taş kolonların performansını deneysel olarak incelemiştir. Çalışmada iki seri deney yapılmıştır. İlk seri deneylerde kil tabakası yerine şeffaf bir malzeme kullanılmıştır. İkinci seri deneylerde ise kaolin kili kullanılmıştır. Her iki deneyde de taş kolonlar arasında grup etkileşimi gözlemlenmiştir [72].

Wissmann ve ark., 2002 yılında yaptığı çalışmada, geopier uygulamalarında kullanılan tasarım parametrelerini, genel stabilite ve oturma kontrolü yönünden incelemişlerdir. Wissmann ve ark. geopier elemanlarının mühendislik özelliklerini belirlemek için arazi ve laboratuvar deneyleri gerçekleştirmişlerdir. Arazide geopier elemanların tepe noktasında yaptıkları kesme deneyleri ve laboratuvar numuneleri üzerinde yaptıkları üç eksenli deneyler ile kolon elemanların yüksek kesme dayanımına sahip olduklarını bulmuşlardır. Geopier elemanlarının rijitliği ve bu elemanların inşası sırasında zeminde oluşturulan yanall gerilme artışı nedeniyle iyileştirme yapılan bölgede kompozit rijitlik artmakta ve oturmaların azalması sağlanmaktadır. Ayrıca zeminde uygulanan geopier elemanlar nedeniyle oluşacak radyal drenaj oturmaların daha hızlı olması sağlanmaktadır [73].

White ve ark., 2002 yılında yaptıkları çalışmada, Des Moines Iowa'daki bir otoyol genişletme inşaatında komşu iki dolgu sahasından birinin taş kolonlar ile diğerinin de darbeli kırmataş kolonlar ile iyileştirilmesini araştırmışlardır. Bu çalışma ayrıca taş kolon uygulaması ve darbeli kırmataş kolon uygulamasının karşılaştırılması adına ilk

proje olma özelliğini taşımaktadır. Komşu iki dolgu sahasının zemini taşıyabilmesi için, birinde taş kolonlar kullanılarak sıkılaşabilirliği azaltmak ve kayma dayanımını arttırmak hedeflenmiş; diğerinde ise oturma hızının artırılarak oturmaların azaltılması amaçlanmıştır. White vd.'nin yapmış olduğu bu çalışmaların sonuçları şu şekilde özetlenebilir; CPT verilerinin sonuçlarına göre taş kolon yapılmış olan saha, darbeli kırmataş kolon yapılmış olan sahaya göre daha dayanımlı ve az kohezyonludur. Kolonlar arası yapılan SPT sonuçlarına göre ortalama N(vuruş sayısı) değeri taş kolon yapılan zeminde 11 iken darbeli kırmataş kolon yapılan zeminde 17 olarak bulunmuştur. İnşaat sonrası yanıl gerilme, darbeli kırmataş kolon yapılan zeminde, taş kolon yapılan zeminin 2 katı olarak hesaplanmıştır. Yükleme deneyleri sonuçlarına göre, uygulanan gerilmeye bağılı olarak, darbeli kırmataş kolonların rijitliğinin taş kolonların rijitliğine oranı 2 ile 9 arasında değişmektedir. Taş kolon yapılarak iyileştirilen zeminde meydana gelen oturma, darbeli kırmataş kolon yapılarak iyileştirilen zemine oranla 3 kat daha fazla çıkmıştır [74].

Adalier ve ark., 2003 yılında yaptıkları çalışmada, taş kolonların plastik olmayan siltli zeminlerde sıvılaşmaya önlem olarak kullanılması ile ilgili bir çalışma yapmışlardır. Çalışmada santrifüj testi sıvılaşmaya karşı performansını değerlendirmek için uygulanmıştır. Çalışmada ilgili zeminin drenaj etkilerinden çok, taş kolonların yerleşimlerinden kaynaklanan sıkılaştırma etkisine odaklanılmıştır. Dört ayrı örnek testin bir serisinde, önce taş kolonsuz zemin tabakası için sonra taş kolonlu zemin tabakası için yüzeyde sürşarj yükü varken ve sürşarj yükü olmaksızın deneyler yapılmıştır. Taş kolonların boşluk suyu basıncı ve deformasyonlar üzerindeki etkisi analiz edilmiş ve karşılaştırılmıştır. Sonuçta taş kolonların sığ temeller altındaki plastik olmayan siltli zeminlerde oturma ve sıvılaşmaya karşı 45 kPa'dan büyük efektif gerilmelerde iyileştirmede etkili bir teknik olduğu ortaya çıkmıştır [75].

Kirsch ve Sondermann 2003 yılında yaptıkları çalışmada, taş kolonlarla desteklenmiş dolguların gerilme dağılışını ve stabilitesini alan ölçümleri ve sayısal metotlarla incelemişlerdir. Taş kolon modelinin çalışma prensibinin gerçekçi olarak modellenmesi için taş kolonlar ve zemin arasındaki gerilme dağılışının hesaba

katılması gerekir. Çalışmada problemin çözümü için sayısal analiz yöntemleri kullanılmış ve sonuçlar gerçek ölçümlerle karşılaştırılmıştır. Sayısal analizler, taş kolonlar ve çevresindeki zeminler arasında gerilme dağılışını doğru olarak vermiştir. Ayrıca tahmini güvenlik faktörleri ve kırılma mekanizmaları hakkında da benzer sonuçlar elde edilmiştir [76].

Raju, Wegner ve Vetrisevan, 2003 yılında yaptıkları çalışmada, Hazira gaz terminalinde (Hindistan) 84 m çapında, yaklaşık 35 m yüksekliğinde 2 ayrı sıvı gaz tankı taş kolonlar üzerine inşa edilmiştir. Zemini oluşturan gevşek siltli kum katmanının yaklaşık kalınlığı 16 m'dir. Taş kolon yöntemi ile bu siltli kum sıkılaştırılmıştır. İyileştirme sonrası yapılan SPT deneylerinde elde edilen SPT-N değerleri 50'nin üzerinde çıkmıştır [77].

Adalier ve Elgamel, 2004 yılında yaptıkları çalışmada, sıvılaşmanın son yıllardaki depremlerde meydana gelen hasarların önemli bir kısmının nedeni olduğunu belirtmişler ve sıvılaşma riskinin azaltılmasında taş kolonlar ile zemin iyileştirmenin etkisi üzerinde durmuşlardır. Çalışmada şu anki taş kolon yöntemlerinin sıvılaşmaya karşı etkileri karşılaştırmalı olarak incelenmiştir. Bu kapsamlı karşılaştırmaların amaçlarını ise, taş kolon kullanımının sıvılaşmadaki anahtar rolünü belirlemek, taş kolon dizayn ve imalatı için temel bir anlayış sağlamak, son araştırma ve gelişmeleri derleme ve faydalı bilgi kaynaklarını belirlemek olarak sıralamışlardır. Çalışmada gelecekte ne tür çalışmalar yapılması gerektiği ve bu çalışmalarda yoğunlaşılacak alanların nereler olduğu belirlenmiştir [78].

Afatoğlu, 2004 yılında yaptığı çalışmada, yumuşak kil zemin üzerine inşa edilen kum dolgunun taşıma gücü güvenliğinin geotekstiller ve taş kolonlar (çakıl kolonlar) ile artırılması incelenmiştir. Yumuşak kil ve orta katı kil katmanlarından oluşan zemin üzerine 8 ve 12 m'lik iki farklı kum dolgu oturtularak zeminde meydana gelen deformasyon ve boşluk suyu basıncı değişimleri Plaxis sonlu elemanlar programı ile incelenmiştir. Kum dolgunun inşası sonucunda meydana gelen deformasyonları kabul edilebilir mertebelere indirmek amacıyla dolgu içerisine farklı aralıklarda geotekstil donatı uygulanmıştır. Geotekstil donatı uygulamaları sonucunda zeminde meydana gelen oturmalarda azalmalar meydana gelmiştir ancak bu azalmalar

istenilen seviyede olmamakta ve zeminde meydana gelen konsolidasyon çok uzun sürede tamamlanmaktadır. Çalışmanın ikinci aşamasında kum dolgu altında, yumuşak kil zemin içerisine farklı çap ve aralıklarda çakıl kolonlar yerleştirilmiştir. 23,5 m boyunda ve geotekstiller ile sanlı olan çakıl kolonlar zemin içerisinde radyal drenaja imkan sağlayarak konsolidasyon süresini %99,6 gibi büyük bir oranda kısaltmışlardır. Ayrıca çakıl kolon uygulamalarında zeminde meydana gelen oturma miktarında büyük oranda azalma meydana gelmiştir. Kum dolgunun şev stabilitesi güvenlik faktöründe de artma meydana gelmiştir [79].

Nalçakan, 2004 yılında yaptığı çalışmada mevcut olan iyileştirme yöntemlerini sıralamış ve devam eden bir mühendislik yapısında taş kolonlarla iyileştirme yönteminden bahsetmiştir. Zeminin 7 m kadar olan kısmında taşıma gücü ve oturma problemlerinin taş kolon yöntemi ile çözülmesine karar verilmiştir. Çalışmada 60 cm çapında ve 120 x 120 cm kare yerleşimi ile 80 cm çapında üçgen yerleşimli taş kolon imal edilmiştir. Sonuçta taş kolonlar sayesinde zeminlerin taşıma gücünde 3 kat artış görülmüş, oturmalar % 50 oranında azalmış ve oturmaların tamamlanma süreleri kısalmıştır [80].

Özkeskin, 2004, yılında yaptığı çalışmada, tokmaklanmış taş kolonlarda oturma azaltma ve gerilme yoğunluğu faktörlerinin arazide grup yükleme deneyleri ile belirlenmesini kapsamaktadır. Son yıllarda kaydedilen gelişmelere rağmen, kısa (yüzer) taş kolonların davranışlarının daha iyi anlaşılabilmesi için hala kısa taş kolonlarla güçlendirilmiş zeminler üzerinde arazi performans deneylerine gereksinim duyulmaktadır. Kısa taş kolonların, yumuşak zeminlerdeki davranışlarını incelemek üzere arazide birebir yükleme deneyleri yapılmıştır. Dört adet büyük plaka yükleme deneyi düzeneği hazırlanmıştır. Diğer üç yükleme deneyi, tokmaklanmış taş kolonlar ile güçlendirilmiş zeminlerde yapılmıştır. Her yükleme istasyonunda 65cm çapında, alan oram 0.25 ve merkezden merkeze uzaklıkları 1.25 m olarak üçgensel düzende 7 adet taş kolon imal edilmiştir. İki yükleme istasyonundaki taş kolon boylan yüzer taş kolonları temsilen 3m ve 5m olarak planlanmıştır. Son istasyonda ise taş kolon boylan uç kazığı olacak şekilde 8.0m olarak imal edilmiştir. Yüzer taş kolonların oturmaları, güçlendirilmemiş zemine kıyasla azalttığı ve oturma azaltma oranının

büyük kısmının kısa kolonlarla güçlendirilmiş zeminde olduğu gözlenmiştir. Gerilme yoğunluğu faktörünün sabit olmadığı, uygulanan yüzey basıncının artması ile artış gösterdiği ve değerlerinin 2.1 ile 5.6 arasında değiştiği belirlenmiştir [81].

Özkeskin ve Erol, 2004 yılında yaptıkları çalışmada, taş kolonlarda gerilme deformasyon faktörlerinin arazi deneyleri ile belirlenmesi ile ilgili bir çalışma yapmışlardır. Çalışmada 3x3,5 m2 alana sahip rijit çelik sömeller altına sıkışabilir killer içerisinde tokmaktama yöntemi ile 0,65m çaplı taş kolonlar yapılmış ve sömeller 250 kPa yüklere kadar yüklenmiştir. Deneyler sonucunda değişik kolon boyları uygulanarak ve büyük ölçekli yükleme deneyleri ile ölçülen taş kolon davranışında elde edilen deneysel bulgular yük konsantrasyon faktörlerinin 2,1 ile 5,6 arasında değiştiği faktörün kolon boyuna bağlı olmadığı ve değerlerin artan düşey gerilmelerle belirgin bir azalma gösterdiği sonucuna ulaşılmıştır [82].

Plomteux, Porbaha ve Spaulding, 2004 yılında yaptıkları çalışmada, derin temel sistemlerinin yol dolgularının stabilitesini sağlamak amaçlı olarak sık sık kullanıldığından bahsetmişler ve Fransa'da kontrollü modül kolonların bu amaçlı yol dolgularında kullanıldıklarını anlatmışlardır. Çalışmada da oturmaları azaltmak amaçlı yol dolgusunun altında kullanılan 202 adet CMC kolonlardan oluşan alan çalışması anlatılmıştır. Dizayn edilen modelin ilk olarak kontrolü ise Plaxis programı kullanılarak yapılmıştır [83].

Raju ve ark., 2004 yılında yaptıkları çalışmada, Malezya, Asya transit demiryolunun kilit noktasıdır. Bu demiryolu hattı yaklaşık 5500 km uzunluğunda olup, yeni yapılacak ek demiryolu hattı ile başta Çin, Vietnam, Kamboçya, Malezya ve Singapur olmak üzere birçok ülkenin ekonomik olarak bu hattın yararlanmasını sağlayacağı düşünülmektedir. Yapılacak olan ek hattın uzunluğu yaklaşık 150 km'dir. Hattın geçeceği bölgenin geçmişte maden aktivitelerine sahip olması ve bölgede farklı zeminlerin bulunması nedeni ile, toplam 23 ayrı lokasyona vibro taş kolon tekniği uygulanmıştır. Hat üzerinde bulunan 4 köprü yine bu sistemle desteklenmiştir [84].

Raju, Hari Krishna, ve Wegner, 2004 yılında yaptıkları çalışmada, gaz fabrikası Filipinler’de (Manila’nın 100 km güneyi) sıvılaştırılabilir bir zemin katmanı üzerine inşa edilmiştir. Bu katmanın kalınlığı 8-13 m arasında değişmektedir. Sıvılaştırma riskine sahip olan bu gevşek kumlu katman toplam 30.000 m uzunluğunda taş kolonlar ile iyileştirilmeye çalışılmıştır. Taş kolonların uygulanmasında kolonlar arası mesafe 2 m olacak şekilde kare yerleşim planı dikkate alınmıştır. Kolonların uzunluğu ise 8 ile 18 m arasında değişmektedir. Yapılan çalışmanın durumu kontrolü olarak incelenmiş ve sıvılaştırılabilir zemin üzerine olumlu etkisi olduğu gözlemlenmiştir [85].

Clemente, Senapathy ve Davie, (2005) yılında yaptıkları çalışmada, taş kolonla iyileştirilmiş zeminlerin performans tahminleri ile ilgili bir inceleme yapmışlardır. Çalışmada taş kolonla iyileştirilmiş zeminlerin performansının belirlenmesinde üç boyutlu sayısal analiz programı olan Flac-3D kullanılmıştır. Çalışmada, taş kolonsuz ve farklı zemin profilleri kombinasyonu için kare şeklinde boyutlandırılmış alanlar modellenmiştir. Farklı zemin profilleri içinde s/D oranları farklı kare yerleşimli taş kolonlar kullanılmıştır. Çalışma ile taş kolon aralığının etkisi, iyileştirme derinliği ve yükleme alanı altındaki taş kolon sayısına bağlı olarak analiz sonuçlarından belirlenmiş, ayrıca çalışmanın bulgularını genişletmek için ilave analizler kullanılarak daha geniş taş kolon incelemeleri ve araştırmaları gerektiği sonucuna varılmıştır [86].

Heitz, Kempfert, ve Alexiew, 2005 yılında yaptıkları çalışmada, dolgu altında bulunan yumuşak alt zemin tabakasının harçlı taş kolon ve geogridler ile iyileştirilmesi ile ilgili bir çalışma yapmışlardır. Dolgu altındaki bu organik zemine çimentolanmış taş kolon üzerine bir tabaka geogrid serilerek ilk iyileştirme yapılmıştır. Yapılan iyileştirmeden kısa bir süre sonra oturmalar ve kırma taşta deformasyonlar başlamıştır. Bu nedenden ve diğer bir takım genel ihtiyaçlardan dolayı ikinci bir iyileştirme aşaması planlanmıştır. Yapılan bir takım araştırmalardan sonra (üç boyutlu sayısal çalışmalar, geogrid kesme deneyi vb.) imal edilebilirlik ve optimum sistem davranışına göre en uygun kesite karar verilmiş ve ikincil iyileştirme çalışmasına geçilmiştir. Çalışmada, ikinci iyileştirmenin ilk arazi ölçümleri sonuçları

da verilmiştir. İkinci iyileştirme sonuçları birinci iyileştirme sonucuna göre daha olumlu olmuştur [87].

Maurya, Sharma, ve Naresh, 2005 yılında yaptıkları çalışmada, tekil taş kolon ve grup taş kolonlara yükleme deneyi yapmışlardır. Hindistan'ın batı sahili boyunca uzanan termik santraller altında kalan zemin için iyileştirme yöntemi olarak, tokmaklama yöntemi ile imal edilmiş taş kolonlar kullanılmıştır. Bu çalışmada bir grup yükleme testleri ve onun sonuçları sunulmuştur. İyileştirme sonucunda elde edilen yük oturma davranışları ortaya konmuş ve grup ve tekil taş kolonun davranışları, güvenlik faktörleri ve izin verilebilir oturma değerleri temel alınarak karşılaştırılmıştır. Çalışma sonucunda grup taş kolonun oturma durumunda tekil taş kolona göre daha etkili olduğu görülmüştür [88].

Patel ve Shroff, 2005 yılında yaptıkları çalışmada, yumuşak kaolin kil tabakasında, tamamen taş kolon, kompozit taş kolon ve yüzen taş kolondan oluşan deney modelleri geliştirilmiştir. Çalışmada, 1. model olarak 80 mm çapında, 590 mm uzunluğunda tamamıyla taş kolon, 2. model olarak birinci kısmı 80 mm çapında, 340 mm uzunluğunda ikinci kısmı 60 mm çapında, 150 mm uzunluğunda taş kolon kullanılmıştır. 3. Model olarak 80 mm çapında, 340 mm uzunluğunda taş kolon ve 60 mm çapında 150 mm boyunda kum kolon, 4. model olarak da 80mm çapında 340mm boyunda yüzen taş kolon kullanılmıştır. Çalışma sonuçları taşıma gücü, oturmalar ve kesme dayanımları olarak grafik ve tablo halinde sunulmuştur [89].

Tan ve Khine, 2005 yılında yaptıkları çalışmada, taş kolonları sonlu elemanlar metodu ile modellemiş ve durum analizi yapmışlardır. Sonlu eleman analizine, taş kolonlarla iyileştirilmiş temellerdeki oturmaların tahmini ve taş kolon davranışının daha iyi anlaşılması için ihtiyaç duyulur. Bu çalışmada düzlem şekil değiştirme modeli asimetric model gibi eşleştirilmiştir. Sonlu elemanlar modelinin sonuçları 2001 yılında Han-Lee tarafından belirtilen birim hücre metodu ile karşılaştırılmıştır. Daha sonra bu sonlu elemanlar yöntemi Malezya'da bulunan Pantai ekspres otoyolunda uygulamaya konulmuştur. Projede taş kolonlar, kare yerleşimli olarak dolgu altındaki zayıf zeminin iyileştirmesi için kullanılmıştır. Arazide ölçülen oturma değerleri sonlu elemanlar modeliyle analiz edilen sonuçlar ile karşılaştırılmış

ve taş kolonlar ile iyileştirilmiş arazide elde edilen sonuçlar ile sonlu eleman sonuçları birbirine oldukça yakın bulunmuştur [90].

Al-Homoud ve Degen, 2006 yılında yaptıkları çalışmada,, Marine Double-Lock Gravel Pump adı verilen limanlarda kullanılan taş kolon imalat tekniğini tanıtmışlardır. Bu yeni sistemde deprem için gerekli olan yüksek kaliteli ve güvenli taş kolon imalatı hızlı ve oldukça etkili bir şekilde yapılabilmektedir. Su altında taş kolon imalatında oldukça önemli olan kalite kontrol teknikleri bu sistemde yol gösterici ilkeler olarak uygulamada çalışacak mühendislere sunulmuştur. Bu kadar yüksek standartların normalde daha büyük maliyetler gerektirebileceği, fakat tersine bu yöntemde doğru bir düzenleme ile daha az dikkat ile daha güvenli imalatlar yapılabileceği vurgulanmıştır [91].

Malarvizhi ve Ilamparuthi, 2006 yılında yaptıkları çalışmada,geogrid sarılmış taş kolonları modellenmiştir. Çalışmada geogrid sarılmış taş kolon sonlu eleman modeli Plaxis ile modellenmiş ve deneysel koşullarda simule edilmiştir. Çalışmada sadece çekmeye çalışan geogrid kullanılmıştır. Kil ve taş kolon Mohr Coulomb model ve Soft soil model ile modellenmiştir. Çalışmada farklı çaplarda taş kolon uygulamaları modellenmiş ve her seferinde geogrid örtülü taş kolonlardan daha yüksek performans elde edilmiştir [92].

Murugesan ve Rajagopal, 2006 yılında yaptıkları çalışmada, geosentetik ile çevrelenmiş taş kolonların sayısal çözümlerini belirlemek amacı ile bir çalışma yapmışlardır. Taş kolonların yumuşak zeminlere yerleştirildikten sonra, zeminin yatay yönde taş kolonları desteklemediği ve bununda taş kolonların taşıma gücünü önemli derece azalttığı düşünülmüş ve zemin içerisine yerleştirilen taş kolonların etrafı geosentetik ile çevrelenmiştir. Çalışma sonucunda taş kolon içindeki sınırlandırılmış gerilmenin geosentetik çevrelemesi ile daha yüksek olduğu görülmüştür. Taş kolon çapının iki katı kadar bir uzunluğu taş kolonun üstünden itibaren sarılması ile elde edilen iyileştirmenin, taşıma gücünde de aynı sonuçları verdiği görülmüştür. Bu durum normal taş kolonlar ile karşılaştırıldığında geosentetik sargılı taş kolonlarının taşıma kapasitelerinin taş kolon çevresindeki zeminin yatay yönde desteklemesi ile ilgisi olmadığını ortaya çıkarmıştır [93].

Rollins ve ark., 2006 yılında yaptıkları çalışmada, Utah'ta Wasatch fayına yaklaşık 3 km uzaklıkta bulunan Cherry Hill kavşak köprüsü ve Shepard Lane üst geçidinde taş kolon ve dren sistemleri ile zemin iyileştirme çalışmaları yapmışlardır. Cherry Hill geçidinin zemin koşulları kum ve siltli (ortalama %30 ince tane oranı) kumdan oluşmaktadır. Bu alanda 850 adet taş kolon uygulaması yapılmıştır. Shepard Lane üst geçidinde ise 152 adet taş kolon ve 346 adet destek dren sistemi uygulanmıştır. Bu bölgelerde yapılan iyileştirmelerle zeminin rölatif sıkılığı arttırılmıştır [94].

Ambiliy ve Ganhi, 2007 yılında yaptıkları çalışmada, yedi kolondan oluşan grup taş kolon ve tekil taş kolonların davranışlarını sayısal ve deneysel olarak incelemişlerdir. Deneysel çalışmalarda taş kolon aralığı, kilin kayma mukavemeti ve yükleme koşulları gibi değişen parametreler kullanılmıştır. Tekil taş kolonların yüklemesi sadece taş kolon ve tüm alan üzerinde olmak üzere iki farklı şekilde yapılmıştır. Grup taş kolonların yüklemesi ise tüm alan üzerinde 7 adet taş kolonu kapsayacak biçimde ve farklı taş kolon aralıkları için yapılmıştır. Deneyler sonucunda yük deplasman ilişkileri belirlenmiştir. Ayrıca tüm deney sonuçları için sıklık iyileştirme faktörleri de belirlenmiştir. Yapılan tüm deneyler Plaxis sonlu elemanlar programı ile modellenmiş ve sonuçlar arasında yakın bir ilişki bulunmuştur [95].

Black ve ark., 2007 yılında yaptıkları çalışmada, turba gibi zayıf zeminlerde taş kolon yönteminin performansını belirlemek amacı ile deneysel bir çalışma yapmışlardır. Oluşturulan deney düzeneği ile üç tabaka halinde farklı yüksekliklerde zemin ortamı oluşturulmuştur. Bu ortamda ilk önce taş kolonsuz halde deneyler yapılmıştır. Daha sonra yine zemin ortamı için taş kolonlar ile iyileştirme yapılarak deneyler yapılmıştır. Son seri deneylerde ise taş kolonlar, boru şeklinde tel kafes ile mantolama, çimento başlık ve çubuklar ile güçlendirilmiştir. Çalışma sonucunda çeşitli metotlar ile güçlendirilmiş taş kolonların yük deplasman ilişkilerindeki iyileşme gözle görülür şekilde ortaya çıkmıştır [96].

Deb, Basudharve Chandra, 2007 yılında yaptıkları çalışmada, taş kolon ile iyileştirilmiş kil zemin üzerinde bulunan granüler dolguya serilmiş geosentetik malzemenin ve oluşturulan modelin davranışını incelemişlerdir. Doygun haldeki kilin konsolidasyon davranışı Kelvin-Voight modeline göre idealleştirilmiştir.

Çalışmada kilin ve taş kolonun doğrusal olmayan davranışı göz önünde bulundurulmuştur. Çalışmaya taş kolonların konsolidasyon üzerindeki etkiye dahil edilmiştir. İlk etapta iki farklı durum için modelleme yapılmıştır. Birinci modellemede sadece taş kolon ile iyileştirme yapılmıştır. İkinci modellemede ise geosentetikte iyileştirmeye dahil edilmiş ve farklı B/L (Temel genişliği/Geosentetik uzunluğu) oranları için deneyler tekrarlanmıştır. Deneyler sonucunda geosentetik kullanımının oturmaları azalttığı görülmüştür. Ayrıca sonlu farklar metodu kullanılarak oluşturulan sayısal çözüm model sonuçları karşılaştırılmıştır. Çalışma sonucunda sayısal ve deneysel model arasında yakın sonuçlar bulunmuştur [97].

Demir, 2007 yılında yaptıkları çalışmada, yumuşak killi zeminler üzerine dolgu inşa edilmesi durumunda, taş kolonlar ve geopier elemanlar uygulanması ile taşıma kapasitesinin artırılması ve oturmaların azaltılması incelenmiştir. Plaxis sonlu elemanlar programı kullanılarak analiz edilmiştir. Hem literatürdeki hesap yöntemleri ile yapılan analizler hem de Plaxis sonlu elemanlar programı yardımı ile yapılan analiz sonuçlarından anlaşılacağı üzere taş kolon ile iyileştirilen zeminin taşıma kapasitesi artmaktadır. Ayrıca meydana gelmesi beklenen oturma değerleri iyileştirilmemiş zemine göre bir hayli azalmaktadır. Taş kolonlar davranışı literatürde bulunan yöntemlere göre hesaplanırken gerilme konsantrasyon oranı $n=3$ olarak alınmıştır. Plaxis sonlu elemanlar yöntemiyle yapılan analizlerde bu değer değişik kolon çaplarına göre 2.88 ile 3.70 arasında değiştiği bulunmuştur. Geopier elemanların literatürde bulunan yöntemlere göre hesaplanmasında ise gerilme konsantrasyon oranı $n=6$ olarak alınmıştır. Plaxis sonlu elemanlar yöntemiyle yapılan analizlerde ise bu değer değişik kolon çaplarına göre 5.35 ile 5.75 arasında değiştiği bulunmuştur. Sonuç olarak yumuşak killi zemine dolgu ile yükleme yapıldığında meydana gelecek oturmaların çok büyük olacağı anlaşılmaktadır. Ayrıca yapılan hesaplamalar konsolidasyon oturmasının %90'ının meydana gelmesi için yaklaşık 5 yıl süre gerektiğini göstermektedir. Bu sürenin ve oturmaların azaltılması, taşıma gücünün artırılması için taş kolonlar ve geopier gibi zemin iyileştirme yöntemlerine başvurulabileceği gözlemlenmiştir. [98].

Guetif, Bouassida ve Debats, 2007 yılında yaptıkları çalışmada, yumuşak kile vibroyerleştirme metodu ile yerleştirilmiş taş kolonlarda Young modülü ile iyileştirmenin değerlendirileceği bir model önerilmiştir. Yumuşak killerde birincil konsolidasyon oturması formuna izin veren sayısal kompozit hücre modeli Plaxis programı ile gerçekleştirilmiştir. Çalışmada sayısal modelleme için Mohr-Coulomb modelinin plastik davranış için oldukça iyi sonuç verdiği, iyileştirilmiş zemin karakteristiklerini tam olarak yansıttığı belirtilmiştir. Ayrıca sayısal modellemeden yumuşak zemindeki Young modülünün iyileşme derecesi tahmin edilmiştir [99].

Liew ve Tan, 2007 yılında yaptıkları çalışmada, yumuşak zemin içinde inşa edilen taş kolon elemanlarının davranışlarını yükleme testleri ile incelemiştir. Proje kapsamında uygulanması planlanan 10 m yüksekliğinde toprakarme duvarın düşey ve yatay stabilitesinin sağlanması amacıyla teknik ve ekonomik sebeplerden dolayı taş kolon uygulamasına karar verilmiştir. Söz konusu yapının desteklenmesi amacıyla 100 cm çaplı taş kolonların merkezden merkeze 2 m karelaç ile uygulanması kararlaştırılmıştır. Taş kolonların projelendirilmesi literatürde belirtilen tasarım yöntemleri dikkate alınarak gerçekleştirilmiş olup, tasarımın performansını incelemek amacıyla 1.0 m x 1.0 m boyutlarındaki plaka üzerinde yükleme testleri yapılmıştır. 900 kN maksimum yük altında oturma miktarı 110 mm olarak ölçülmüştür. İyileştirme olmadan önce tahmin edilen oturma miktarı 650 mm mertebelerinde iken, taş kolonlar ile iyileştirilmiş bölgede tahmin edilen oturma miktarı 250-280 mm mertebelerindedir. Söz konusu yapının inşaatından sonra da devam eden oturma miktarlarının ölçümü yapılmış olup, 4 aylık bir zaman diliminde oturmaların halen 115 mm mertebelerinde olduğu gözlenmiştir. Ayrıca en kritik iki kesimdeki oturma oranının yıl sonunda 0.2 mm/gün olduğu görülmüştür. Toprakarme duvarın imalatından 6 hafta sonra yumuşak kil birimlerde gözlemlenen bu sıkışmanın taş kolonların etkin bir drenaj sistemi olarak da çalıştığını göstermektedir [100].

McCabe, McNeill ve Black, 2007 yılında yaptıkları çalışmada, taş kolonlar hakkında genel bilgi vermişlerdir. Ayrıca son yıllarda İrlanda da bu yöntem kullanılarak yapılan zemin iyileştirmeleri hakkındaki uygulamaların hangi tip zeminlerde ve ne

amaçla uygulandılarından bahsetmişlerdir. İrlanda'nın farklı bölgelerinde uygulan bu yöntemle genellikle zeminlerin taşıma gücü artırılmış ve oturmalar hızlandırılmıştır. Yapılan çalışmalar incelendiğinde sayısal hesaplarda Plaxis programının sıklıkla kullanıldığı görülmüştür [101].

Elshazly, Elkasabgy ve Elleboudy, 2008 yılında yaptıkları çalışmada, taş kolon aralıkları ve vibro-yerdeğiştirme metodu ile ortaya çıkan zemin gerilmesi ilişkisinin ilginç sonuçlarını göstermişlerdir. Bu ilişki farklı plaka yükleme deneyleri sonucu elde edilen oturma değerleri ve farklı taş kolon aralıkları sonucunda elde edilen performansların incelenmesi ile ortaya çıkarılmıştır. Bulguların doğrulanması için saha çalışmalarından laboratuvar deney ve sonuçlarından yararlanılmıştır. Ayrıca zamana bağlı zemin deformasyonlarını ve boşluk suyu basınçlarını dikkate alan sonlu elemanlar yöntemi de çalışmada kullanılmıştır. Zemin içindeki gerilme değişimi yatay gerilmenin düşey gerilmeye oranı olarak tarif edilmiş ve taş kolon aralığının bir fonksiyonu olarak tanımlanmıştır. Çalışmada bu oranın taş kolonlar arası mesafenin artması ile arttığı görülmüştür [102].

Deb, Basudhar ve Chandra, 2008 yılında yaptıkları çalışmada, taş kolon ile iyileştirilmiş kil zemin üzerinde bulunan granüler dolguya tabakalar halinde serilmiş geosentetik malzemenin ve oluşturulan modelin davranışını incelemişlerdir. Taş kolon ile iyileştirme yapıldığı zaman tek şerit halinde serilen geosentetikten elde edilen iyileştirme tabakalar halinde serilerek yapılan iyileştirmeden daha iyi sonuçlar vermiştir. Ayrıca taş kolon ile iyileştirme yapılmadan tabakalar halinde geosentetik serildiğinde oturma değerlerinin oldukça azaldığı görülmüştür [103].

Kuruoğlu, 2008 yılında yaptığı çalışmada, enstrümente edilmiş temeller üzerinde gerçekleştirilen arazi grup yükleme deneylerinin sonuçları kullanılarak kalibre edilmiş, üç boyutlu bir sonlu elemanlar programı tokmaklanmış taş kolon gruplarına oturan temellerde oturma iyileştirme faktörünün tahmin edilmesinde kullanılmıştır. Bu amaçla, kolonlar etrafında tokmaklama sırasında meydana gelen sıkışmayı dikkate alan basitleştirilmiş bir üç boyutlu sonlu elemanlar modeli (Kompozit Zemin Modeli) geliştirilmiştir. Bu kalibre edilmiş üç boyutlu sonlu elemanlar modeli kullanılarak, değişik alan oranlarına ($AR=0.087 - 0.349$) ve kolon modüllerine

($E_{column}=36\text{MPa} - 72\text{MPa}$) sahip tokmaklanmış taş kolon grupları üzerine oturan değişik boyutlardaki ($B=2.4\text{m} - 4.8\text{m}$) kare temellerin farklı mukavemet özelliklerinde ($c_u = 20\text{kPa} - 60\text{kPa}$) ve kalınlıklardaki ($L=5\text{m} - 15\text{m}$) sıkışabilir kil tabakalarındaki oturma iyileştirme faktörleri için tasarım abakları üretilmiştir. Analizler sonucunda oturma iyileştirme faktörünün alan oranı, kolon modülü ve temel basıncının artması ile arttığı sonucuna varılmıştır. Öte yandan, oturma iyileştirme faktörünün sıkışabilir kil tabakasının mukavemetinin ve kalınlığının ve temel boyutlarının artması ile azaldığı gözlenmiştir. Aynı model yüzen taş kolon gruplarının davranışlarının araştırılması için de kullanılmıştır. Analizler sonucunda, alan oranı, kolon modülü arttıkça, sıkışabilir kil tabakası kalınlığı azaldıkça ve sıkışabilir kil tabakasının mukavemeti azaldıkça, oturmayı azaltmak için yüzen kolonlar yerine uç kolonları kullanmanın avantajının arttığı sonucuna varılmıştır [104].

Arman ve ark. 2009 yılında yaptıkları çalışmada, derin alüvyon bir zemine ve sismik olarak aktif bir bölgede yer alan Adapazarı'nda uygulanan taş kolon ile ilgili bir vaka analizini içermektedir. Bu çalışmada oluşturulan taş kolon zemin iyileştirme yöntemi deplasmana dayalı olarak sayısal analizi yapılmıştır. Çalışma sonucunda, taş kolon uygulaması düşey dren gibi çalışarak deprem sırasında meydana gelen aşırı boşluk suyu basıncını azalttığı görülmüştür. Bu durum deprem sırasında sıvılaşma problemi olan alanlarda taş kolon zemin iyileştirme yönteminin uygulanabilirliğini göstermiştir [105].

Isaac ve Girish, 2009 yılında yaptıkları çalışmada, taş kolon imalatında kullanılan çeşitli malzemelerin uygunluğu üzerinde durulmuş ve çalışmada deneysel olarak kil dolu tankın içerisinde ki model taş kolon için farklı malzemeler kullanılarak düşey yüklemelere tabi tutulmuştur. Yapılan çalışma sonucunda grup kolon testinin grup kolon testinden daha etkili sonuç vereceği görülmüştür. Kullanılan malzemelerden nehir kumunun deniz kumundan daha etkili olduğu görülmüştür. Ayrıca nehir kumunun bazı durumlarda çakıl gibi davrandığı gözlemlenmiştir. Kullanılan malzemenin yüzey yapısı bağlı olarak sıkışma miktarına göre dayanabileceği yük

miktarlıda aratabileceği görülmüştür. Sonlu elamanlar ile deneysel sonuçlar arasında uyum olduğu görülmüştür [106].

Selçuk, 2009 yılında yaptığı çalışmada, sıvılaşmaya duyarlı kum zeminlerde iyileştirme yöntemi olarak uygulanan taş kolonların optimum çap ve açıklıklarının sonlu elemanlar yöntemi ile modellenmesi yapılmış ve deprem sırasında gelişen ABSB'nin dren sistemleri ile sönümlenmesi araştırılmıştır. Boşluk suyu basıncıyla ilgili çeşitli modeller yapıldıktan sonra taş kolonlara yerleştirilmiştir. Taş kolonlar yüksek geçirgenliklerinden dolayı deprem sırasında gelişen ABSB'ni sönümlemektedirler. 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. Analizlerde, kolonlar arası mesafenin artmasına bağlı olarak, BSBO'nun da arttığı belirlenmiştir. Düşük hidrolik iletkenlik değerlerinde BSBO yüksek değerler sunarken, hidrolik iletkenliğin artırılmasına bağlı olarak söz konusu değerlerin azaldığı görülmüştür. Elde edilen bu sonuçlar modelin hazırlanmasında kullanılan teorik ve sayısal yaklaşımlar ile uyumlu değerler vermiştir. Diğer taraftan, zeminin rölatif sıkılığının artmasına bağlı olarak kolonların etki yarıçapında BSBO değerleri, sıkılaştırma etkisi olmayan bir dren sistemine göre daha düşük sonuçlar vermiştir. Ayrıca, model yaklaşım taş kolonların zeminde yarattığı sıkılaştırma miktarını önceden dikkate aldığı için gerçeğe yakın, güvenli ve ekonomik tasarımların yapılabilirliği ortaya konmuştur [107].

Vekli, 2009 yılında yaptığı çalışmada, şev içerisine farklı aralıklarla yerleştirilen taş kolonların, şev stabilitesine etkisi, şevli zemin üzerine yerleştirilen temelin taşıma kapasitesi ve oturma özellikleri laboratuvar ortamında küçük ölçekli model deneyler yapılarak araştırılmıştır. İlk olarak taş kolonsuz halde, kil şevin taşıma gücü ve oturma özellikleri incelenmiştir. Daha sonra şevli zemin içerisine taş kolonlar farklı s/D oranlarında yerleştirilerek taşıma gücü ve oturma özellikleri incelenmiştir. Taş kolonların şev stabilitesine etkisinin araştırılması amacı ile tek tabakalı zemin durumu, iki tabakalı zemin durumu ve şev rezervuarında su bulunmasını inceleyen parametrik çalışma yapılmıştır. Çalışmada analizler farklı şev açıları, farklı $c/(\gamma.H)$

oranları ve farklı s/D oranları için Plaxis ile yapılmıştır. Yapılan analizlerden taş kolonların şevlerin stabilitesini, farklı parametrelerin etkisine bağlı olarak 1.18~1.62 kat artırdığı bulunmuştur [108].

Moayedi ve ark.,2010 yılında yaptıkları çalışmada, temellerin altında bulunan taş kolonların büyük bir depremdeki davranışını incelemektedir. Bu çalışmada genel olarak Basra körfezinin kuzeyindeki Hormoz adasındaki atık depolama alanında ki aşırı boşluk suyu basıncını azaltmak için yapılan taş kolonlarının incelenmesine dayanan bir vaka çalışmasıdır. Bu bölgede dinamik davranışı anlayabilmek için yerinde hidrolik iletkenlik Standart Penetrasyon Deneyi gibi deneyler yapılmıştır. Ayrıca bu durum sayısal modelleme ile analiz edilmiştir. Hem yerinde hemde sayısal modelleme sonuçları gösterdiği deprem sırasında taş kolonlar bir dren gibi davranarak aşırı boşluk suyu basıncını azaltarak sıvılaşmayı önlemektedir [109].

Zahmatkesh ve Choobbasti,2010 yılında yaptıkları çalışmada, taş kolon'la donatılmış yumuşak kil davranışı araştırılmıştır. Taş kolon'la donatılmış yumuşak kilin oturma davranışı sonlu elemanlar programı plaxis yardımıyla modellenmiştir. Sonlu elemanlar programında konsolidasyon analizi için, Mohr Coulomb modeli kullanılarak hesaplamalar yapılmıştır. Yumuşak kil ve taş kolon arasındaki ilişki için arayüz elemanlar kullanılmıştır. Bu nümerik çalışmada zeminde oluşan yanal gerilme katsayısı ve gerilme artışı oranı (Settlement Reduction Ratio) tahmin edilmiştir. Yumuşak kilde taş kolon uygulamasından sonra gerilme farkı ve kolonlar arası mesafe irdelenmiştir. ve Sonuçta literatür sonuçlarıyla nümerik çalışma sonuçları karşılaştırılmıştır [110].

Abusharar ve Han, 2011 yılında yaptıkları çalışmada, yumuşak killi şeve inşa edilen taş kolon ile güvenlik faktörü durumunun değişimi incelenmiştir. Şeve inşa edilen taş kolonun yeraltı su durumunda ayrıca farklı taş kolon arasındaki mesafelerde şevdeki güvenlik faktörü durumu incelenmiştir. Sonuç olarak yeraltı suyunun varlığı gözenek suyu basıncına bağlı olarak şevdeki güvenlik faktörünü azaldığı görülmüştür [111].

Kolekar, Mir ve Murty, 2011 yılında yaptıkları çalışmada, deniz kili içine yerleştirmiş taş kolonun statik ve döngüsel yükler altındaki davranışı deneysel

olarak incelenmiştir. Kullanılan taş kolonun çapı 100 mm ve taş kolon içinde kullanılan çakılın çapları 2-8 mm arasında değişen boyuttadır. Yapılan çalışma sonucunda taş kolonlu zemin statik ve döngüsel yüklere karşı zemin dayanımını arttırdığı, yine taş kolonun döngüsel yükü absorbe etmesi sebebiyle yine zemin dayanımının azalmasını önlediği gibi durumlar gözlemlenmiştir [112].

Ataman, 2011 yılında yaptığı çalışmada, darbeli taş kolonların iki aşamalı model deneyler ile gerçekleştirilmesi amaçlanmıştır. Bu amaç için YTÜ olanakları ile geliştirilen bir darbeli taş kolon makinası kullanılarak iki aşamalı model deneyler gerçekleştirilmiştir. Deneylerin ilk aşamasında DTK üretiminden önce Rowe hücresinde 100 kPa basınç altında konsolide edilerek hazırlanan zeminden alınan numuneler ile konsolidasyon ve mukavemet deneyleri yapılmıştır. Deneyler sırasında zemine oturma plakaları, ve gerilme hücreleri yerleştirilerek her iki deney aşamasında yükleme-yer değiştirme, boşluk suyu basıncı ve gerilmeler ölçülmüştür. Genel olarak deney sonuçlarına bakacak olursak; Darbeli taş kolonun hesaplanan kapasitesi ve yükleme deneyi ile ulaşılan sonuçlar yaklaşık olarak aynı değerleri vermiştir. İyileştirilmeyen zemin üzerinde yapılan yükleme deneyi ile iyileştirme yapılan zemin üzerinde oluşturulan darbeli taş kolondaki yükleme deneyi sonucunda oluşan deplasmanlara bakıldığında 3.5 ile 4 kat daha fazla deplasman yaptığı görülmüştür. İyileştirme yapılmış zeminde üretilen darbeli taş kolon ile, iyileştirilme yapılmayan zeminde üretilen darbeli taş kolonda yapılan yükleme deneyi karşılaştırıldığında 1.5 - 2 kat arasında daha fazla iyileştirme sağlandığı görülmüştür. Darbeli taş kolon oluşturulan zeminde eksenel yükleme deneyi sonucunda oluşan deplasmanlar değerlendirildiğinde, zeminin darbeli taş kolona göre daha çabuk göçtüğü ve aynı yükleme koşulları altında 2 kat daha fazla deplasman yaptığı belirlenmiştir. Model deney tankında oluşturulan darbeli taş kolon ile iyileştirilen zeminde, kolon çapından 30 cm uzaklıktan sonra çevre zemine olan iyileştirme oranının düştüğü gözlenmiştir. Üretilen model DTK üzerinde yapılan gözlemlerde boğumlarda oluşan hacim değişimi kolon çapının 1.5 ile 2.0 katı arasında değişmektedir. İyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş zemin numuneleri üstünde yapılan (UU, CU,) üç eksenli deney sonuçlarına göre E_u ve E' değerlerinin %20'ye varan bir iyileştirme gösterdiği gözlenmiştir. İyileştirilmiş zemin ve iyileştirilmemiş zemin

numuneleri üstünde yapılan birçok serbest basınç, (UU) üç eksenli deneyi, cep penetrometresi ve vane deneyleri sonucunda cu değerlerinin %7'ye kadar bir artış gösterdiği görülmüştür [113].

Deb ve Dhar, 2011 yılında yaptıkları çalışmada, çok amaçlı bir optimizasyon tekniği kullanarak yumuşak zeminlerde taş kolon dizaynını kapsamaktadır. Sonuç olarak yapılan bu çalışmada yumuşak zeminlerde taş kolon için optimum tasarım parametreleri için simülasyon optimizasyonuna dayalı bir metodoloji geliştirilmiştir [114].

Kurt, 2011 yılında yaptığı çalışmada, taş kolon darbeli kırmataş kolon sistemlerinin performansları arazi yükleme testleri yardımıyla karşılaştırılmıştır. İnceleme alanında üç farklı tipte imalat yöntemi ile dört adedi darbeli kıma taş kolon elemanı ve dört adedi ise taş kolon elemanı olmak üzere toplamda sekiz adet kolon imal edilmiştir. Aynı çaplarda (50 cm) ve boylarda (6.50 m) imal edilen bu kolonlar üzerinde, kolonlara ait tasıma kapasitesinin ve rijitliğinin belirlenmesine yönelik olarak arazi yükleme testleri gerçekleştirilmiş olup, yükleme testlerinden elde edilen sonuçlar sonlu elemanlar yöntemini kullanan Plaxis 2D programı analiz sonuçları ile birlikte değerlendirilmiştir. Yapılan tüm değerlendirmeler sonucunda, öteleme yöntemi ile imal edilen taş kolon elemanı rijitliğinin, ön delgi yöntemi ile imal edilen taş kolon elemanı rijitliğine oranı yaklaşık 4 olarak elde edilmiştir. Impact yöntemi ile imal edilen darbeli kırmataş kolon elemanı rijitliğinin, öteleme yöntemi ile imal edilen taş kolon elemanı rijitliğine oranı ise 2.2-8.8 arasında değiştiği görülmüştür. Tasarım yükü altında ölçülen oturma miktarları değerlendirildiğinde; ön delgi yöntemi ile imal edilen taş kolon elemanlarında meydana gelen oturma, öteleme yöntemi ile imal edilen taş kolon elemanlarında meydana gelen oturmaya oranı 2 olarak elde edilmiştir. Ön delgi yöntemi ile imal edilen taş kolon elemanlarında meydana gelen oturma, Impact yöntemi ile imal edilen darbeli kırmataş kolon elemanlarında meydana gelen oturmaya oranının ise 5 olduğu görülmüştür. Taş kolon elemanlarına göre oldukça rijit olan darbeli kırmataş kolon elemanlarının, oturma ve tasıma kapasitesi yönünden etkili bir zemin iyileştirme yöntemi olduğu gerçekleştirilen arazi yükleme testi sonuçları ile kanıtlanmıştır [115].

Namal, 2011 yılında yaptığı çalışmada, yumuşak bir zeminde imal edilmiş taş kolon ve geotekstil kaplı taş kolonların imalatı sırasında zeminde gerçekleştirebileceği iyileştirme oranı ve yük altında çalışma mekanizmasının incelenmesi amaçlanmıştır. Bu amaç için YTÜ olanakları ile geliştirilen bir taş kolon makinesi kullanılarak iki aşamalı model deneyler gerçekleştirilmiştir. Deneylerin ilk aşamasında yumuşak killi malzeme yerleştirilmiş bir model deney tankında taş kolon imal edilmiş ve daha sonra eksenal olarak yüklenerek göçmeye zorlanmıştır. İkinci aşamada ise geotekstil kılıf oluşturularak geotekstil kaplı taş kolon (GEC) imal edilmiştir ve eksenal olarak göçmeye zorlanmıştır. Yapılan iki adet model deneyde taş kolon imalatı sırasında gerçekleşen iyileşme oranını belirlemek için kolon imalatı öncesi ve kolon imalatı sonrası örselenmemiş örnekler alınarak üzerinde üç eksenli ve basit kesme deneyleri gerçekleştirilmiştir. Deneyler sırasında zemine oturma plakaları ve gerilme hücreleri yerleştirilerek her iki deney aşamasında yükleme-yer değiştirme, boşluk suyu basıncı ve gerilmeler ölçülmüştür. Yapılan deneysel çalışmalar sonucunda geosentetik sarılı taş kolonun normal taş kolona göre bir çok yönde avantajı olduğu görülmüştür [116].

Kim ve ark., 2012 yılında yaptıkları çalışmada, sarsma tablası kullanılarak taş kolonla iyileştirilmiş model zemine sismik yük uygulanmıştır. Deney sonucundadeprem gibi dinamik bir yük etkisinde taş kolonlar kil tabakalarında geniş kayma deformasyonları önlediği görülmüştür [117].

Sünnetçioğlu, 2012 yılında yılında yaptığı çalışmada, uç ve yüzen tip taş kolonlar ile desteklenen temellerin oturma azaltma oranlarını incelemek amacı ile deneysel bir çalışma gerçekleştirilmiştir. Yüzen tip taş kolonlar için, deneyler temel ve temel genişliğinin iki katına eşit kolon boylarında ($L=B$, $2B$) gerçekleştirilmiştir. Deneyler, $200\text{mm} \times 200\text{mm} \times 200\text{ mm}$ boyutlarındaki kübik yükleme tanklarında gerçekleştirilmiştir. Deneysel çalışmada diğer parametreler sabit tutulurken tek değişken olarak kolon boyu (L) belirlenmiştir. Çalışma sonucunda taş kolon boyunun artırıldığı surece oturma azaltma oranlarının tüm derinlik aralıklarında düştüğü görülmüştür. Ancak, kolon boyu için bir eşik değerinin ($L= 2B$) bulunduğu ve bu değerden uzun kolon boylarında az oranda oturma iyileştirmesi elde edildiği görülmüştür [118].

Vekli ve ark.,2012yılında yaptığı çalışmada, taş kolonlarla iyileştirilmiş şevlerin stabilite analizi deneysel olarak ve sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak incelenmiştir. Deneyler, dikdörtgen kesitli küçük ölçekli bir kutu içerisine yerleştirilen şevli yumuşak kil ile yapılmıştır. Şevli yumuşak kilin üstüne konulan bir temelin sınır taşıma gücü ve şevin kaymaya karşı güvenlik sayıları bulunmuştur. Sayısal çalışmada kil ve çakıl iki boyutlu düzlem deformasyon koşullarında Mohr-Coulomb malzeme modeliyle temsil edilmiştir. Yapılan deneysel ve sayısal çalışmalardan elde edilen sonuçların uyum içinde olduğu görülmüştür. Bu uyumdan yola çıkarak, taş kolonların şev stabilitesine etkisinin araştırılması amacı ile bir ve iki tabakalı zemin kesitlerinin dikkate alındığı parametrik bir çalışma gerçekleştirilmiştir. Parametrik çalışmada analizler, farklı şev açıları, farklı $c/(\gamma H)$ oranları ve farklı s/D oranları için yapılmıştır. Analizler sonucunda taş kolonların şevlerin stabilitesini 1.18-1.621 kat artırdığı gözlenmiştir [119].

Adeli, 2013yılında yaptığı çalışmada, taş kolonların analizi için geliştirilmiş teorik yaklaşımlar hakkında bilgi verilmiştir. İlk etapta analitik yöntemler daha sonra ise sayısal yöntemler irdelenmiştir. Sayısal yöntemlerin doğruluğu analitik yöntemlerle karşılaştırılarak araştırılmış, daha sonra arazide inşa edilmesi planlanan grup taş kolonların ön tasarımı sayısal yöntemlerle gerçekleştirilmiştir. Bu analizlerde taş kolonlarla ilgili parametrik çalışma yapılarak farklı parametrelerin (kolon çapı, kolon elastisite modülü, kolonlar arası mesafe gibi) taş kolonla güçlendirilmiş zeminin taşıma kapasitesi ve oturma davranışı üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Bu sonuçlardan yola çıkılarak arazideki uygulama için en uygun çap ve yerleşim oranları elde edilmiştir. Bu çalışmanın devamında taş kolonla güçlendirilmiş zeminlerin iki boyutlu olarak sonlu elemanlar yöntemi ile modellenmesinde eksenel simetrik koşullardan düzlem deformasyon koşullara dönüştürme için geliştirilmiş iki basitleştirilmiş eşleme yöntemi hakkında bilgi verilmiştir. Bu yöntemlerin doğruluğu üç boyutlu sayısal analiz sonuçları ile karşılaştırılarak irdelenmiştir. Son olarak bu eşleme yöntemlerinin uygulandığı bir dolgu problemi hem iki boyutlu hem de üç boyutlu olarak analiz edilmiş ve elde edilen sonuçlar arazi okumaları ile karşılaştırılmıştır. Böylece eşleme yöntemlerinin ne derece güvenilir sonuçlar sağladığı araştırılmıştır [120].

Dasm ve Pal, 2013 yılında yaptıkları çalışmada, doğal konsalide durumda killi siltli kumların yük taşıma kapasitesini taş kolonlar geliştirilmesini incelemektedir. Ayrıca geosentetik kaplı olana ve olmayan taş kolon davranışı ele alınmıştır. Yapılan çalışmada, taş kolonun çapında artışa paralel olarak geosentetik kaplı taş kolonlarda taşıma kapasitesinin arttığı fakat katmanlı bir zeminde geosentetik kaplı taş kolonun çapı arttıkça taşıma kapasitesinde azalma olduğu gözlemlenmiştir [121].

Deb ve Mohapatra, 2013 yılında yaptıkları çalışmada, dolgularda geosentetik ile güçlendirilmiş taş kolonların davranışı incelenmiştir. Ayrıca bu çalışmada taş kolonun rijitliği üzerinde durulmuştur. Çalışmada gerilme aksiyonuna dayalı bir method kullanılmıştır. Kullanılan bu analitik metod diğer güncel tasarım metodlarıyla da doğrulanmıştır. Bu makale, geosentetik ile güçlendirmenin rijitlik üzerine etkileri, yumuşak zemin derinliği ve zemin ağırlığı, taş kolonun çapı, geosentetik ile güçlendirilmiş taş kolon destekli dolgunun davranışı ile ilgili parametrik bir çalışmadır [122].

Ghazavi ve Afshar, 2013 yılında yaptıkları çalışmada, geosentetikle güçlendirilmiş taş kolonların taşıma kapasitesi üzerinde durulmuştur. Çalışma, laboratuvar ortamında 60 mm, 80 mm, ve 100 mm çaplı ve çapın beş katı uzunluğundaki taş kolonlara geosentetikli ve geosentetiksiz olarak deneyler tabii tutulmuştur. Yapılan çalışma sonucunda, geosentetikle güçlendirilmiş taş kolonların taşıma kapasitesinin güçlendirilmemiş taş kolona göre daha fazla taşıma kapasitesine sahip olduğu görülmüştür [123].

Mirsalehi, 2013 yılında yaptığı çalışmada, oturmalar, aşırı boşluk suyu basıncı, ve stresler analiz edilerek, toprak dolgu altında taş kolonların birim hücre ve tam ölçekli koşulda davranışı çalışılmıştır. Bunun yanında kabarmalar, dairesel gerilim ve geotekstille desteklenmiş kolonların davranışları da irdelenmiştir. Sonuç olarak, taş kolonların oturmaları azaltmada ve konsolidasyon hızını artırmada çok etkili olduğu gözlemlenmiştir. Kolon çapları arttıkça taşıma gücü artıyor ve oturmalar azalıyor. Maksimum oturma yer yüzeyinde olup derinlik ve çap arttıkça azalıyor. Taş kolonun etrafında oluşan stresler taş kolon içerisindeki düşey oturmaları artırıyor, ve süratle dışa doğru azalarak sabitleniyor. Maksimum kabarma ise 1.06 D kum kolon

derinliğinde oluşuyor. Kolon çapı arttıkça kabarma da artıyor. Geotekstille desteklenen kolonlarda ise geotekstilin dayanımı arttıkça, kabarma azalıyor, çevre gerilme dayanımı ise artıyor. Dolayısıyla yüksek dayanımlı geotekstille desteklenen kolonlarda oturmalar da azalıyor. Yanal oturmalar da önce artmış, derinlik ve yanal mesafe arttıkça ise azalmıştır [124].

Raju, Govinda ve Chandrashekhar,2013 yılında yaptıkları çalışmada, yumuşak bir zemini iyileştirmek için kullanılan taş kolonların döngüsel bir yük karşısındaki davranışı incelenmiştir. Çalışmada taş kolonun döngüsel yüklere karşı davranışı incelemek için plaka yükleme deneyi yapılmıştır. Ayrıca çalışmada geosentetik ile kaplı taş kolon davranışı da incelenmiştir. Yapılan çalışma sonucunda taş kolonun döngüsel yük etkisinde taş kolonsuz yumuşak zemine göre elastik sıkıştırma katsayısının (Cu) arttığı gözlemlenmiştir. Ayrıca grup taş kolon ve tekil taş kolonlar elastik sıkıştırma katsayısı (Cu) açısından kıyaslandığında grup taş kolondaki elastik sıkıştırma katsayısının (Cu) daha yüksek olduğu gözükmiştir [125].

Ryu ve Kim, 2013 yılında yaptıkları çalışmada, taş kolon ile güçlendirilmiş zeminin sismik performans 1-g sallayarak tablo bir dizi testler kullanılarak incelenmiştir. Deneysel sonuçlar dinamik yük etkisinde taş kolonlar ile güçlendirilmiş yumuşak zeminlerde büyük kayma gerilmelerinin önlendiği görülmüştür. Ayrıca sismik yük etkisinde taş kolonlu ve taş kolonsuz zemin kıyaslandığında zemin büyütme etkisi azalmıştır [126].

Yıldırım,2013 yılında yaptığı çalışmada, ‘öncelikle, taş kolon ile güçlendirilmiş zeminler hakkındaki literatürün kapsamlı olarak incelenmesi üzerine odaklanmıştır. Daha sonra, taş kolonlarla güçlendirilmiş zayıf kil zeminlerin sayısal modellemesi yapılmıştır. Esas olarak yumuşak killerden oluşan değişik temel zeminlerinde üç vaka seçilmiştir. Bu üç farklı zemin koşulu altında parametrelerin oturma azaltma oranı üzerindeki etkileri parametrik çalışma yapılarak incelenmiştir. Analizler iki boyuta dönüştürülmüş ve bu dönüşüm de çalışma kapsamında karşılaştırılmıştır. Oturma azaltma oranının parametre değişimine gösterdiği tepkilerin üç farklı zemin koşulu altında benzerlik gösterdiği saptanmıştır [127].

Yıldız, 2013 yılında yaptığı çalışmada, sonlu elemanlar analizleri ile taş kolonların yumuşak kohezyonlu zeminlerdeki davranışı incelenmiştir. Bu çalışma nümerik modelleme ile taş kolonlardaki gerilme dağılım faktörünü belirlemek üzerinde yoğunlaşmıştır. Nümerik modellemeler, Plaxis iki boyutlu yazılım programı ile gerçekleştirilmiştir. Gerilme dağılım faktörünün kilin elastisite modülü, taş kolon boyu ve temele uygulanan basınç ile değişimini belirlemek için parametrik bir çalışma yapılmıştır. Rijit temel analizleri gerilme dağılım faktörünün 2.5 ile 5.0 arasında değiştiğini göstermiştir. Oran artan rijit temel basıncı ile azalmakta ve zeminin artan elastisite modülü ile lineer olarak azalmaktadır. Yüzen kolonlar birbirleri ile yakın değerler verirken, uç direnci kolonları daha yüksek gerilme dağılım oranları vermektedir. Gerilme dağılım faktörlerini rijit temellerdekiler ile karşılaştırmak için bükülebilir temel analizleri yapılmıştır. Oranın 1.8 ile 3.0 arasında değiştiği görülmüştür. Yüzen ve uç direnci kolonlarında zeminin değişen elastisite modülüne göre orandaki değişim davranışı rijit temellerdekine benzerdir. Farklı bükülebilir temel basınçları altındaki gerilme dağılım faktörleri neredeyse sabittir. Bükülebilir temel analizlerindeki gerilme dağılım faktörlerinin rijit temellerdekine göre yaklaşık olarak %30 az olduğu tespit edilmiştir [128].

Zhang, Han ve Ye, 2014 yılında yaptıkları çalışmada yumuşak kil üzerindeki dolgularda taş kolonla destekli şevlerin derinlik durumunun sayısal analizini içermektedir. Çalışmada 2-D sayısal modellemeden faydalanılmıştır. Çalışma sonucunda, kısa dönemli koşullar altında kolon duvar yöntemi ile gerilme konsantrasyon oranını dikkate almadan eşdeğer alan yöntemi ile hesaplanan güvenlik faktörü düzeltmelerinde kullanılabilirliğine karar verilmiştir [129].

Gueguin, Hassen ve De Buhan, 2015 yılında yaptıkları çalışmada, taş kololarla güçlendirilen yumuşak killi zeminlerin taşıma kapasiteleri analiz edilmiştir. Çalışmada hafif eğimli kum tabakalarında geosentetik kaplı taş kolonların durumu sonlu elemanlar programında analizi edilmiştir. Ayrıca geosentetik kaplı taş kolon ile normal şekilde dizayn edilen taş kolon kıyaslanmıştır. Çalışma sonucu geosentetik kaplı taş kolonun normal şekilde dizayn edilen taş kolona göre yanal yönde deformasyonu azaltmıştır. Bu çalışma ile geosentetik kaplı taş kolonun zeminin yanal

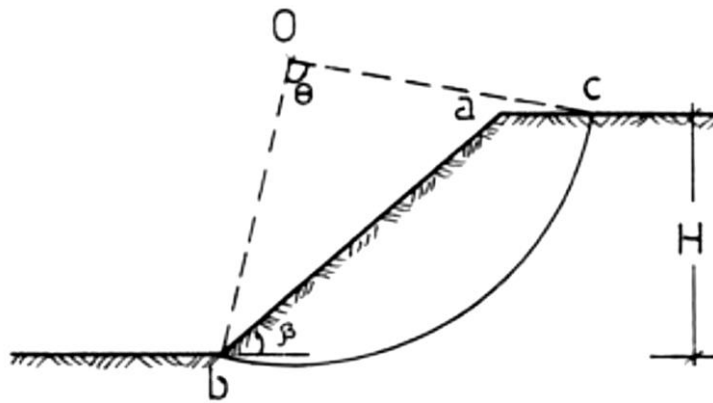
yöndeki geniş deformasyonları önlemesine bağlı olarak zemin sertliğini de arttırdığını görölmüştür. Geosentetik geçirgenliği 0.1 m/sn aşıldığında yanal zemin deformasyonu önemli ölçüde azaldığı gözlemlenmiştir. Bu sonuçlardan geosentetik kaplı taş kolonun zemin sıvılaşmasında etkili şekilde kullanılabileceği görölmektedir [130].



3. ŞEV STABİLİTESİ

3.1. Şev Stabilitesi ile İlgili Genel Tanımlamalar

Zemin mekaniğinde geçmişteki çalışmalar detaylı olarak incelendiğinde doğal veya yapay olarak oluşturulmuş eğik yüzeyler ‘şev’ olarak tanımlanmıştır. Şev stabilite problemi geçmişten beri insanlığı olumsuz etkileyen deprem, sel, volkan patlaması gibi doğal afetlerin başında gelmektedir. Yapılan çalışmalarda araştırmacıların bazıları heyelan terimi ile şev kayması teriminin aynı anlama geldiğini savunurken diğer bir kesimde bu iki terimin farklı anlamlara geldiğini savunmaktadır. Skempton ve Hutchinson (1969), zemin ve kaya kütlelerinde bir veya birkaç yüzey boyunca kesme dayanımının azalması ile meydana gelen şev hareketleri, heyelan olarak tanımlamıştır [131]. Varnes (1978) ise, heyelanlarla şev hareketlerini aynı anlamda geldiğini savunarak, bunları kayma olarak tanımlamıştır [132]. Bir grup Japon araştırmacı ise; dik şevlerde oluşan ani hareketleri şev kayması, yatık şevlerde oluşan yavaş hareketleri de heyelan olarak tanımlamışlardır [133]. Türkiye’de ise diğerlerinden farklı olarak, yamaç ve heyelan terimlerini daha çok doğal olarak oluşan eğimli yüzeyler için kullanırken şev kayması ve göçme terimlerini ise yapay olarak oluşturulan eğimli yüzeyler için kullanmışlardır [134]. Bir şevin stabilitesinin analiz edilip tanımlanabilmesi için bazı terimlerin bilinmesi gerekmektedir. Bilinmesi gerekli bu terimler Şekil 3.1’de gösterilmiştir [135].



Şekil 3.1 Şev stabilitesine ait parametrelerin gösterimi [135]

Şekil üzerinde gösterilen simgeler ve anlamları aşağıda verilmiştir.

Şev Açısı (β): Bir şev yatayla belirli bir açı yapar bu açı 'Şev Açısı' veya 'Şev Eğim Açısı' olarak tanımlanır.

Kritik Şev Açısı: Belirli bir yüksekliğe sahip şev için satabilitesinin bozulmadan alabileceği maksimum yüksekliktir.

Şev Yüksekliği (H): Şev tabanı ile üst yüzeyi arasındaki düşey mesafe olarak tanımlanır.

Kritik Şev Yüksekliği: Çekme gerilmeleri etkisinde bir şevin alt ucunda çatlaklar oluşmadan verilebilen maksimum yükseklik olarak tanımlanır.

Şev Yüzeyi (ab): Şevin üzerinde bulunduğu zeminle belirli bir açı yapan yüzey kısmına verilen addır.

Şev Topuğu (b): Şevin yüzeyinin sonlandığı noktaya 'Şev Topuğu' denilir.

Şev Tepesi (ac) : Şevin eğimli yüzünün üstünde kalan düz kısımdır.

Kayma Yüzeyi (bc) : Şevde herhangi bir nedenle oluşabilecek kaymanın gerçekleşeceği yüzeydir.

Merkez Açısı (θ) : Şev kayma yüzeyinin iki ucu arasının yaptığı açıdır.

Şev Açısı, Eğim Açısı (β) : Şevin eğimli yüzeyinin yatayla yaptığı açıdır.

Şev stabilitesi, şev düzlemi altında ve arkasında bulunan zemin kütlelerinin, kayma, yıkılma, devrilme veya göçme tehlikelerinin varlığının genel olarak araştırılmasına verilen addır. Bu tanımdan yola çıkarak günümüzde şev ve/veya yamaç hareketlerinin daha önemli hale gelmiştir. Dolayısıyla bunun sonucu olarak mühendislik yapılarındaki stabilitesi bozulmuş şevlerde hasarın giderilmesi, yapay dolgu ve yarma şevlerinin projelendirilmesi ve şev hareketlerinin meydana gelmeden önce gerekli tedbirlerin alınması zemin mekaniğinin en önemli konularından biri haline gelmesine sebep olmuştur.

3.2. Şev Kaymasının Nedenleri

Şev kayması, ani meydana gelen ve/veya belirli bir süre şev üzerinde etki eden faktörlere bağlı olarak oluşur. Ayrıca bir şev kayması birden fazla nedene bağlı olarak gerçekleşebilir. Sowers ve ark. (1970)'ına göre şevi kaymasının hangi nedene bağlı oluştuğunun tahminin çok zor olduğunu çünkü şevi kaymasına neden olan etmenlerin aynı anda şev üzerinde etkili olduğunu savunmuştur [136]. Şev kaymasını meydana getiren durumlar;

- Şevin üst yüzünün aşırı yüklenmesi,
- Şevin burun kısmının aşınması,
- Şevi oluşturan zemin kitlesinin bir şekilde doygun hale gelmesi,
- Şev eğiminin arttırılması,
- Deprem gibi nedenlerle şevlerin kayma mukavemetinde bir azalma

olarak sıralanabilir. Yukarıda sıralandığı gibi şev kaymasına neden olan birçok faktör mevcuttur. Burada önemli olan be nedenleri ortadan kaldırarak veya bu nedenlerin şev oluşturan etkisini en aza indirerek şev stabilitesini sağlamaktır.

3.3. Şev Hareket (Kayma) Tipleri

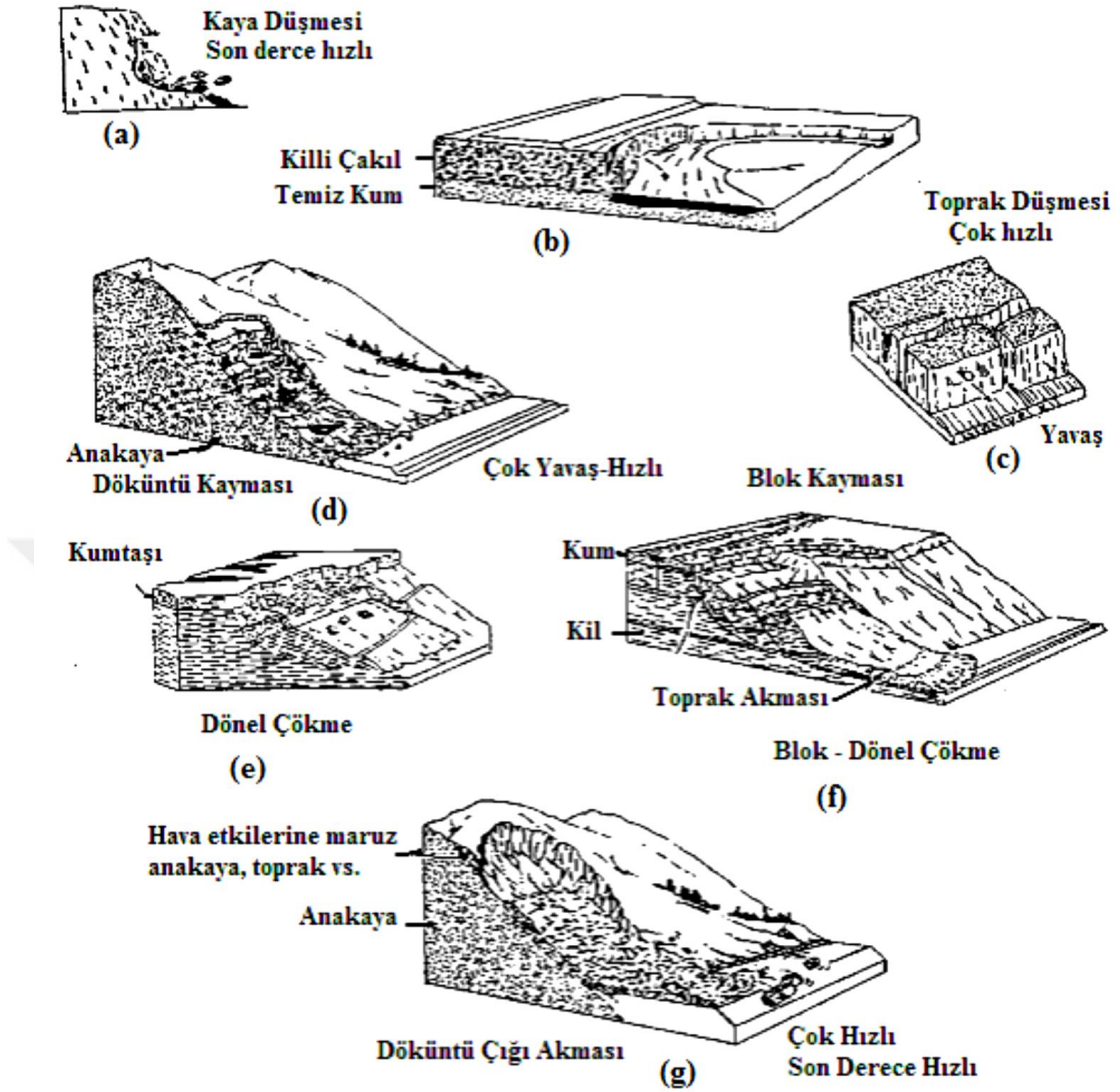
Şevin stabilitesi, kritik şev açısı veya kritik şev yüksekliği değerlerinin aşılması ile bozulur. Şev kayması veya heyelan, yerçekimi kuvveti etkisi altında şevi oluşturan zeminin aşağıya doğru harekete zorlanması ile oluşmaktadır. Buradan hareketle şev hareketleri, yamacın ilk durumunun (geometrisinin) belirli zaman içerisinde bozularak değişmesi ve buna bağlı olarak üzerindeki veya çevresindeki mühendislik yapılarının işlevini yitirecek ölçüde zarar veren kütle hareketleridir. Yukarıdaki tanımlara bağlı olarak birçok araştırmacı çeşitli durumları göz önünde bulundurarak şev kayma (hareket) tiplerini sınıflandırmışlardır. Bu konudaki çalışmalar bakıldığında Sharpe (1938), Terzaghi (1950), Skempton (1969), Baker (1958), Zaruba-Mencl (1969), Eckel (1958) ve Varnes (1978) tarafından yapılan sınıflandırmalar en çok kullanılanlardır. Bu sınıflandırmalarda kullanılan kriterler genel olarak aşağıdaki durumlara bağlı olarak gelişebilmektedir.

- Hareketin tipi, boyutu, nedenleri ve miktarı
- Hareketin hızı
- Hareket eden kütledeki malzemelerin türü, dizisi ve yaşı
- Hareket eden kütle ile alttaki kütleler arasındaki bağlantı
- Zeminlerdeki su muhtevası
- Kayan zeminin yerini aldığı kütlelerin yer değiştirme derecesi
- Kayma mukavemeti parametreleri

Varnes (1958), yaptığı çalışmada, şev hareket tiplerini sınıflandırmak için, şevdeki zaman bağılı olarak şevde meydana gelen hareketi göz önünde bulundurmıştır. Varnes (1958), yavaş sayılabilecek 6 mm/yıl hareketten, çok hızlı sayılabilecek 3 m/sn'lik harekete kadar olan şevleri incelemiş ve şev hareket tiplerini devrilme, düşme, yanal yayıma, kayma ve akma gibi beş ana gruba ayırmıştır [138]. Varnes, çok ayrılmış kayalarda, yumuşak ve gevşek zeminlerde çok yavaştan çok hızlıya kadar değişen akmlar meydana geldiğini savunmuş ve hareketlerinin bu şekilde değiştiği şev kaymalarını, düşmeler ve akmlar arasındaki sınırları ve geçişleri tanımlamak zor olduğunu belirtmiştir. Ayrıca sınıflandırmada öncelikle göz önüne alınması gereken kriterlerin hareket tipi ve daha sonra malzeme tipi olması gerektiğini belirtmiş (Tablo 3.1). Şekil 3.2'de Varnes'in üç boyutlu sınıflandırması verilmiştir [137].

Tablo 3.1 Doğal şev kayma (hareket) tipleri [137].

Kayma (Hareket)Tipi	Malzeme Özelliği		
	AnaKaya	İri	İnce
Düşme	Kaya Düşmesi	Moloz Düşmesi	Zemin Düşmesi
Devrilme	Blok Devrilmesi	Moloz Devrilmesi	Zemin Düşmesi
Dönel Kayma Düzlemsel Kayma	Kaya Çökmesi Blok Kayma	Moloz Çökmesi Moloz Kayması	Zemin Çökmesi Zemin Kayması
Yanal Yayılma	Kayma Yayılması	Moloz Yayılması	Zemin Yayılma
Akma	Kaya Akması	Moloz Akması	Zemin Akması



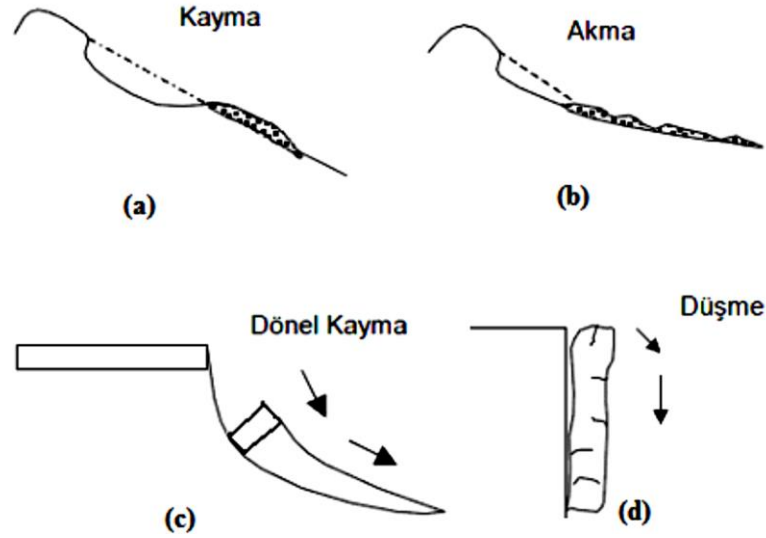
Şekil 3.2 Varnes'in üç boyutlu şev kayma (hareket) tipleri sınıflandırması [138].

Skempton (1953), kayma sırasında hareket eden zemin kütlelerinin boyutlarıyla kayma tipi arasında önemli bir ilişki olduğunu belirlemiştir. Araziye yapılan ölçmeler göz önüne alındığında belirli kayma türleri dikkate alınarak, farklı kayma derinliği (D) ve kayan kütleinin yamaç uzunluğu (L) oranları verilerek sınıflandırma yapılmıştır (Tablo 3.2) [131].

Tablo 3.2. Farklı hareket tiplerine göre D/L oranları [131].

Hareket Tipi	D/L (%)
Kaymalar	5-10
Akmalar	0.5-3
Çökmeler	15-30

Başka bir araştırmada ise Blong (1973), Oldukça basit ve kullanışlı sınıflandırma tipi önermiştir. Bu sınıflandırmaya göre şev hareketleri Şekil 3.3’de gösterildiği gibi kaymalar, döne kaymalar ve akmalar, çökmeler, düşmeler olmak üzere dört gruba ayrılmıştır. Bu sınıflandırma, gruplar arasındaki ayrımın basit olmasını ve mühendislik uygulamaları için yeterli olması bir avantaj sağlamaktadır. [138].



Şekil 3.3. Blong’a Göre Şev Kayma (Hareket) Tipleri [138].

Hutchinson (1978) daha sonra sekiz grulu çok daha geniş bir ayrıma gitmişse de fazla ilgi görmemiştir. Ayrıca Hutchinson, c ve ϕ ’den etkilenen zemin durumlarına göre heyelanları, önceden hiç kayma görülmemiş zeminlerde kısa dönemli heyelanlar (şev kaymaları) ve önceden kaymış zeminlerdeki heyelanlar (şev kaymaları) olmak üzere iki gruba ayırmıştır. Ayrıca boşluk suyu basıncından etkilenen zemine göre kısa dönem drenajsız, orta uzun dönem drenajlı olmak üzere üç gruba ayırmıştır. [139].

Şev hareketleri veya heyelanların sınıflandırılması konusu oldukça fazla araştırma yapılmış ve buna bağlı olarak da birçok sınıflandırma türü ortaya çıkmıştır. Bütün sınıflandırmalar göz önünde bulunduğunda en basit sınıflandırma türü olarak Blong’un (1973)’de yaptığı sınıflandırma verilebilir [140].

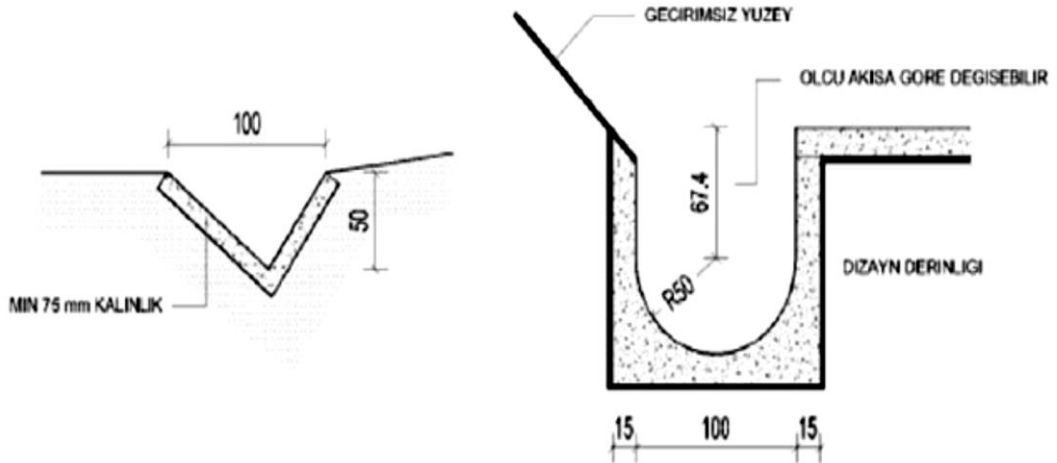
3.4. Şev İyileştirme Yöntemleri

Zemin iyileştirme yöntemlerinin gelişim göstermesi şev stabilizasyonun konusunda yeni metotların uygulanabilmesinde etkili olmuştur. Zemin iyileştirme metotlarındaki gelişmeler 18. yüzyılın sonlarına doğru kendini göstermiştir. Örneğin o dönemde en büyük gelişmelerin başında Columb'un (1773) ortaya çıkardığı kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısıdır (ϕ). Bulunan bu katsayılar zemin mekaniğinin önemli bir yer tutmaktadır. Coulomb'un zemin mekaniğine kazandırdığı diğer önemli yeniliklerden biri de zemin kütlesi içindeki herhangi bir noktada kayma kamasının değerini belirlemiştir. Rankine (1856) zemin kütlesi içinde denge problemini incelemiş ve elde ettiği değerleri de birden farklı problemlere uygulama imkânı bulmuştur. Ayrıca Culmann (1866) aynı konulara ilgili olarak grafik metodu geliştirmiştir. Son dönemde birden farklı ülke ve şehirde meydana gelen heyelanlar ve şev kaymaları konu ile ilgili yapılan çalışmaları artışına neden olmuştur. Her geçen gün şev stabilizasyonu üzerine yapılan çalışmaların yoğunluk kazanmasıyla birlikte şev iyileştirme konusunda yeni yöntemlerin gelişmesine sebep olmuştur. Yaşanan heyelan ve şev kayması gibi doğal afet olayları büyük can ve mal kaybına neden olmuş ve yaşanan bu sorunların çözümü ve gerekli düzenlemelerin yapılıp tedbirlerin alınması için birçok kurum oluşturulmuştur (Stetaus Jarnagas, Geoteknikska Comission ile Amerika'da kurulan American Society of Civil Engineers vb. gibi). Bu kuruluşların bünyesinde çalışan bilim adamlarının yaptığı araştırma ve inceleme sonucunda çeşitli raporlar sunulmuş ve bu raporlar diğer bilim adamlarına ışık tutmuştur. Bu kuruluşların birinde çalışan K.E. Peterson'un raporunda meydana gelen kaymalarda kayma yüzeyinin dairesel silindir şeklinde olduğu çok önemli bir bilgidir. Diğer bir araştırmacı olan Fellenius ise, içsel sürtünme açısını ve kohezyon bağlı bir "Şev Stabilite Analizi" yöntemi bulmuş ve geliştirmiştir. Daha sonra konunun gelişmesine katkıda bulunabilecek çalışmalar, Bishop ve Morgenstern, Morgenstern, Morgenstern ve Price'in şeklinde sıralanabilir. Burada önemlinokta yapılan tüm çalışmalar birbiriyle bağlantılı olarak ilerlemiş yapılan bir çalışma daha önce yapılmış çalışmanın devamı niteliğindedir. Buradan hareketle şev stabilizasyonu üzerine yapılan çalışmaların artışına bağlı olarak uygulanabilecek yeni şev iyileştirme yöntemlerinin bulunmasına katkı sağlamıştır [140]. Heyelanı veya şev

kaymasını neden olabilecek birbirinden farklı nedenler olabilir ve bu nedenlerin tümü dikkate alınarak şev iyileştirilmesi yapılmalıdır. Şev iyileştirmesindeki genel amaç şev kaymaya karşı daha dirençli hale getirmek, teknik olarak ise kaymaya karşı olacak kuvvetleri arttırmak ve kaydırıcı kuvvetleri azaltmaktır. Şevlerin stabilizasyonunu için ya zemin doğrudan iyileştirilir ya da şevin içinde bulunduğu arazi koşulları değiştirilebilir. Aşağıda şev iyileştirmesinde kullanılabilecek yöntemler ve bu çalışmada seçilen taş kolon yöntemi detaylı olarak anlatılmıştır.

3.4.1. Yüzeysel Drenaj

Yüzeysel sular şevin stabilitesini olumsuz etkileyen en önemli nedenlerden biridir. Yüzeysel sular şev yüzeyine ulaşmadan bir şekilde tahliye edilmesi gerekmektedir. Yüzeysel su tahliyesinde önemli olan nokta tahliye sırasında şev yüzeyinde ki hiçbir alanın stabilizasyonun bozulmamasına dikkat edilerek yapılması ve özellikle akımın yoğun olduğu yerde sürekli drenajın yapılması gerekmektedir [17]. Ayrıca oluşturulan drenaj kanallarının stabilitesi kritik olan yerlerden geçirilmemesine özen gösterilmesi gerekmektedir çünkü bu durum şevin stabilitesine zarar verebilir [17]. Yüzeysel drenaj, sahanın düzeltilmesi, sahanın sızmaz hale getirilmesi Kaplamalı kafa hendeğinin oluşturulması, çatlakların kapatılması ile sağlanmış olur (Şekil 3.4)[35].



Şekil 3.4. Drenaj için kanal detayları [35].

3.4.2. Derin Drenaj

Yüzeysel drenajdan farklı olarak şevi stabilizasyonunu bozabilecek derindeki yeraltı sularını yine belirli derinlikten drene ederek şevden uzaklaştırmak amacıyla yapılmaktadır. Derin drenajın başarılı olabilmesibölgenin jeolojik yapısının bilinmesi ve doğrudan yeraltı suyunun kaynağına ulaşılmasıyla doğrudan ilgilidir

3.4.3. Hafifletme

Şevin stabilizasyonun sağlanmasında sıklıkla kullanılan diğer bir yöntem hafifletme çalışmasıdır. Şevde hafifletme yapabilmek için ya şev dolgusunda kullanılan malzemesinin daha hafif bir malzeme ya da şevin üst yüzeyinde bulunan yüklerin kaldırılmasıyla gerçekleştirilir. Hafifletme için çok sık kullanılmayan diğer bir seçenek ise şevin geometrisininim değiştirilmesidir.

3.4.4. Duvarlarla Stabilizasyon

Şev stabilizasyonu da kullanılan metotlardan biride duvarla stabilizasyondur. Bir şevde kaymaya neden olan kuvvetler kaymaya karşı olan kuvvetlerin üzerinde bir değere sahip ise uygun bir dayanma yapısıyla şevin stabilitesi artırılarak göçme önlenmiş olur. Duvarla stabilizasyon yaparken dikkat edilmesi gereken en önemli noktalardan biri duvarın oturacağı yerin sağlam tabaka seçilmesi ve yerleştirme işlemi ilerde kayma ya mahal vermeyecek şekilde yapılmalıdır. Genel olarak şev stabilizasyonunda kullanılan duvar yapıları, istinat duvarı, Dolgulu Çerçeve duvarlar, Sandık Duvarlar, ankraj Duvarları/Perdeler, Pasif Kazıklar, palplanşlar, olarak sınıflandırılabilir [140].

3.4.5. Şevin Donatılandırılması

Şev stabilizasyonunda diğer bir metot şevin belirli aralıklarda ve belirli eğimde kompozit malzemeler ile donatılandırılmasıdır. Başka şekilde ifade edecek olursak zeminde geotekstil, geogrid gibi malzemeler kullanılarak zemine çekme dayanımı kazandırılması da bir donatılandırma örneğidir. Donatılandırma sonucunda zemin kaymaya neden olan kuvvetlere karşı şevin (zeminin) direnci arttırılmış olur. Donatı elamanları olarak başta metal şeritler kullanılırken 1975'li yıllardan sonra bunların yerini geosentetik, geogrid türü malzemeler almıştır. Genel olarak donatılı şevlerde

zemin çivisi, mini kazık, geotekstil ve geogrid gibi malzemeler kullanılmaktadır [140].

3.4.6. Payandalama

Payandalamada yine şeve dışarıdan müdahale edilerek şevdeki kaymaya neden olan kuvvetleri absorbe etmeyi hedeflemektedir. Payandalar, kayma dişleri, ek dolgu hareketli olarak stabilize edilen dolgular ve penusoldan oluşmaktadır [140].

3.4.7. Zemin Sıkıştırılması

Şevi oluşturan zemin kitlesi çeşitli yöntemlerle (Sıkıştırılmış Zemin-Çimento Dolgusu, Elektro-ozmos, Termal İyileştirme, Enjeksiyon, konsolidasyon, Kazıklar ve Taş kolon) kompaksiyonu (sıkıştırılması) sağlanarak kaymaya neden olan kuvvetlerin etkisini azaltıp kaymaya karşı direnci artırarak şev stabilitesi sağlanmış olacaktır. Çalışmada iyileştirme metodu olarak kullanılan taş kolon tekniği detaylı olarak anlatılmıştır.

3.5. Taş Kolonlar

Son yüzyılda zeminin genel davranışındaki hakkında yapılan araştırma ve incelemeler geoteknik mühendisliğinin bir konusu olan zemin iyileştirme yöntemlerinin gelişmesine neden olmuştur. Ayrıca gelişen bu zemin iyileştirme yöntemleri üzerinde doğal bir afet olan deprem sonucu oluşan sismik bir kuvvet etkisindeki davranışının incelenmesi konusundaki inceleme ve araştırmalar da artmıştır. Bu duruma paralel olarak günümüzde sismik tehlikelere karşı başarı ile uygulanan birçok tekniğin gelişmesine neden olmuştur. Yapılan çalışmalarla her geçen gün gelişen bu yöntemlerden biride taş kolon yöntemidir. Genel olarak Taş kolon yöntemi, basit olarak zemine dik bir delik açılması, ardından bu deliğe kademeler halinde belirli çaptaki taş malzemesi ile doldurulması ev delikteki bu malzemenin titreşim (vibrasyon) ya da darbe etkisi ile düşey ve yanal yönde sıkıştırılması ile oluşturulmaktadır. Taş kolon yöntemi ilk uygulamalarına 1835 yılında Fransa'da ordunun mühendisleri tarafında büyük silah deposu altındaki zemini iyileştirmek amacıyla uygulanmıştır. Daha sonra uzun bir süre kullanılmayan taş kolon 1939 yılında tekrar Almanya'da kendine uygulama alanı bulmuştur. Bu

tarihten sonrada taş kolon 1950 yılından beri Avrupa’da, 1972 yılından beri de Amerika’da yaygın olarak kullanım alanı bulmakta günümüzde de birçok alanda kullanım alanda artmıştır [108]. Aslında kompaksiyon tekniklerinden biri olan taş kolon yöntemi yumuşak ve gevşek zeminlerin ıslahında yeni gelişmelere sebep olmuştur. Taş kolon yönteminin kullanım amaçları;

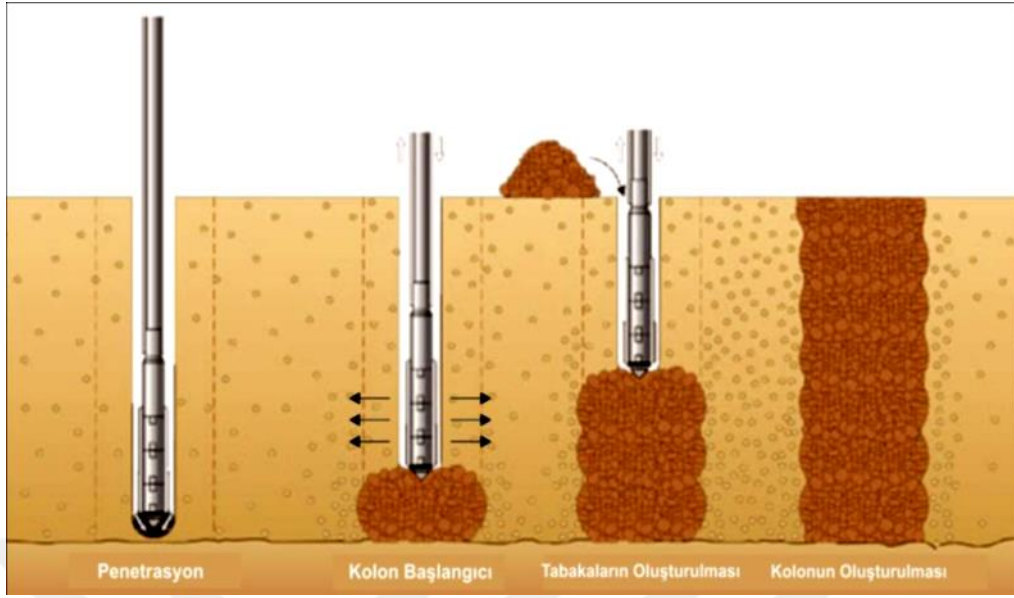
- Zeminin taşıma kapasitesini arttırmak
- Zeminde konsolidasyonu hızlandırmak
- Zeminde sıvılaşma potansiyelini azaltmak
- Zeminde meydana gelen toplam ve farklı oturmaları azaltmak
- Doğal, dolgu ve yarma şevlerinin stabilitesini arttırmak olarak özetlenebilir.

3.5.1. Taş Kolonların İmalat Yöntemleri

Taş kolon yönteminde dolgu malzemesi olarak belirli çaptaki taş, kum, çakıl, beton, briket ve tuğla kırıklarından herhangi birisi veya bu malzemelerin karışımında kullanılmaktadır. Taş kolon oluşturan malzeme seçiminde, seçilen malzemenin sert, temiz, su veya diğer kimyasallarla reaksiyona girmeyen bir malzeme olmasına özen gösterilir. Aksi halde taş kolonun dayanımında meydana gelecek bir azalma zemin iyileştirmesi konusunda istenen seviyeye ulaşamaz. Taş kolonların imalatındaki temel aşamalar;

- Zemine dik bir (düşey) bir deliğin oluşturulması
- Oluşturulan deliğe taş kolon malzemenin doldurulması
- Sıkıştırma (vibrasyon ve/veya darbe) şeklinde sıralanabilir.

Günümüzün gelişen makine teknolojisine paralel olarak farklı ekipmanların daha kolay ulaşılması ve kullanım kolaylığı gibi etkenler taş kolonların imalat metotlarında yansımıştır [141], (Şekil 3.5).



Şekil 3.5. Taş kolon yapım aşamasından bir görünüm [141]

Taş kolonların imalat metotları günümüzde genel olarak;

- Vibroflatasyon metodu
- Tokmıklama metodu
- Diğer metotlar

Olarak 3'e ayırabiliriz

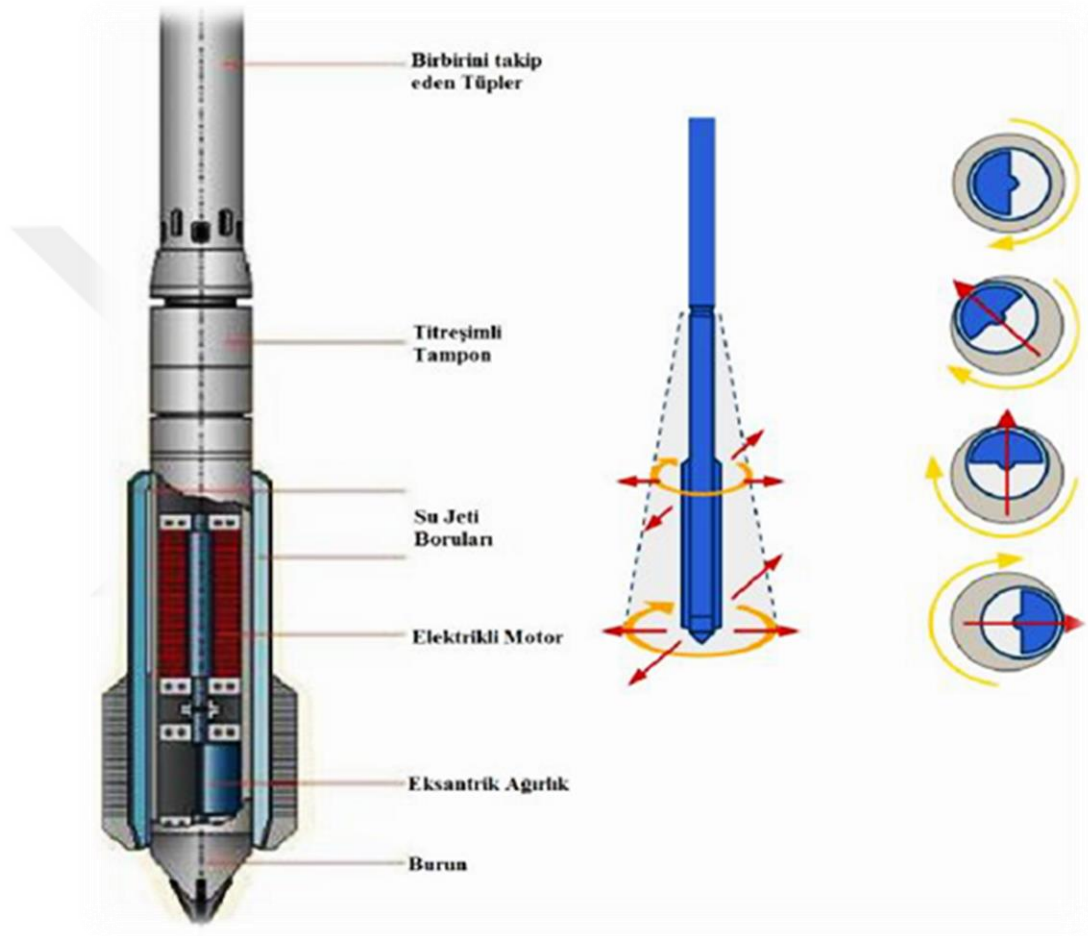
3.5.1.1. Vibroflatasyon metodu

Vibroflatasyon metodu gevşek ve yumuşak zeminlerin iyileştirilmesinde, dünya genelinde yaygın olarak kullanılan bir imalat yöntemidir. İyileştirme, kendini tutamayan kohezyonsuz zeminlerde derin kompaksiyonu ile sağlanabilmektedir. Vibroflatasyon metodu;

- Vibro-yerdeğiştirme metodu (ıslak metot)
- Vibro-öteleme metodu (kuru metot) olmak üzere iki gruba ayrılabilir [108].

Uzun ince çelik bir tüpten oluşan vibroflot tamamlama borusu ve titreşimle sıkıştırmayı sağlayan vibratörden oluşur. Vibroflotun en önemli parçası olan vibratör, 300-450 mm çapında, 2 ile 5 m arasında değişen uzunlukta içi boş silindirik çelik bir

gövdeden oluşur. Yüksek basınçla uygulanan su jeti tamamlama borusundan girer ve alt uç (burun) kısmından atılarak işlem tamamlanmış olur. Vibroflot ekipmanlarını taşımak için paletli bir kreyn veya lastikli bir araç kullanılabilir. Motora gücü belirli oranda dağıtmak ve aletin manevrasını daha daha iyi duruma getirmek için yaklaşık 260 kW gücünde jeneratöre veya hidrolik pompadan yararlanılır (Şekil 3.6).

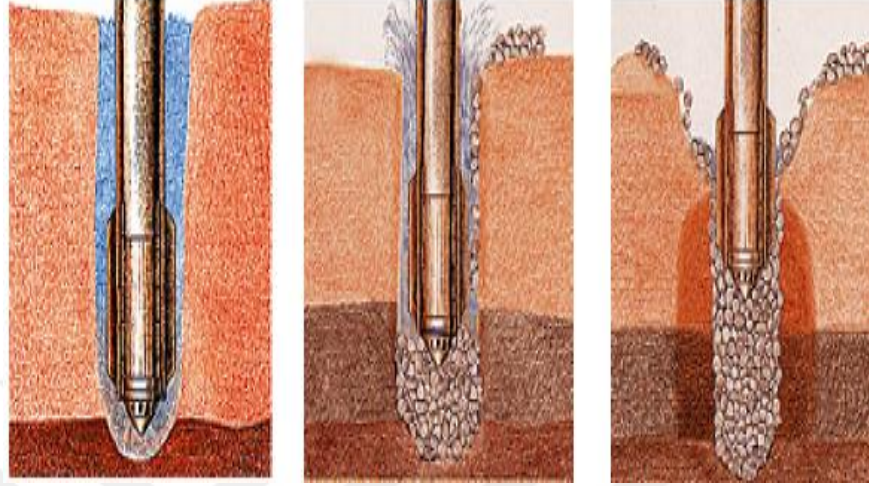


Şekil 3.6. Vibroflot aletinin önemli parçaları[142]

3.5.1.1.1. Vibro-Yerdeğiştirme Metodu (Islak Metot)

1960'lı yılların başlarında Almanya'da kullanılmaya başlayan vibro-yerdeğiştirme metodu, sondanın kendi ağırlığında ve vibrasyonun titreşimine ek olarak su jeti ile 30-50 cm arasında zeminde belirlenen derinliğe kadar delik açılması işlemidir. Kendini tutamayan zemin kılıflanarak 50-100 cm tabakalar halinde kolon malzemesi açılan delik içerisine dökülür ve dökülen bu çakıl malzemesi vibrasyon ile sıkıştırılır.

[108]. Şekil 3.7’ de vibro-yerdeğiştirme metodu ile taş kolonun ne şekilde imal edildiği gösterilmiştir.



Şekil 3.7. Vibro-yerdeğiştirme (Islak Metot) metodu ile taş kolonun imalatının gösterimi [143].

Yapılan taş kolon imalatı sonrası yapılan incelemelerde kolon başı/sonu ve yumuşak zeminin geçildiği noktalarda kolon çapının daha büyük olduğu gözlemlenmiştir. [144]. Bu yöntemin başarılı olabilmesi için kuyu çeperine (yüzeyine) sıvayan ince malzemenin su jeti yardımıyla uzaklaştırılması gerekmektedir. Su jetiyle yapılan bu uygulama kuyu stabilitesini sağlarken imal edilen taş kolonun geçirimsizlik özelliği de korunmuş olur.

Vibro-yerdeğiştirme metodu, yumuşak başka bir deyişle kendini tutamayan zeminlerde yeraltı su düzeyinin yüksek olduğu katı olan her türlü zeminde uygulanabilir. Bu yöntemde su jeti çok önemli bir yer tutar. Dolayısıyla su jeti kullanımında oldukça fazla suya ihtiyaç duyulacağı için taş kolon imalatı yapılan alana yakın yerlerde yeterli miktarda su bulunması gereklidir. Su jetiyle yapılan uygulamalar sonucunda biriken sütun etrafındaki araziye zarar vermemesi için su bir şekilde bu bölgeden uzaklaştırılmalıdır.

3.5.1.1.2. Vibro-Öteleme Metodu (Kuru Metot)

Yine 1970’ li yılların başlarında Almanya’da kullanılmaya başlayan vibro-öteleme metodunda, Vibro öteleme metodunda vibro yerdeğiştirme metodundan farklı olarak

su jeti yerine hava jeti kullanılır. Ayrıca dönel sonda yardımıyla zayıf zemin içerisine sondanın kendi ağırlığı vibrasyon ve hava basıncı yardımıyla belirlene derinliğe kadar delik açılabilir. Vibro yerdeğiştirme yönteminde olduğu gibi delik açıldıktan sonra taş kolon malzemesi tabakalar halinde dökülür ve bu tabakaların düşey ve yanal yönde sıkışabilmesi için sonda tekrar kuyu içine sokularak sıkıştırma işlemi tamamlanır. Kuru yöntemde, kuyu öteleme yöntemi ile açıldığı için dışarı yönde zemin tanelerinin çıkışı söz konusu değildir [108]. Vibro öteleme metodu genellikle su sıkıntısı olan bölgelerde tercih edilebilir. Şekil 3.8’ de Vibro-öteleme metodu ile taş kolonun imalatı gösterilmiştir.



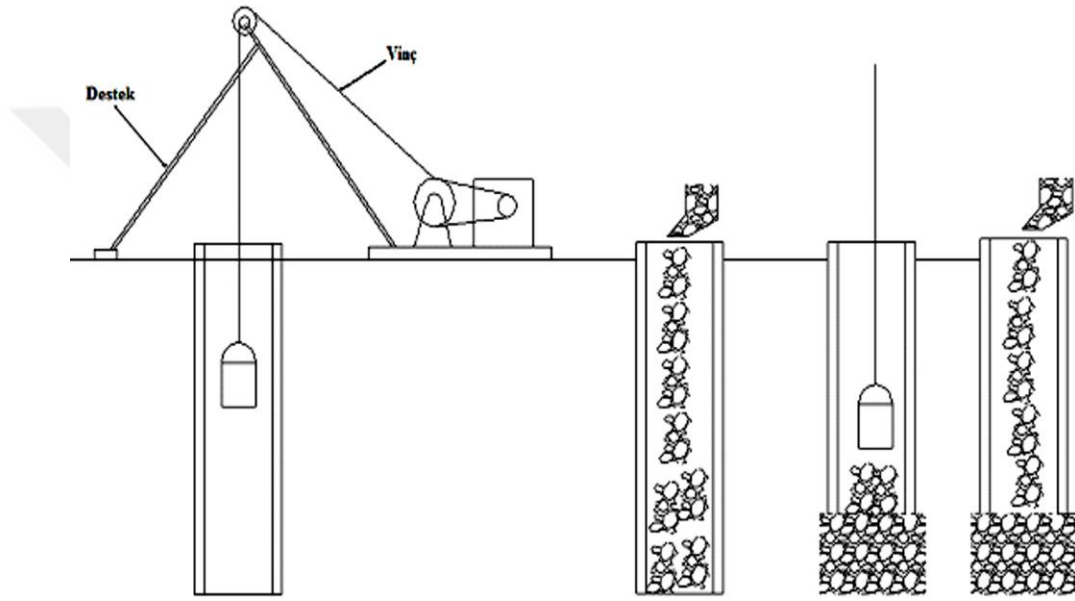
Şekil 3.8. Vibro-Öteleme Metodu (Kuru Metot) ile taş kolonların imalatı [145].

Vibro-öteleme metodu ile oluşturulan taş kolonun çapı vibro-yerdeğiştirme metoduna göre oluşturulan taş kolon çapından daha küçük çaptadır. Bu durum vibro öteleme yönteminde yapılan taş kolon imalatında dışardan malzeme alınmadan ve sert zeminlerde yapılması olarak açıklanabilir. Bu yöntemin biline en büyük dezavantajı kendini tutamayan zeminlerde uygulanamaz olmasıdır. Vibro-öteleme metodu, sağlam, hassasiyeti düşük ve yer altı su seviyesinin çok yüksek olmadığı zemin koşullarında uygulanabilir [146].

3.5.1.2. Tokmıklama Metodu

Bu yöntemin esası, ucu açık ya da kapalı belirli ağırlıktaki kaplama borusu ve sondaj ekipmanının belirli yükseklikten zemine düşürülerek zeminde bir delik açılmasıdır.

Bu yöntemde, açılan delik içerisine taş kolon malzemeleri yine tabakalar halinde serilir kaplama borusu içerisindeki tokmak yardımıyla sıkıştırılır. Sıkıştırma işleminde kaplama borusu içerisindeki tokmak hızla geri çekilerek taş kolon malzemesi kuyu içerisine iyi bir şekilde yerleştirilmiş olur. Yöntemde kaplama borusunun zemine önceden sokulması sebebi ile açılan deliğin stabilitesi için pek sorun oluşturmaz. Şekil 3.9’da tokmaktama metodu ile taş kolonun imalatı verilmiştir [108].



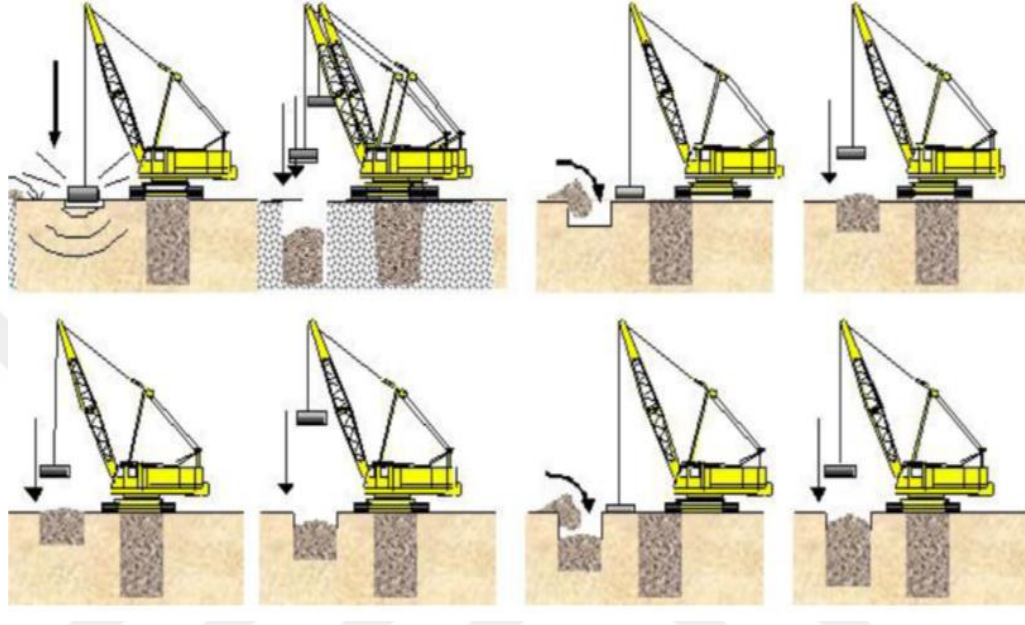
Şekil 3.9. Tokmaktama metodu ile taş kolonların imalatı[108].

3.5.1.3. Diğer Metodlar

3.5.1.3.1. Dinamik Yerdeğiştirme Metodu

1980 yılında Fransa’da uygulanmaya başlayan dinamik konsolidasyon ve taş kolon tekniklerinin bir arada kullanılmasıyla ortaya çıkmış bir yöntemdir. Bu yöntem temel altındaki bütün zeminlerde uygulanabileceği gibi iki tekil temel arasında uygulanabilir. Bu yöntemde zemin tabakası üzerine belirli yükseklikte yerleştirilen dolgu malzemesinin üzerine belirli yükseklikten ağırlık düşürülerek dolgunun mevcut zemin içerisinde ilerlemesi sağlanır. Sıkışması işlemiyle oluşan yeni boşluklara taş kolon malzemesi dökülerek ve yeniden ağırlık düşürülerek sıkıştırma işlemine devam edilir. Bu işleme projede belirtilen taş kolon derinliğine ulaşınca son

verilir. Bu yöntemde çok derin taş kolon imal edilemez ama sıkışması yüzde yüze yakındır [108]. Şekil 3.10'da dinamik yerdeğiştirme metodu ile taş kolonun imalatı verilmiştir [147].



Şekil 3.10. Dinamik yerdeğiştirme metodu ile taş kolonların imali [140].

3.5.1.3.2. Tampon Metodu

Bu yöntemde bir kaplama borusunun içerisindeki iki adet ağırlık tipi vibratör zemine sokularak boru içerisine zemin dolması ve önceden oluşturulmuş kılıf ucu ile burada oluşturulan kum çakıl tamponu sağlanır. Sert zeminlerde taş kolon imal edilirken su jeti veya hava jetinde faydalanılabilir imalat esnasında su jeti veya hava jeti kullanılabilir. İstenilen derinliğe ulaşıldığında kaplama borusu delikten yukarıya çekilir bu esnada kaplama borusu giriş ağzından taş kolon malzemesi deliğin içerisine dökülür ve sıkıştırılmış hava ile kaplama borusu delikten çıkarılmış olur [113].

3.5.2. Taş Kolon imalatı yöntemlerinin karşılaştırılması

Taş kolon oluşturulmasında birden çok imalat yöntemi bulunmaktadır. En iyi verimi elde edebilmek için hangi yöntemin kullanılabileceği yöntemler arasındaki avantaj ve

dezavantajlara bağlıdır. Yukarıda detaylı olarak açıklanan taş kolonların imalat yöntemleri aşağıda karşılaştırılmıştır [108, 113]

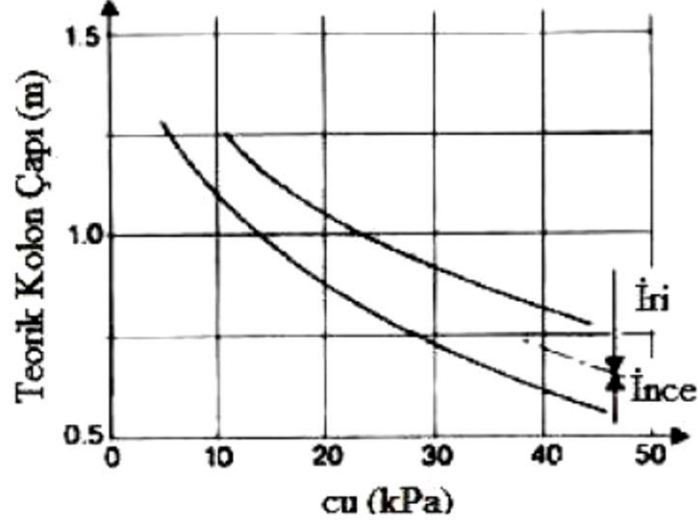
- Kendini tutabilecek ölçüde göçmeye karşı dirençli zeminlerde vibro yerdeğiştirme yöntemi için kılıfa ihtiyaç duyulmadığından, imalat hızı olarak diğer yöntemlere göre özellikle darbeli yöntemle göre daha hızlıdır.
- Genel olarak değerlendirildiğinde kuru yöntem ıslak yöntemle göre daha ekonomik ve hızlıdır.
- Gelişmiş ülkelerde yaygın şekilde kullanılan tokmaktama metodu vibroflatasyon metotlarına göre birçok avantaja sahiptir.
- Vibro-yerdeğiştirme metodunda kendinitutabilen zeminlerde uygulandığı için deliğin stabilitesini sağlamaya gerek kalmayabilir bu nedenle imalat hızı oldukça yüksektir.
- Vibro- yerdeğiştirme metodunda (ıslak metot) çok fazla miktarda suya ihtiyaç duyulurken Vibro- öteleme metodunda (kuru metot) suya ihtiyaç duyulmaz ayrıca daha temiz bir metodudur.
- Vibroflatasyon metotlarının her ikisinde de (Vibro-öteleme ve Vibro-yerdeğiştirme metodu) da taş kolon iyi bir sıkıştırma olması için tabaka tabaka serilen malzemenin 0,5 m'yi geçmemesi gereklidir.
- Tokmaktama metodunda uygun işçilik maliyetleri nedeniyle işsizlik oranının fazla olduğu yerlerde diğer yöntemlerde ekipman ve işçilik maliyetinin fazlalığı nedeniyle tercih edilmektedir.

3.5.3. Taş Kolonların Özellikleri

3.5.3.1. Taş Kolonun Çapı

Taş kolon ile yapılacak iyileştirmede taş kolonun çapı, uygulanacak zeminin sıklık ve gevşeklik durumuna, zeminin kayma mukavemet parametrelerine, imalat metoduna ve taş kolon malzemesinin sıkıştırma enerjisine bağlı olarak değişebilir. Genel olarak vibroflatasyon metotlarında (vibro-yerdeğiştirme ve vibro öteleme metodları) taş kolonun çapı 100 cm'nin üstünde değildir. Tokmakla imalat metodunda ise taş kolon çapı yaklaşık olarak 80 cm civarındadır. Yapılan araştırma

ve incelemeler sonucunda etkili kolon çapı ile kohezyonlu bir zeminin kayma mukavemeti arasındaki ilişki Şekil 3.11’de verilmiştir [115].



Şekil 3.11. Zemin mukavemetinin teorik kolon çapına etkisi [115].

3.5.3.2. Taş Kolonun Boyu

Bir bölgede uygulanacak taş kolonun boyunda, taş kolonun çalışma mekanizması (uç mukavemetli veya yüzen taş kolon) üzerine gelecek yüke bağlı olarak oturmaları azaltması, istenilen taşıma gücünü sağlaması gibi durumlar etkili olmaktadır. Yukarıda belirtilen kriterlerde de bahsedildiği gibi taş kolonlardan iyi bir verim elde edilebilmesi için taş kolonun sağlam zemine kadar oturması yani uç mukavemetiyle çalışması istenir. Fakat sağlam zemine kadar ilerleme sağlanamazsa taş kolon boyu sağlam zemine ulaşmadan sonlandırılır bu şekilde çapılan taş kolonlara yüzen taş kolonlar denilmektedir. Yapılan araştırma ve incelemelerde bir taş kolonun boyu sağlam zemin tabakasının derinliğine bağlı olarak 6-10 m arasında değişmektedir [115].

3.5.3.3. Taş Kolon Malzemesinin İçsel Sürtünme Açısı

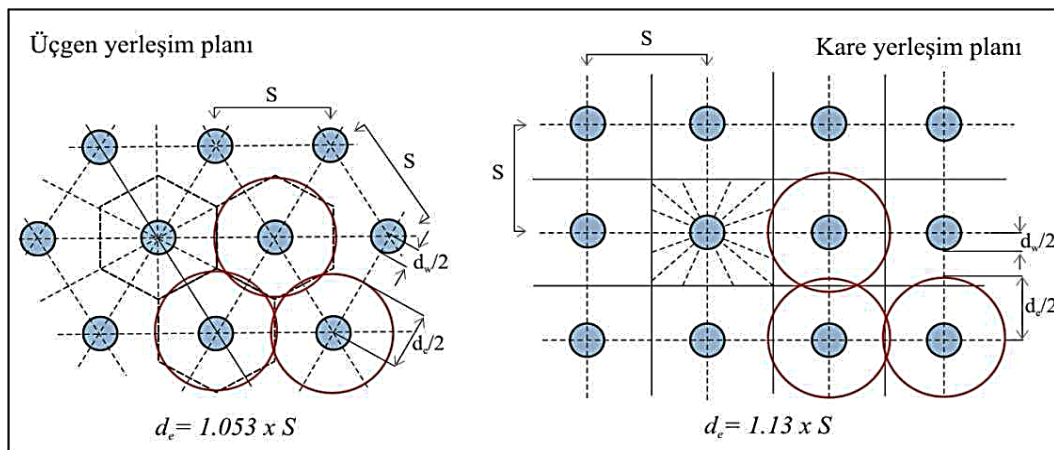
Yapılan araştırma ve incelemeler dikkate alındığında taş kolonların imali için kullanılan malzemelerin içsel sürtünme açısının içsel sürtünme açısı 40° ile 45° arasında bir değer aldığı görülmüştür [115].

3.5.3.4. Taş Kolon Malzemesinin Dane Çapı Dağılımı

Taş kolonda kullanılan malzemelerinin (çakıl veya taş) üniform olması arzu edilen bir durum değildir. Dolayısıyla taş kolonun imalatı için kullanılan malzemenin iyi derecelenmiş olması istenmektedir. Geçmişten günümüze kadar yapılan çalışmalar incelendiğinde taş kolonda malzeme çapının 1.3-1.7 cm arasında bir değer aldığı görülmüştür. Çin'deki standarda göre üst sınır 8,0 cm, Greenwood'un belirlediği standardına göre 7,0 cm ve Terzaghi ve arkadaşlarının belirlediği standartta göre ise 15,0 cm'ye kadar değer alabileceği görülmüştür. Fakat dünya genelindeki uygulamalar incelendiğinde taş kolon malzeme çapı 100 cm' yi pek geçmemiştir [108]

3.5.3.5. Taş Kolon Yerleşim Aralıkları

Taş kolon imalatında taşkolonun yerleşiminde, dikdörtgen- kare ve eşkenar üçgen yerleşim olarak üzere iki farklı yerleşim tipi mevcuttur. Genellikle uygulamalarda kare yerleşim şekli tercih edilmektedir (Şekil 3.12).



Şekil 3.12. Taş kolon kare ve eşkenar üçgen yerleşimi [148]

3.5.4. Taş Kolon Davranışını Etkileyen Faktörler

Taş Kolonun davranışını etkileyen faktörler aşağıdaki şekilde;

- Taş kolon malzemesinin özellikleri,
- Taş kolon imalat yöntemi,
- Taş kolon radyal gerilmesi,
- Taş kolonun boyutu,
- Taş kolon yapımından sonraki kolon boyutu,
- Taş kolonun yer değiştirme oranı
- Taş kolonun grup etkisi
- Taş kolonun birim boy değiştirme özellikleri,
- Konsolidasyon etkisi ve zemin tipi,
- Zeminin drenajsız mukavemeti,
- Jeolojik gerilme, şeklinde sıralanabilir.

3.5.5. Taş Kolonlar ile İlgili Temel Kavramlar ve Bağlılar

3.5.5.1. Eşdeğer Çap

Taş kolonlarla iyileştirilmiş herhangi bir zeminde oturma ve satabilite analizleri taş kolon ile zemin beraber düşünülerek yapılmalıdır. Taş kolon etrafındaki zemin kitlesi altıgen şeklinde düşünülür. Bu şekle eşdeğer olarak daire alınarak işlemler bu şekilde yapılmalıdır.

Eşkenar üçgen yerleşimli taş kolonlar için dairenin efektif çapı;

$$De = 1.05s \quad (3.1)$$

kare yerleşimine göre ise;

$$De = 1.13s \quad (3.2)$$

olarak bulunur. Burada s, kolon merkezleri arasındaki mesafeyi temsil eder. 3.1 ve 3.2'den hareketle, zemin ve taş kolondan oluşan De çapı birim hücre olarak adlandırılır [115].

3.5.5.2. Alan Değişim Oran

Taş kolonlarla iyileştirilmiş bir zeminin performansı taş kolon ile yerdeğiştirilen zemin hacmi çok önemli yer tutmaktadır. Genel olarak alan değişim oranı %20-%30 arasında bir değer aldığı görülmektedir [108].

Taş kolon ile yer değiştirilen zemin miktarını belirlemek için, alan değişim oranı, a_c ;

$$a_c = A_C / A \quad (3.3)$$

Şeklinde bulunur. Burada;

A: Taş Kolon Alanı

A_C : Birim Hücre Alanı

olarak tanımlanır. Zemin alan oranı ise,

$$a_s = A_S / A \quad (3.4)$$

$$a_c = 1 - a_s \quad (3.5)$$

bağıntılarından hesaplanabilir. Alan değişim oranı ayrıca;

$$a_c = C_1 (D/s)^2 \quad (3.6)$$

formülü ile hesaplanabilir. Burada;

D:Sıkıştırılmış taş kolonun çapı

s:Taş kolonlar merkezleri arası mesafe

C_1 :Taş kolonların dizilimine bağlı olarak belirlenen sabit bir katsayı

C_1 katsayısı, eşkenar üçgen dizilimi için ise 0.907, kare dizilim için 0.785 olarak

alınır [108]. Buna göre kare dizilimine göre a_c ;

$$a_c = 0.785 (D/s) \quad (3.7)$$

Eşkenar üçgen dizilimine göre ise a_c ;

$$a_c = 0.907 (D/s)^2 \quad (3.8)$$

olarak alınır [108].

3.5.5.3. Gerilme Konsantrasyon Oranı

Taş kolonlarla herhangi bir alanda yapılan iyileştirme sonucunda taş kolonda gerilme artışı meydana gelirken, taş kolonun etrafındaki zeminde ise gerilme azalması meydana gelmektedir. Oluşan bu durumun genel nedeni taş kolonun etrafındaki zemine göre daha rijit olmasıdır. Birim hücre kavramına uygun genişlikte, belirli bir üniform yük altında, eşkenar üçgen veya dikdörtgen-kare yerleşimli grup taş kolonun gerilme konsantrasyonu oranı (n), aşağıdaki şekilde ifade edilir [108, 115].

$$n = \sigma_s / \sigma_c \quad (3.9)$$

Burada;

σ_s : Taş kolon içerisindeki gerilme

σ_c : Zemin içerisindeki gerilme

olarak tanımlanır. 4.9'dan görüldüğü gibi zemin içerisindeki oluşan gerilmenin taş kolon içerisindeki gerilmeye oranı olduğu gözükmektedir. Birim hücre içerisinde verilen belirli bir derinlikte olması gereken ortalama gerilme ve yine birim hücre içerisindeki alan oranlarının nasıl hesaplanacağı aşağıda verilmiştir [115].

$$\sigma = \sigma_s a_c + \sigma_c (1 - a_s) \quad (3.10)$$

Bu denklemden kohezyonlu bir zemindeki ve taş kolondaki gerilmeler dikkate alınarak, gerilme konsantrasyon oranı (n) kullanılarak;

$$\sigma_s = \sigma / ((1 + (n-1)a_c)) = \mu_s \sigma \quad (3.11)$$

$$\sigma_c = n\sigma / ((1 + (n-1)a_c)) = \mu_c \sigma \quad (3.12)$$

Burada μ_s ve μ_c zemindeki ve taş kolondaki gerilmelerin oranıdır.

Barksdale ve Bachus (1983) çeşitli arazi ölçümleri üzerinde yaptığı incelemelerden elde edilen gerilme konsantrasyon oranlarını tablo halinde Tablo 3.3'de vermiştir [148].

Tablo 3.3. Taş kolonlarda gözlemlenen gerilme yoğunluğu faktörleri [148].

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

3.5.5.4. Oturma Azaltım Oranı

Taş kolonlarla iyileştirilmiş bir zeminde oturmaların azalması beklenmektedir. Taş kolonun herhangi bir alanda imal edilirken oturmaları azaltmasında amaçlanmaktadır. Amaçlanan bu durum oturma azaltım faktörü (β') ile bulunur. Oturma azaltım faktörü (β') Aşağıdaki şekilde ifade edilebilir [108].

$$\beta' = S / S' \quad (3.13)$$

S: İyileştirilmiş zeminin oturmasını,

S':

İyileştirilmemiş zeminin oturması olarak ifade edilebilir.

3.13'den Oturma azaltım faktörü (β') aynı yükleme koşullarında iyileştirilmiş zeminin oturmasının iyileştirilmemiş zemine oranı olarak tanımlanabilir.

3.5.6. Taş Kolonların Yük Transfer Mekanizmaları

3.5.6.1. Uç Mukavemetli Taş Kolon

Genel olarak ucu sağlam zemine oturan taş kolonlar uç mukavemetli taş kolon olarak tanımlanır. Uç mukavemeti ile çalışan kolonlarda zeminle kolon arası gerilmeler, radyal yönde basınçlar ve arakesit sürtünmeleri meydana gelmektedir. Uç mukavemetli tekil kolonlarla grup taş kolon aynı sistemle çalışırlar ama taşıma gücüne etkisi ayrıca sınır koşullarının bir birinden farklıdır. Grup taş kolonun etrafındaki zeminin oluşturacağı çevre basıncı tekil taş kolon ile etrafında oluşan çevre basıncından fazladır buna bağlı olarak da taşıma gücü daha fazladır. [113].

3.5.6.2. Yüzen Taş Kolon

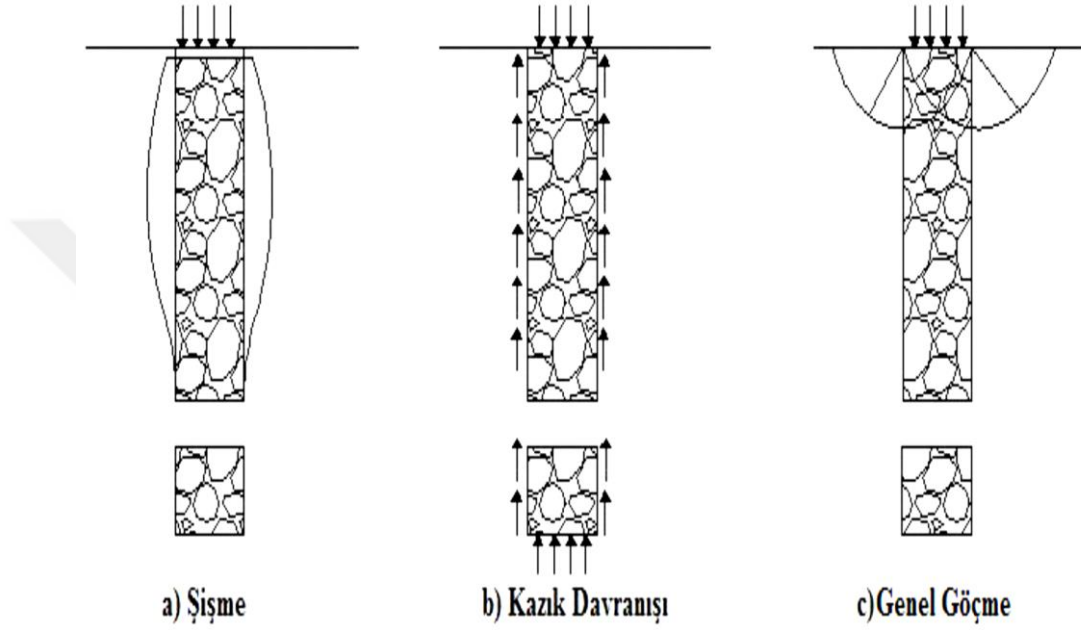
Bir taş kolon bir alana inşa edilirken o alanın zemin durumu çok önemlidir eğer sağlam zemin tabakası taş kolonun inşa edilebileceği derinlikten fazlaysa taş kolonun imalatına sağlam zemin tabakasına ulaşmadan son verilir. Bu şekilde imal edilen yüzen taş kolonlar denilmektedir. Yüzen taş kolonların çalışma mekanizmaları yüzen kazıklara benzemektedir. Genel olarak yüzen taş kolonların çalışma sistemi, yükleme sonucunda taş kolonun yanıl yönde genişleyip oturması ile taş kolon ile zemin arasındaki kayma gerilmelerinin ve pasif basınçların oluşması ile açıklanabilir. Yüzeş taş kolonlar uç mukavemetleri oldukça düşüktür ve mukavemetinin büyük bir çoğunluğunu yan yüzeşlerden almaktadır. Yüzen taş kolonların derinliğı çapın 3-4 civarındadır ayrıca bu derinliğin altında yüzen taş kolon sistemi çalışmaz [108]. Yüzen taş kolonların yük transfer mekanizması (çalışma sistemi) yukarıdaki gibi açıklansada oldukça karmaşık bir çalışma sistemine sahiptir [149].

3.5.7. Taş Kolonların Göçme Mekanizması

3.5.7.1. Tekil Taş Kolon Göçme Mekanizması

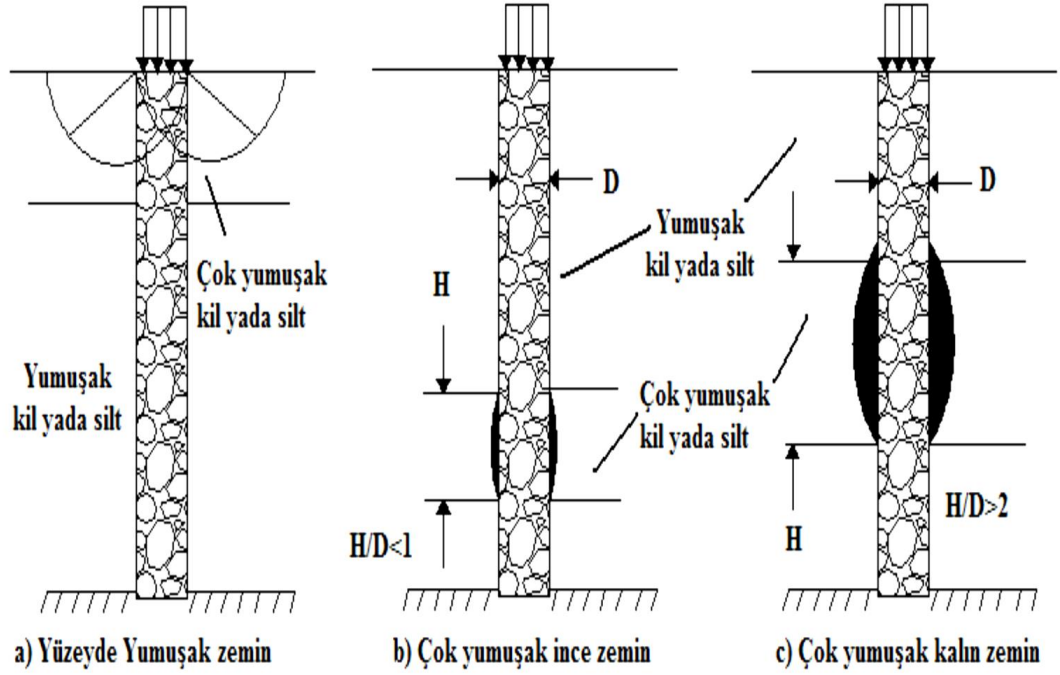
Yüzen kolonlar çalışma sitemini dikkate alarak kaolin kili içerisinde bir model hazırlayan Hughes ve Withers, yüzen kolonun boyu çapının üç ya da dört kat fazlası olması durumunda, Şekil 3.13-a'da görüldüğü gibi kolonun aşırı radyal genişleme

yaparak göçtüğünü, şekil 3.13-b’de görüldüğü gibi kolonun yüzen boyu çapının yaklaşık iki veya üç katı olması halinde kolonun alt ucunda taşıma gücünün aşılması, şekil 3.13-c’de görüldüğü gibi sağlam zemine ulaşan kısa taş kolonların göçme mekanizmaları ise, göçme yüzeyine yakın kesimde taşıma gücünün aşılması sonucunda yerel ya da genel göçme oluşabileceğini belirtmiştir [149].



Şekil 3.13. Tekil taş kolonun (yüzen taş kolon) göçme mekanizması [150].

Tabakalı bir zeminde, ise taş kolonun oldukça yumuşak bir zemin tabakası içerisinde göçmesi Şekil 3.14’ de verilmiştir. Tabakalı bir zeminde tabakalar arası kil zemini mevcut ise bu tabaka diğer tabakalardan çok farklı şekilde davranabilmektedir. zeminlerde tabakalar arasında ki zemin davranışlarının farklılık gözlenebilmektedir. Bu durum kil tabakasının yani yumuşak tabakanın olduğu yerde taş kolonun yanal yönde genişlemesine hatta göçmesine sebep olabilir.



Şekil 3.14. Tabakalı bir zeminde taş kolon göçme mekanizması [148].

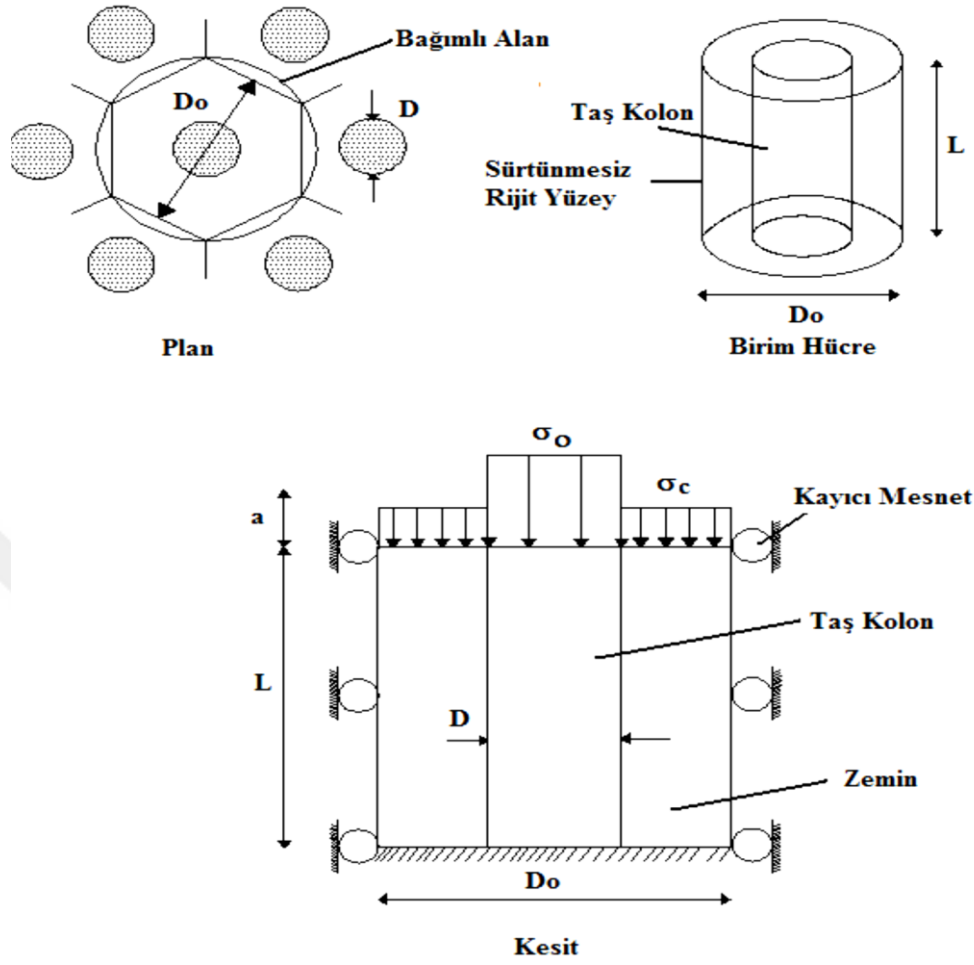
3.5.7.2. Grup Taş Kolon Göçme Mekanizması

Genel olarak tekil taş kolon ile grup taş kolondaki tek bir kolon kıyaslandığında grup taş kolonun içerisindeki mevcut tek bir kolonun taşıma gücü teklik bir taş kolonun taşıma gücünden fazladır.

Grup taş kolonlarda oturma yük durumunun belirlenmesi için ilk olarak yapılması gereken şey grup içindeki bütün kolonları tek tek değerlendirilmesidir. Alanda grup taş kolonun oturma yük davranışı için yapılan çalışma birim hücre modeli olarak tanımlanabilir(Şekil 3.15).

Birim hücre modelinde;

- Birim hücre dışında kayma gerilmesi sıfır olmalıdır.
- Radyal yönde yerdeğiştirmeler komşu hücreyi etkilemez.



Şekil 3.15. Birim hücre modelinin gösterimi [148].

Barksdale ve Bachus (1983), iki komşu taş kolon arasındaki etkileşimi belirlemek için laboratuvarında yaptığı çalışmanın sonuçları birim hücre teorisine şüphelerin ortaya çıkmasına neden olmuştur. Planda 2x3 şeklinde oluşturulan grup taş kolon üzerinde yapılan deney sonuçları ile kabarmanın taş kolonun birbirine bakan yüzeyleri arasında değil diğer yüzey kısımlarında oluştuğunu gözlemlemiştir. Oluşan bu durumun grup etkileşiminden kaynaklandığını belirtmiştir [108].

Terashi vd. (1991) taş kolonlar arasındaki grup etkileşimini belirlemek için yaptığı deneysel çalışmada taş kolonlara gelen yük dağılımının eşit olmadığını belirlemişler ve ayrıca birim hücre modelinde farklı göçme mekanizmaları gözlemlemiştir [108].

Hu (1995), grup taş kollar üzerinde laboratuvarında deneysel bir çalışma yapmıştır. Yapılan çalışmada taş kollarında oluşan deformasyonları kesme, zımbalama, eğilme ve kabarma şeklinde sıralanmıştır. Ayrıca oluşan kabarmalar, içteki taş kolunun altında, dışta kalan kollarında ise uç kısımlarında oluştuğunun bildirmiştir [108].

Rao vd. (1997) Yine grup taş kolların davranışlarını laboratuvarında hazırladığı model deneyler üzerinde incelemiştir. Yapılan çalışmalar sonucunda Rao, taş kolların arasındaki mesafenin taş kolunun davranışında önemli bir yeri olduğunun belirtmiştir. Taş kollar arası mesafenin az olması durumunda bir taş kolun diğer taş kolunun kabarma bölgesi içine girmekte ve oluşan bu durumda grup taş kolların taşıma gücü kapatılma etkisiyle arttığının söylemiştir [108].

3.5.8. Taş Kolun Taşıma Gücü

3.5.8.1. Tekil Taş Kolun Taşıma Gücü

Tekil taş kollar taşıma gücü analizi için yumuşak killi bir zeminde üç eksenli gerilme şartlarının geçerli olduğu ve zemin ile kolunun limit gerilme durumunun geçerli olduğu limit analiz yöntemi kullanılabilir. Bu yöntemde taş kolunu destekleyen zeminin oluşturduğu yanal çevre gerilmesi σ_3 nihai pasif direnç olarak tanımlanır. Kolun göçme durumunda nihai düşey gerilme σ_1 , yanal çevre gerilmesi σ_3 , taş kolun malzemesi pasif itki katsayısı K_p kullanılarak taş kolunun nihai taşıma gücü hesaplanabilir.[108].

3.5.8.2. Kısa Taş Kolun Taşıma Gücü

Taş kollarında, taş kolunun boyu belirli oranda (iki üç kat az) çaptan az ise taş kolunda göçme meydana gelir. Bu durum taş kolunun etrafındaki zeminin göçmesi şeklinde de açıklanabilir. Başka bir ifadeyle kolunun içinde bulunduğu zemine doğru zımbalama yapması şeklinde de açıklanabilir. Zımbalama göçmesi için taşıma gücü hesabı, klasik kazık tasarım metotları gibi taş kolunun uç taşıma gücü ve yanal çevre sürtünmesi hesabı yapılarak bulunur. Taş kollarında genel göçme ise örtülü sürşarj etkisinin en az olduğu yüzeyde meydana gelir[108].

Madhav ve Vitkar (1978), sürtünmesiz zemin içerisinde bulunan taş kolonlar için bir düzlem şekil değiştirme durumdan faydalanarak bir çözüm geliştirmişlerdir. Yük yumuşak zemine ve bu zemin içerisindeki taş kolona uygulanabilir. Şerit yükleme durumunda taşıma gücü;

$$q_{ult} = (\gamma_c \times B/2) \times N_\gamma + c_u \times N_c + \gamma_c \times D_f \times N_q \quad (3.14)$$

şeklinde ifade edilir ki burada N_γ , N_c ve N_q abaktan alınabilecek taşıma gücü katsayılarını göstermektedir [108].

3.5.8.3. Grup Taş kolonların Nihai Taşıma Gücü

Taş kolonlarla iyileştirilmiş kohezyonlu bir zemin üzerine oturan (dikdörtgen, kare, daire) bir temelin taşıma gücü limit denge metoduyla bulunabilir. Rijit bir temelin taşıma gücünü belirlemek için hızlı şekilde yükleme yapılır ve bu şekilde içsel sürtünme açısı ihmal edildiği dreneajsız kesme şartları sağlanmış olur. Oluşan göçme ile üçgen blok bir alan oluşur kayma düzlemi boyunca kolon ile zeminin kayma direnci tamamıyla mobilize olur [108].

Bu yaklaşım ilk olarak homojen kabul edilen zeminler için Bell (1978) tarafından çalışılmıştır. Daha sonraki dönemde Terzaghi ve Sowers (1979) tarafından üzerinde çalışılıp geliştirilmiştir. Bu iki ayrı çalışmada homojen zeminler için bulunan taşıma kapasitesi (Bell) ve yerel göçme teorisine dayanan taşıma gücü (Terzaghi ve Sowers) değerine yakın sonuçlar vermektedir. Homojen zeminler için Bell'in taşıma kapasitesi teorisi, Terzaghi'nin yerel göçme teorisine yakın sonuçlar verdiği gözlemlenmiştir [108].

Kompozit zeminin alabileceği nihai gerilme (q_{ult}), kesme yüzeyinde oluşacak kompozit kesme direncine ve σ_3 yani bloğun yanal hareketi nihai direncine bağlıdır.

Taş kolon grubunun nihai taşıma gücünü (kapasitesini) hesaplamak için öncelikle nihai radyal gerilme σ_3 hesaplanmalıdır. Klasik toprak (zemin) basıncı teorisinde, suya doygun killer için sonsuz uzun bir temelde;

$$\sigma_3 = \frac{\gamma_c B \tan \alpha}{2} + 2c \quad (3.15)$$

bağıntısı yararlanılabilir[108]. Burada;

bağıntısı yararlanılabilir. Burada;

γ_s : Kohezyonlu zeminin ıslak veya doymun birim hacim ağırlığı

σ_3 : Ortalama radyal çevre basıncı

B: Temel genişliği

c: İyileştirilmemiş zemindeki drenajsız kohezyon

α : Göçme yüzeyinin eğimi

olarak tanımlanabilir.

Kare temel için yanal gerilme; Vesic tarafından oluşturulan boşluk genişleme teorisi ile hesaplanabilir. Vesic silindirik genişleme teorisi göçme blok alanını etkileyen nihai radyal gerilmeyi verir. Nihai yanal gerilme σ_3 ve Nihai düşey gerilme q_{ult} asal gerilmeler olarak düşünülürse, bloğun denge durumundan,

$$q_{ult} = \sigma_3 \tan^2 \alpha + 2 c_{ort} \tan \alpha \quad (3.16)$$

olarak yazılabilir[108]. Taş kolonların nihai taşıma gücünün hesaplanması için önerilen bu yöntemde; temel boyutları, temel şekli, taş kolonla iyileştirilmiş zeminin kayma mukavemeti, taş kolonun içsel sürtünme açısı, taş kolonu etrafını saran zeminin rijilik modülü ve taş kolonun üzerine etkileyen jeolojik gerilme durumları dikkate alınmalıdır.

3.5.9. Taş Kolon Oturma Analizi

Taş kolonların oturmalarının hesaplanabilmesi için birçok sayısal yöntem mevcuttur. Ayrıca son dönemde büyük bir gelişme gösteren yazılım programları ile de taş kolonların oturma kolaylıkla hesaplanabilmektedir. Taş kolonlarda meydana gelen oturmaların hesabı için kullanılan sayısal metotlar aşağıda kısaca açıklanmıştır [108].

Denge metodu; Bu metot oldukça basit ve gerçeğe yakın sonuçlar vermektedir. Bu yöntemde gerilme konsantrasyon oranının hesaplanması üzerine kurulmuştur. Priebe metodu; Bu metot çeşitli kabullere dayanan ve oturma azaltım faktörünün hesaplanmasını sağlamaktadır. Bu yöntemde oturma azaltım faktörü alan değişim oranı ile taş kolonun içsel sürtünme açısına bağlı olarak bulunmaktadır [108].

Greenwood metodu; 1983 yılında Greenwood, taş kolonlar ile iyileştirilmiş zeminde oturma azaltım etkisini bulabilmek için, kolon yerleşim aralıkları ve zeminin drenajsız kayma mukavemeti cinsinden ampirik eğrilerden faydalanarak bulmaya çalışmıştır. Bu metodun kullanılabilirliğini arttırmak için ampirik eğrileri Barksdale ve Backus yeniden düzenlenmiştir [108].

Goughnour ve Bayuk metodu; Bu yöntemde diğer yöntemler gibi bazı kabuller yaparak oturma miktarını belirlenmektedir. Bu yöntemde taş kolonlar sıkışmaz, plastik ve rijittir, taş kolon etrafını saran zeminin lineer elastik davrandığı kabulü yapılır. Meydana gelen düşey şekil değiştirmelerin maksimum değerlerinden yola çıkarak toplam oturma değerleri bulunabilir [108].

Hughes Metodu; Diğer yöntemlerde olduğu gibi oturma azaltım faktörünün hesaplanmasında için bir çok kabul yapılmıştır Hughes azaltım faktörünün hesabında, taş kolon zemin arasındaki kayma gerilmelerinin ihmal edildiği ve dikkate alındığı durum olmak üzere iki şekilde yapılabilir [108].

3.5.10. Taş Kolon ile Şev ve Dolguların Stabilitesi

Önceki konularda daha kapsamlı ele alındığı gibi şevlerde şev stabilitesi günümüzde zemin mekaniğinin önemli konularından biridir. Taş kolonlarla yapılan iyileştirmenin genel amacı iyileştirme yapılan zemini daha güvenli bir hale getirmektir. Taş kolon ile iyileştirme yapılmış olan doğal şevlerin ve dolguların stabilite analizi normal şevlerin stabilite analizleri ile benzer şekilde yapılabilir. Taş kolonların stabilite analizlerinde analitik yöntemlerin yanı sıra sonlu eleman yöntemleri kullanılabilir. Ayrıca deprem gibi sismik bir yük etkisinde taş kolonlu şevin nasıl davranacağı deprem sırasında yer değiştirmenin ve güvenlik sayısının istenilen sınırlar içinde

kalıp kalmadığı çok önemlidir. Son dönemde geliştirilen yazılım programları ile yarı statik analizlerle deprem etkisinde şev analizi yapılmaktadır.

3.5.10.1. Profil Metodu

Profil metodunda her bir taş kolon gurubu birlikte düşünülerek eşit şartlar içinde bulunan eşit özellikte eşdeğer şerit taş kolon haline dönüştürülür. Şekil 4.16'da eşit hacme sahip taş kolonlar şerit halinde gösterimi verilmiştir. Her bir şerit ve zemin, zemin fiziksel ve geometrik özelliklerine bilgisayara tek tek girilerek ayrı olarak analiz edilir. Dolgu şevlerinin veya doğal şevlerin taş kolonlarla iyileştirilmesi ile taş kolonlar üzerinde gerilme artışı meydana gelmiştir. Gerilme artışının taş kolonlar üzerinde oluşması kesme direncin artırır ve bu durum çok ekonomik bir çözüm sunmuş olur. Şekil 3.16'da zemin tabakası üzerinde ayrıca bir fiktif bir zemin tabakasının olduğu görülmektedir. Bilgisayar ortamında yapılacak analizlerde fiktif zemin tabakasının ağırlığı taş kolon şerit üzerindeki gerilme konsantrasyonunu vermektedir. Dolgu şevleri ile taş kolon arasındaki oluşan ortalama düşey gerilmenin dolgu nedeniyle meydana gelen gerilmeye eşit olduğu kabul edilir [108].

Taş kolondaki gerilme konsantrasyon oranı;

$$\sigma_s = \sigma + \Delta\sigma_s$$

$\Delta\sigma_s$: Taş kolondaki gerilme artışı

σ_s : Dolgu yükünden oluşan gerilme ($\sigma = \gamma_1 H'$),

olarak alınır ve burada $\Delta\sigma_s$ ise;

$$\Delta\sigma_s = \sigma_s - \sigma = \mu_s \sigma = (\mu_s - 1) \sigma = (\mu_s - 1) \gamma_1 H' \quad (3.17)$$

Fiktif tabaka kalınlığının taş kolonların üzerindeki oluşturduğu yoğunluk;

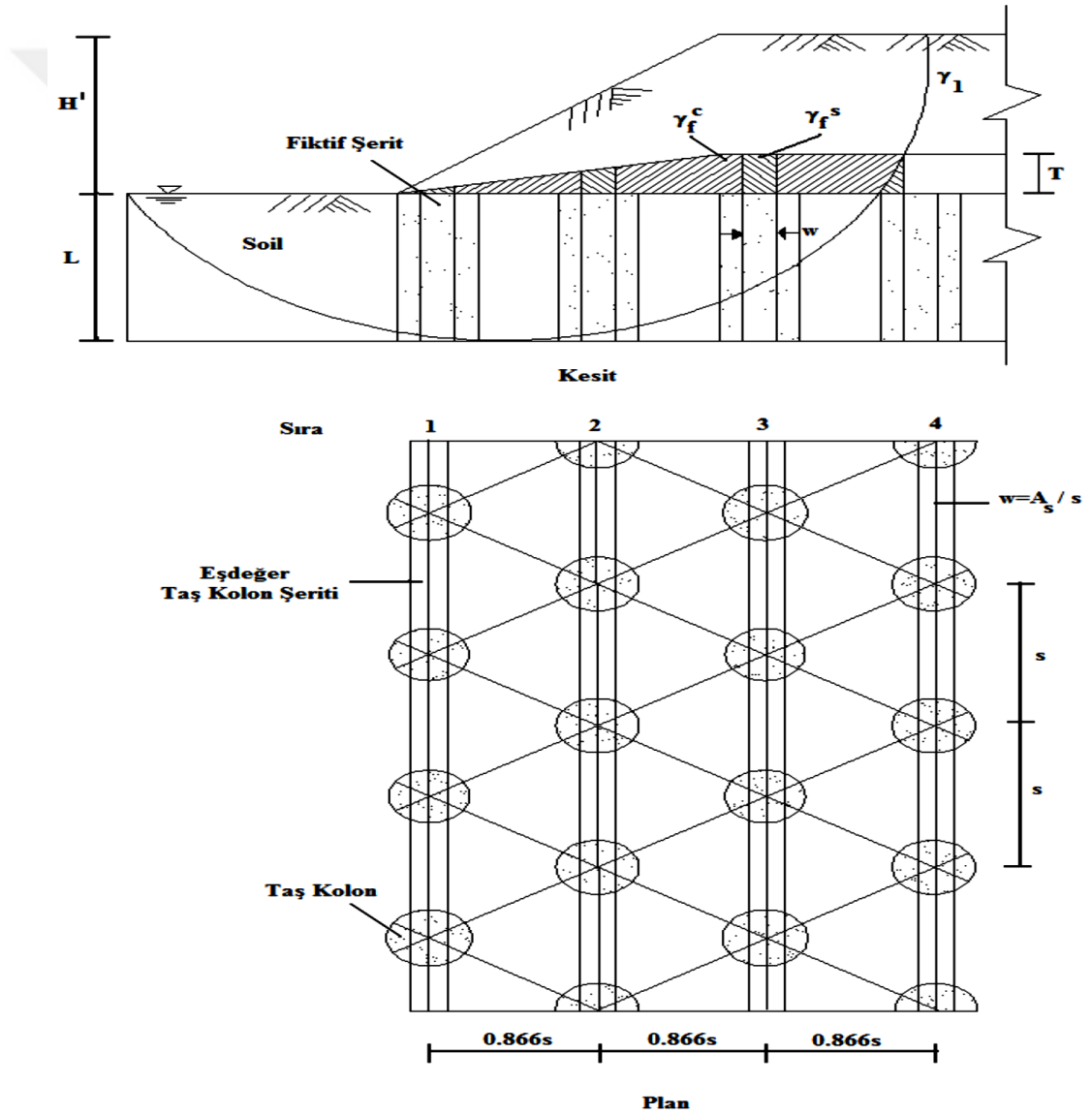
$$\gamma_s^f = \frac{(\mu_s - 1) \gamma_1 H'}{T'} \quad (3.18)$$

Bulunur [108]. Ayrıca fiktif tabaka kalınlığının zemin üzerindeki oluşturduğu yoğunluk ise;

$$\gamma_c^f = \frac{(\mu_c - 1) \gamma_1 H'}{T'} \quad (3.19)$$

olarak bulunabilir[108].

Fiktif bir zemin tabakasının belirlenmesinde farklı kriterler göz önünde bulundurulmalıdır. Yumuşak bir zemin tabakası üzerindeki fiktif zemin tabakası şev altında üçgen bir şekle sahip olduğu için her bir taş kolon şerit için farklı ağılıkta olacaktır. Bundan dolayı bütün doğuların altında 75 ile 100 mm arasında sabit bir kalınlıkta şerit şeklinde fiktif bir zemin tabakasının alınması uygun olur [108].



Şekil 3.16. Eşdeğer taş kolon grubunun şerit şeklinde gösterimi [148].

z: Zemin yüzeyinden itibaren derinlik

γ_s : Taş kolon malzemesinin birim ağırlığı

μ_s : Taş kolon gerilme konsantrasyon faktörü

olarak tanımlanır[108].

Bu metotda kohezyon devre dışı bırakıldığında oluşacak kayma gerilmesi;

$$\tau_s = (\sigma_z^s \cos^2 \beta) \tan \phi_s \quad (3.21)$$

τ_s : Taş kolondaki kayma mukavemeti (dayanımı)

ϕ_s : Taş kolonun içsel sürtünme açısı

β : Kayma yüzeyinin yatayla yaptığı açı

olarak tanımlanır [108].

Kohezyonlu zeminlerde oluşacak toplam gerilme ise ;

$$\sigma_z^c = \gamma_c z + \sigma \mu_c \quad (3.22)$$

σ_z^c : Kohezyonlu zeminin kayma yüzeyi üzerindeki düşey efektif gerilme

μ_c : Kohezyonlu bir zeminin gerilme konsantrasyon faktörü

γ_c : Kohezyonlu zeminin birim ağırlığı

olarak tanımlanmaktadır[108].

Aynı yöntemde kohezyonlu zeminler için kayma mukavemeti ise;

$$\tau_c = c + (\sigma_z^c \cos^2 \beta) \tan \phi_c \quad (3.23)$$

ϕ_c : Drene olmayan kohezyonlu bir zeminin içsel sürtünme açısı

τ_c : Kohezyonlu zeminindeki kayma mukavemeti

c: Drene olamayan kohezyonlu bir zeminin kohezyonu

Taş kolon birim hücresi alanındaki ortalama ağırlıklı kayma mukavemeti ise;

$$\tau = c + (1-a_s) \tau_c + a_s \tau_s \quad (3.24)$$

gibi olacaktır [108].

Taş kolon ile iyileştirilmiş zeminin ağırlıklı ortalama birim hacim ağırlığı ise;

$$\gamma = \gamma_s a_s + \gamma_c a_c \quad (3.25)$$

olarak bulunabilir [108].

Bu yöntemde taş kolonunla iyileştirilmiş her bir şeridin ayrı ayrı hesabı yapılır. Daha sonra asıl hedef olan şev analizi sayısal olarak elle veya bilgisayar paket programları yardımıyla yapılabilir [108].

Eğer doğal şev stabilitelerindeki gibi herhangi bir gerilme konsantrasyon durumu mevcut değilse bilinen bir program yardımıyla stabilite analizi yapılabilir. Bunun için taş kolon malzemesinin gerilme konsantrasyon oranı ve kohezyon devre dışı bırakılarak bu yöntemde (ortalama kayma mukavemeti metodu) kayma mukavemeti parametreleri;

$$\tan (\phi)_{ort} = \frac{\gamma_s a_s \tan \phi_s + \gamma_c a_c \tan \phi_c}{\gamma_{ort}} \quad (3.26)$$

$$c_{ort} = c a_c = c (1-a_s) \quad (3.27)$$

formülü ile bulunur [108]. Burada;

γ_s : Birim ağırlık

$\phi_c = 0$ için alan oranı esas alınır aşağıdaki eşitlik kullanılmalıdır

γ_{ort} : Ortalama birim ağırlıktır.

$$\tan (\phi)_{ort} = a_s \tan \phi_s \quad (3.28)$$

u eşitlikte $\gamma_{ort} = \gamma_s$ alınmalıdır.

Taş kolon ile iyileştirmesi yapılan şevlerin stabilite analizler sonucunda tercih edilen kayma dairelerinin emniyet faktörü için;

$$S_F = \frac{M_r + \Delta M_r}{M_d + \Delta M_d} \quad (3.29)$$

denklemini kullanılır [108]. Burada ;

ΔM_d : Taş kolondan oluşan kaymaya neden olan moment

ΔM_r : Taş kolondan oluşan kaymaya karşı koyan moment

M_r : Kaymaya karşı koyan moment (taş kolonsuz)

M_d : Kaymaya çalışan moment (taş kolonsuz)

S_F : İyileştirilmiş zeminin emniyet faktörü (Güvenlik sayısı)

olarak tanımlanır [108].

Bu yaklaşım özellikle elle yapılacak çözümler için çok uygundur. Ayrıca Japonya’da taş kolonlar imalatında malzeme olarak çakıl, kırmataş ve kumdan faydalanılmaktadır. Japon yöntemi olarak bilinen bu yöntemde ortalama mukavemet parametreleri ile normal mukavemet parametreleri aynıdır. Şekil 3.18’de taş kolonlarla iyileştirilmiş bir şevin güvenlik sayısı başka bir ifadeyle emniyet faktörü verilmiştir [154].

Yapılan iyileştirme ile emniyet faktörü;

$$F_s = \frac{\sum c'LR + \sum (N - ul_c) \tan \phi'}{\sum W_x} \quad (3.30)$$

Denklemini yardımıyla hesaplanır [108]. Burada ;

L: Potansiyel kayma yüzeyinin uzunluğu

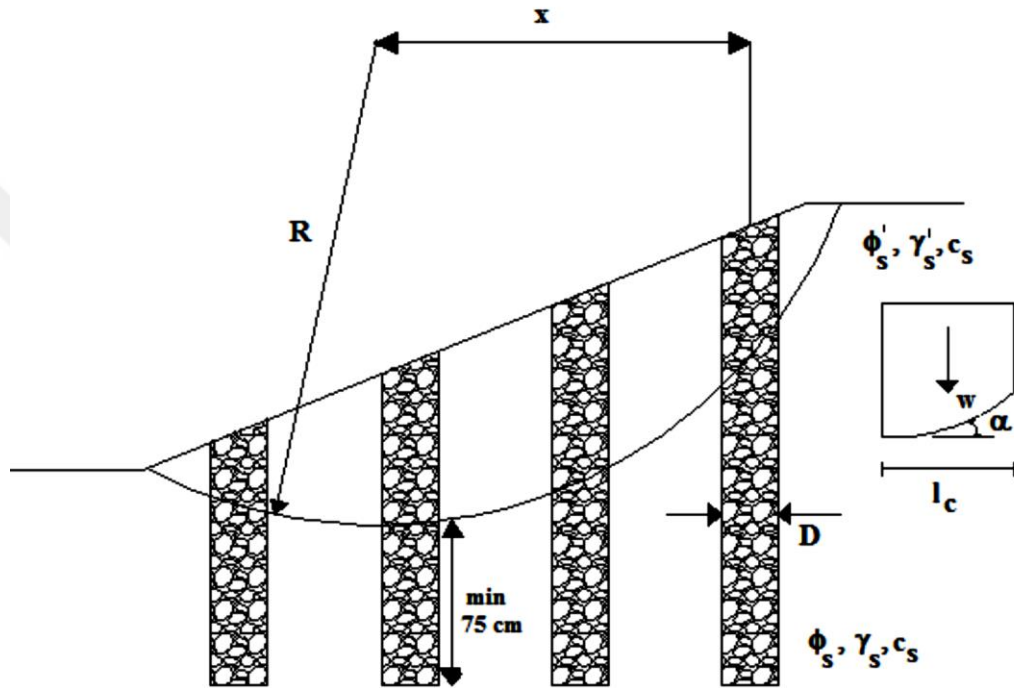
u: Kayma düzlemine etki eden ortalama boşluk suyu basıncı

N: Taş Kolon dilim tabanına etkiyen normal kuvvet

lc: Taş kolon taban genişliği

W: Dilimin toplam ağırlığı

x: kayma dairesinin merkezi ile dilim eksenini arasındaki uzaklık



Şekil 3.18. Doğal şevin taş kolon ile stabilizasyonunun gösterimi[151]

Bu tekniğin analizlerinde ayrıca;

$$(A_s + A_c) \sigma = A_s \sigma_s + A_c \sigma_c \quad (3.31)$$

$$\sigma_h \leq \sigma_c + \sigma_u \quad (3.32)$$

$$\sigma_s \geq \frac{(1 + \sin \phi_c) \sigma_s}{(1 - \sin \phi_c)} \quad (3.33)$$

eşitlikleri göz önüne alınmalıdır [108]. Burada;

A_c : Kilin kesit alanı

A_s : Taş kolonun kesit alanı

σ : İyileştirilmiş zemin üzerindeki düşey gerilme

σ_c : Kile etki eden düşey gerilme

σ_s : Taş kolon etki eden düşey gerilme

σ_h : Taş Kolonun Silindirik Yüzeyi Üzerindeki Yanal Çevre Gerilmesi

σ_u : Kil zeminin üst akma gerilmesi

ϕ_s : Taş Kolonun İçsel Sürtünme Açısı

olarak tanımlanır [108].

(3.32) ve (3.33) formüllerinden;

$$\frac{\sigma_s}{\sigma_c} = \frac{(1+\sin\phi_s)}{(1+\sin\phi_s)(1+\frac{\sigma_u}{\sigma_c})} \quad (3.34)$$

$$n = \frac{\sigma_s}{\sigma_c} \quad (3.35)$$

$$\sigma_c = \frac{\sigma}{[1+(m-1)a_s]} \quad (3.36)$$

$$a_c = \frac{A_s + A_c}{A_s} \quad (3.37)$$

$$\sigma_s = \frac{m\sigma}{[1+(m-1)a_s]} \quad (3.38)$$

yukarıdaki eşitlikler elde edilir [108]. Burada ;

n : Gerilme konsantrasyon oranı

a_c : Yerdeğiştirme Oranı

Taş kolonlar ile iyileştirilmiş zeminlerin şev stabilite analizlerinde kompozit bir zeminin kayma mukavemetleri ise;

$$\tau_{sc} = (1 - a_s)c (\mu_s' \sigma - \gamma_s z_s) \tan\phi \cos^2\alpha \quad (3.39)$$

ile hesaplanabilir [108]. Burada;

γ : Taş kolonun birim hacim ağırlığı

c : Kilin Kohezyonu

z : Kayma yüzeyinin taş kolonun üst noktası ile taş kolonu kestiği nokta arasındaki düşey derinlik

μ_s' : Kilin gerilme azaltma katsayısı

α : Kayma yüzeyinin taş kolonu kestiği düzlemin yatayla kestiği açı olarak tanımlanır [108].

Kilin konsolide olması sırasında kohezyonunun artışı ise;

$$c = c_0 \Delta c = c_0 \mu_s \sigma S \left(\frac{c}{P} \right) \quad (3.40)$$

şeklinde ifade edilir [108]. Burada;

c_0 : Kilin Başlangıç Kohezyonu

c/P : Kohezyon artış oranı

Δc : Konsolidasyondan dolayı kohezyondaki artış

n : Gerilme Konsantrasyon Oranı.

μ_c : Kilin Gerilme Azalış Katsayısı

olarak tanımlanabilir [108].

Kolon etrafındaki killi zemindeki mukavemet, taş kolon üzerinde gerilme konsantrasyonunun azalması ile artar.

3.5.11. Taş Kolonların Deprem Sırasındaki Performansları

Deprem gibi sismik bir yük etkisinde taş kolonun davranışını kapsayacak sınırlı sayıda çalışma olması nedeniyle taş kolonun deprem performansı tam olarak anlaşılammıştır. Taş kolonların deprem performansının değerlendirilmesine yönelik çalışmalara aşağıda kısaca değinilmiştir.

Mitchell ve Wentz (1991) Oniki farklı bölgede taş kolon uygulayarak yaptıkları iyileştirme çalışmasının verimliliğini, 1989 Loma Prieta'da meydana gelen depremden sonra değerlendirmişlerdir. Bu alanlarda kullanılan iyileştirme teknikleri olarak vibro-kompaksiyon, dinamik kompaksiyon ve çimentolama yöntemleridir. İyileştirme yapılan bölgede altı adet bir alan belirlenip bu alanlar taş kolonlar ile iyileştirilmiştir. 1989 Loma Prieta'da depreminde ölçülen maksimum yer ivmesi değerleri Santa Cruz yakınlarında 0,45 g ve Marina Körfezinde 0,11 g'dir. Yapılan çalışma sonucu, bölgede iyileştirme yapılmayan alanlarda sıvılaşmaya başlangıçları (kum konileri), oturmalar, yüzeyde çatlak ve kırıklar meydana geldiği gözlemlenirken taş kolon ile yapılan iyileştirme alanlarında herhangi bir zemin problemi oluşmadığı gözlemlenmiştir [152].

Northridge bölgesindeki bir kaç alana 1994 depremi meydana gelmeden önce taş kolonlarla bir iyileştirme yapılmıştır. Taş kolonlarla iyileştirme yapılan birinci alan, deprem merkez üssüne 2.42 km mesafededir. Ayrıca, bu alanda kaydedilen maksimum yer ivmesi 0,7 g' dir. Deprem sonrasındaki taş kolonlarla yapılan iyileştirme bölgesinde yapılan incelemelerde bu alanda herhangi bir hasar oluşmadığı belirlenmiştir. Taş kolonlarla tren ray hattı güzergahında iyileştirme yapılan bir diğer alanı, depremin merkez üssüne 48.3 km mesafededir. Zeminin kesme ve makaslama dayanımını arttırmak için ortalama 5.5 m'lik bir derinliğe taş kolon uygulanmıştır. Deprem sırasında iyileştirme yapılan bu alanda herhangi bir hasara rastlanmamıştır. [153].

Mitchell, Munson ve Baxter (1995) Japonya' da meydana gelen birden fazla depremden dolayı taş kolonlarla ve diğer iyileştirme yöntemleriyle yapılan iyileştirme yöntemlerinin raporunu tutmuşlardır. Çalışma raporlarında, deprem

sonrasında taş kolon yöntemiyle ile yapılan iyileştirmelerin iyi sonuçlar verdiği ve yapılan iyileştirme bölgesinde herhangi bir hasarın rastlanmadığı belirtilmiştir [154].

Arman ve ark (2009)yaptıkları çalışmada, zeminin derin alüvyon olduğu Adapazarı'nın bir bölgesinde sıvılaşmayı önlemek için taş kolonlar ile yapılan iyileştirme sonucunun verimliliğinin incelendiği bir vaka çalışmasıdır. Bu alanda yapılan taş kolonlar deplasmana dayalı olarak analiz edilmiştir. Çalışma sonucu, taş kolonun bir düşey dren gibi çalışarak deprem esnasında oluşan aşırı boşluk suyu basıncını absorbe ettiğini göstermiştir. Bu durum deprem bölgelerinde sıvılaşma problemlerinin olduğu bölgelerde uygulanabilirliğini ortaya koymuştur [105].

Selçuk (2009) yılında yayınladığı doktora çalışmasında, zemin sıvılaşmasının önüne geçmek için uygulanan taş kolon sonlu elemanlar modellenmesini içermektedir. Çalışma sonucunda taş kolonlar düşey drenajı sağladığı ve taş kolon imalatı ile zemindeki rölatif sıklığı arttırdığı gözlenmiştir. Dolayısıyla sismik (dinamik) yük etkisinde gelişen aşırı boşluk suyu basıncını absorbe eder ve bu şekilde sıvılaşma kaynaklı hasarı önlenmiş olacaktır [107].

Moayedı ve ark. (2010) yılında yaptıkları çalışmada, temellerin altında yer alan taş kolonların deprem sonrasındaki durumu incelenmiştir. Hem yerinde yapılan incelemeler hemde yapılan sayısal modellemeler, taş kolonların deprem sırasında oluşan aşırı boşluk suyu basıncını dren gibi davranarak azalttığını gözlemlenmiştir [109].

Jin Man Kim ve ark. (2012) yılında yaptıkları çalışmalarda, sarsma tablası kullanılarak taş kolonla iyileştirilmiş model zemine sismik yük uygulanmıştır. Bu deney sonucu gösterdi ki sismik gibi dinamik bir yük etkisinde taş kolonlar kil tabakalarında geniş kayma deformasyonları önlediği görülmüştür [117].

Jeong-Ho Ryu ve Jin Man Kim (2013) yılında yayınladıkları çalışmada, taş kolon ile güçlendirilmiş zeminin sismik performans 1-g sallayarak tablo bir dizi testler kullanılarak incelenmiştir. Deneysel sonuçlar dinamik yük etkisinde taş kolonlar ile güçlendirilmiş yumuşak zeminlerde büyük kayma gerilmelerinin önlediği

görülmüştür. Ayrıca sismik yük etkisinde taş kolonlu ve taş kolonsuz zemin kıyaslandığında zemin büyütme etkisi azalmıştır [126].

3.5.12. Taş Kolon Yönteminin Avantajları ve Dezavantajları

3.5.12.1. Taş Kolon Yönteminin Avantajları

- Diğer klasik zemin iyileştirme yöntemlerine göre (Fore kazık, mini kazık ve enjeksiyon gibi) imalat için kullanılan malzemeler kolay temin edilebilir.
- Diğer yöntemlere göre (Fore kazık, mini kazık, enjeksiyon vb.) oldukça ekonomiktir.
- Hızlı bir şekilde tamamlanması gereken inşaatların (Yol, havaalanı gibi) zemin iyileştirilmesinde çok çabuk şekilde uygulanabilir. Dolayısıyla imalat süresi oldukça kısa sürer.
- Taş kolon metodu, etkin bir drenaj sistemi sağladığından (düşey drenaj ve yatay drenaj) kohezyonlu birimlerde konsolidasyon sürelerini minimuma indirerek yumuşak zeminlerin dayanımını artırır.
- Taş kolon imal edildikten etrafındaki zemin içinde doğal dren gibi davranacağı için bu alandaki zemin içinde başka dren yapmaya gerek olmayabilir.
- Taş kolon yapımında kullanılan malzemeler genellikle doğal zemin olduğundan yöntemin çevreye olumsuz etkisi (ıslak yöntemde kullanılan suyun boşalımı ile çevreye verdiği zarar hariç) çok azdır.

3.5.12.2. Taş Kolon Yönteminin Dezavantajları

- Kayma mukavemetinin yeterli olmadığı zeminde taş kolon yöntemi verimli olmayabilir.
- Taş kolon yapımı için çevrede yeterli miktarda malzeme yoksa bu durum maliyeti arttırabilir.
- Genel olarak taş kolonlar uç mukavemeti sistemine göre çalıştığı ve yüzen taş kolonların çalışma prensibinin günümüzde hala tam olarak anlaşılammış olması nedeniyle taş kolonlar çok derin iyileştirme gereken yerlerde uygulanmayabilir.
- Taş kolonun hali hazırda diğer yöntemlere göre yeni yeni uygulanmaya başladığı için yapımında tecrübeli mühendis ve elamanların çalışmasını gerekmektedir.

- Bütün zemin iyileştirme yöntemlerinde olduğu gibi iyileştirme yapılacak zemin alanı yeterli şekilde incelenip araştırılmazsa yukarıdaki bütün avantajlar dezavantaja dönebilir.

3.6. Şev Stabilitesi Analiz Yöntemleri

3.6.1. Şevlerde Güvenlik Sayısı Kavramı

Şevler, kayma yüzeyindeki zemin kayma dayanımının çeşitli nedenlerle ortaya çıkan kayma gerilmelerine yenilmesi ile göçer. Buradan yola çıkarak bir mühendislik yapısı güvenlik durumu düşünülerek tasarlanmalıdır. Yani zeminle ilgili bir tasarım yapılıyorsa güvenlik sayısı (faktörü) denilen bir parametre ile kontrol edilmektedir. Geoteknik mühendisliğinde güvenlik sayısı ile ilgili yapılan çeşitli tanımlamalar aşağıda verilmiştir. [109].

- Bir noktada kaymaya karşı direnç gösteren momentlerin, kaydıran momentlere oranı,
- Potansiyel kayma yüzeyi boyunca kaymaya direnen kuvvetlerin, kaydıran kuvvetlere oranı,
- Potansiyel kayma yüzeyi boyunca sevi limit denge durumuna getirebilmek için, kayma mukavemeti parametrelerinin (kohezyon, içsel sürtünme açısı) azaldığı bir faktör olarak tanımlamaktadır.
- Potansiyel kayma yüzeyi boyunca zemin içinde bulunan kayma mukavemetinin, ortalama kayma gerilmelerine oranı,

De Mello (1977)'ya göre bir şevde güvenlik sayısı kavramı, dengeyi koruyan kuvvet ve momentlerin (kaymaya engel olan), dengeyi bozacak kuvvet ve momentlere (kaymaya neden olan) oranı olarak tanımlanmakta ve şev denge halindeyse 1' den büyük, şev dengede değilse 1' den küçük alınabileceğini belirtmiştir.

$G.S. (F.S.) = \text{Kaymaya direnen kuvvetler} / \text{Kaymaya neden olan kuvvetler}$

Şev kaymasına karşı güvenlik faktörü aşağıdaki gibi basit bir denklemlerle hesaplanabilir.

$$F_s (Gs) = \frac{\tau}{\tau_f} \quad (3.41)$$

Burada τ , Mohr-Coulomb şartına bağı olarak hesaplanan zeminin kayma mukavemeti,

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (3.42)$$

τ_f ise kaymaya neden olan ve kayma yüzeyi boyunca oluşan kayma gerilmeleri olup

$$\tau_f = c_f + \sigma_n \tan \phi_f \quad (3.43)$$

denklemleri ile hesaplanmaktadır. Buradaki ϕ_f ve c_f değerleri kayma mukavemet parametreleri olarak adlandırılmaktadır.

Bu parametreler;

$$\phi_f = \tan^{-1} \frac{\tan \phi}{MAF} \quad (3.44)$$

$$c_f = \frac{c}{MAF} \quad (3.45)$$

bu şekilde hesaplanmaktadır [155].

Denklemdaki MAF mukavemet azaltma faktörü olarak tanımlanır. Bu yöntem mukavemet azaltma faktörü olarak adlandırılmaktadır. Mukavemet azaltma faktörünün (MAF) doğru olarak bulunabilmesi şevin güvenlik sayısının doğru olarak bulunmasına bağlıdır. Şevlerin stabilite (duraylılık) analizlerinde değişik durumlar için sağlanması gereken güvenlik sayıları Tablo 3.4'de verilmiştir [156, 157].

Tablo 3.4. Yamaç ve şevler için sağlamaları gereken güvenlik sayıları [156, 157]

Şart	Güvenlik Sayısı (Faktörü) G.S.		
	Toplam Gerilme	Efektif Gerilme	Deprem
Yarmalar	1.5	1.25	1.0
Dolgularda yapım sonu	1.5	-	-
Yamaç üzerinde yapı bulunması	1.8	1.50	1.2
Uzun vadede duraylık için	-	1.20	-
Laboratuvar ortamında maksimum direnç parametreleri kullanımı (peak) ile	1.5	1.35	1.0
Kalıcı dirence göre	-	1.20	1.0
Barajda ani su düşmesi	1.5	1.10	-
Fisürlü killer	-	1.50	-
Barajda sızıntı	1.5	1.25	-

Şevde güvenlik sayısı bulunurken zemin durumu iyileştirme yönteminin genel özellikleri ayrıca deprem gibi şevde duraylılığını olumsuz etkileyecek dış etkenler göz önünde bulundurulmalıdır.

Plaxis sonlu elamanlar program ile şev stabilite analizi yapılırken phi/c reduction olarak bilinen yöntem kullanılmakta (mukavemet azaltma metodu-MAF) ve kayma mukavemet parametreleri $\tan(\phi)$ (içsel sürtünme açısı) ve c (kohezyon) göçme oluşana kadar azaltılmakta ve bu şekilde sonuca gidilmektedir. Programda güvenlik sayısı ise,

$$\Sigma M_{sf} = \frac{c}{c_{az}} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_{az}} \quad (3.46)$$

şeklinde hesaplanmaktadır.

3.6.2. Şev Stabilitesi Analiz Yöntemleri

Şev stabiliteinin analizinde kullanılan bir çok yöntem vardır. Bu yöntemler arasında kullanım açısından bazı farklar olsada genel olarak hemen hepsinin kritik kayma yüzeyini göz önüne alarak kayan kütlelerin dengesini incelemektedirler. Şev stabilite genel amacı ekonomik olarak en uygun yöntemlerle şevi güvenli duruma getirmektir. Şev stabilite incelemeleri iki grupta ayrılabilir.

3.6.2.1. Limit Denge Yöntemleri

Şevlerin gerek üzerindeki fazla yüklerden dolayı gerekse kendi ağırlığından dolayı göçmeye karşı stabilitesi, elastisite teorisine bağlı limit denge yöntemiyle sağlanmaktadır. İlk olarak İsveç Demiryolları tarafından oldukça büyük bir heyelanın yerinde incelenmesi ve araştırılması için bir geoteknik komisyonu görevlendirilmiştir. Geoteknik Komisyonunun yaptığı çalışmalar sonucunda İsveç kayma dilimi (daresi) olarak bilinen şev stabilite analiz metodunu geliştirmişlerdir [163].

Daha sonra sırasıyla Fellenius (1927, 1936), Bishop (1955), Janbu (1957), Spencer (1967), Morgenstern ve Price (1965), Fredlund ve ark. (1981) şev stabilitesinin analiz yöntemleri üzerine yeni araştırma ve incelemeler yaparak şev stabilite analiz yöntemlerinin gelişmesine katkıda bulunmuşlardır. Bulunan ve belirtilen bu yöntemlerin ortak özelliği, yukarıda da belirtildiği gibi kritik kayma yüzeyine bağlı kayma kütlelerinin dengesinin incelenmesidir. Bu yöntemlerin esası, kayma yüzeyinin yeterli ölçüde düşey dilimlere bölünmesi ile çözüme gidilmesidir. Yöntemler arasındaki fark ise, dilim kuvvetleri üzerine yapılan kabullerin farklı olmasıdır. Şev stabilitesi analizleri ile elde edilen güvenlik sayısı şevin ne ölçüde stabil olduğunu göstermektedir. [35,163].

Yapılan temel varsayım, dilimler arası kuvvetlerin bileşkesinin tabana yüzeyine paralel olduğudur [158].

Güvenlik Sayısı F_s aşağıdaki şekilde bulunmaktadır.

$$F_s = \frac{\sum [c' + (M \cos \alpha - u_w l \tan \phi')]}{\sum M \sin \alpha} \quad (3.47)$$

Bu yöntemde boşluk suyu basıncındaki ortalamanın üstünde artış ve şevin çok fazla yatık olması beklenenin üzerinde bir hataya sebep olmaktadır [158].

3.6.2.1.2. Bishop ve Basitleştirilmiş Bishop Yöntemleri

Fellenius (1927, 1936) metodlarının eksik yanları ilk olarak Bishop (1955) tarafından ortaya konulmuş ve daha kapsamlı yeni analiz yöntemi geliştirilmiştir. Geliştirilen bu yeni yöntem ile dairesel kayma yüzeyinde hem kuvvet denge koşulları hem de moment denge koşullarını sağlanmıştır. Bishop metodunun gelişimi çok uzun sürdüğü için bu yöntem çok kullanılmamış bu yöntemin yerine basitleştirilmiş bishop yöntemi kullanılmaya başlanmıştır [158]. Bishop, dilim kütle vektörünün dilimin tam ortasından etkidiği düşüncesini ortaya koymuştur. Dilimler altında etkili olan normal kuvvetin etki noktası hesaba katılmalıdır. Sadeleştirilmiş Bishop metodu ile güvenlik sayısı;

$$F_s = \frac{\sum [c' + ((M \cdot ul) + \Delta X) \cdot \tan \theta']}{\sum M \sin \alpha} \quad (3.48)$$

$$m = \cos \alpha \left(1 + \tan \alpha \frac{\tan \theta'}{F_s} \right) \quad (3.49)$$

şeklinde bulunur.

m: Dilim toplam ağırlığı,

l: Dilim Genişliği,

α : Dilimin tabanıyla yatay arasındaki açı.

c' : Kohezyon,

u: Dilim tabanına etkiyen boşluk suyu basıncı,

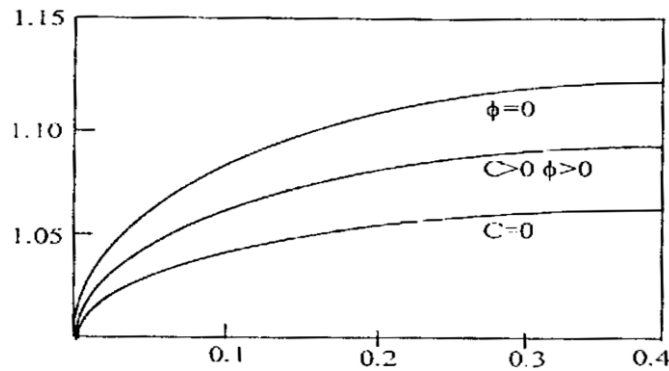
ϕ' : Efektif kayma mukavemeti açısı

Bu yöntemde X kuvvetindeki değişim (ΔX) hesabı karmaşık hale getirdiği için bir çok durumda ihmal edilebilir. İhmal edilen durumda da analizin genel olarak yeterli doğruluğu sağladığı görülmektedir [159].

3.6.2.1.3. Janbu Yöntemi

1956 yılında Janbu kuvvet dengesi şartlarını sağlayan ve her durumda kayma düzlemine uygulanabilen bir çözüm yolu bulmuştur. Üç bilinmeyen ve 3 denklem ile ifade edilen bu yöntem 1968 yılında yeniden düzenleme yapılarak 'Janbu Genel Yöntemi' olarak kullanılmıştır. Janbu genel yöntemi daha sonra çeşitli sadeleştirmeler yapılarak 'Sadeleştirilmiş Janbu Yöntemi' olarak kullanılmaya başlanmıştır [159]. Janbu (1973) yılında yaptığı ilk çalışma üzerinde çeşitli düzenlemeler yapmış ve şevin derinliğine ve genişliğine dayalı olarak güvenlik sayısını bir faktör (f_0) ile çarparak sonuca ulaşmıştır. Bu düzeltme faktörü genellikle az eğimli şevler kullanılmaktadır (Şekil 3.21) [160]. Yukarıda anlatılanlara dayanarak Janbu şevi etkileyen X kuvvetlerinin sıfır olduğu düşünerek kuvvet dengesini sağlayan ilk güvenlik faktörünü (sayısını) aşağıdaki şekilde ifade etmiştir [160];

$$F_0 = \frac{\sum \left[\left[c' + \left((M \cdot ul) \cdot \tan \phi' \right) \sec \alpha \cdot k_\alpha \right] \right]}{M \tan \alpha} \quad (3.50)$$

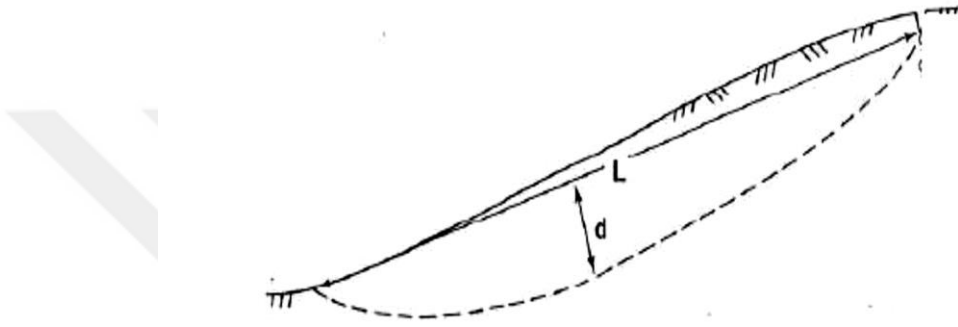


Şekil 3.21. Basitleştirilmiş Janbu yöntemi için kullanılan düzeltme katsayısı [160].

Ayrıca f_0 katsayısı, kayma bölgesinin derinliğine bağlı olarak (Şekil 3.22);

$$f_0 = 1 + 1 \left[\frac{d}{L} - 1.4 \left(\frac{d}{L} \right) \right] \quad (3.51)$$

bu şekilde de bulunabilir [158].



Şekil 3.22 Şevde uzunluk derinlik kavramı [158].

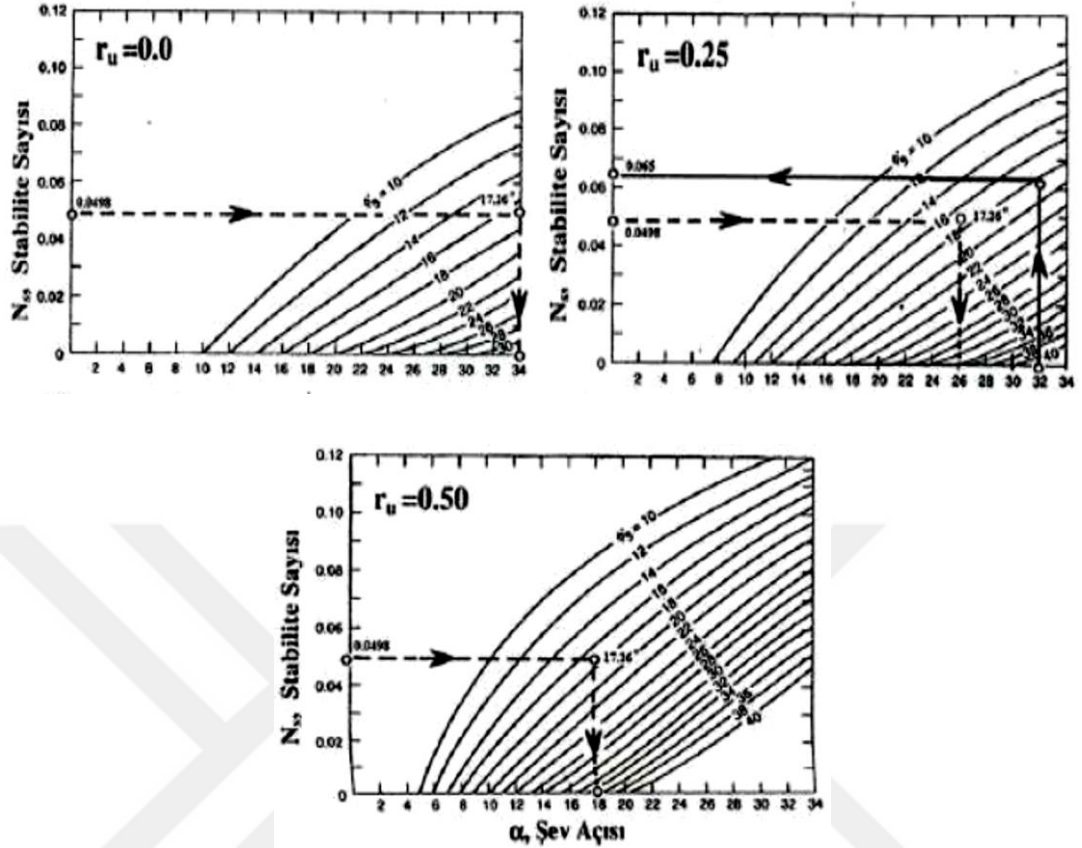
Katsayının kullanımı ile şevdeki güvenlik sayısı;

$$F_s = F_0 \cdot f_0 \quad (3.52)$$

şeklinde bulunur.

3.6.2.1.4 Spencer Yöntemi

1967 yılında Spencer tarafından hem yatay kuvvet dengesini hemde moment ayrı ayrı sağlayan bir metot geliştirilmiştir. Spencer bu metotile öncelikle olarak verilen şev için c , γ , H , b , ϕ , ru değerleri bulunur ve genel bir F_s değeri varsayılır. $N_s = c / (F_s(\text{varsayılan}) \cdot \gamma \cdot H)$ değeri hesaplanır. Verilen abak ile ϕ_d değeri bulunur (Şekil 3.23). Güvenlik faktörüne (sayısı) ise $F_s = \tan \phi / \tan \phi_d$ eşitliğinden bulunabilir [161].



Şekil 3.23.Spencer stabilite (r_u : 0,0.25, 0.50 için) abakları[161].

3.6.2.1.5 Lowe ve Karafiath Yöntemi

Lowe ve Karafiath metodu, güvenlik sayısını bir kuvvet denge denklemini göz önüne alarak hesaplar. Kuvvet dengesi ile çözüme giden yöntemler arasında en hassas olanıdır ve herhangi bir kayma yüzeyi üzerine uygulanabilir. Radyal kuvvet eğimi kayma yüzeyi ile şev yüzeyi eğiminin ortalaması olarak varsayar. Ayrıca yöntemde yatay ve düşey kuvvet dengelerini sağlar. Dilimler arası kuvvetler dilimin kayma yüzeyi ortasında herhangi bir noktada birbirlerine dengeler [162]. Güvenlik sayısına ulaşmak için moment ve kuvvet limit denge yönteminin kuralları Lowe ve Karafiath metodunda da geçerlidir.

3.6.2.1.6. Corps of Engineers Yöntemi

Corps of Engineers yöntemi diğer yöntemlere benzer olarak güvenlik sayısı degerini kuvvet denge denklemlerinden hesaplanabilir. Bu yöntem Lowe ve Karafiath

yöntemie oldukça fazla benzerlik gösterir. Corps of Engineers yöntemi Lowe ve Karafiath metodundaki gibi kuvvet dengesi güvenlik faktörü hattı oluşturur. Güvenlik sayısının büyüklüğü, moment ve kuvvet dengesinden faydalanarak bulunarak güvenlik sayısından daha düşük veya yüksek olabilir. Burada kenar kuvvetlerin bağlı güvenlik sayısı değerinin moment dengesi ile bulunan güvenlik sayısı değerinden daha büyük olduğu kabul edilmelidir [28].

3.6.2.1.7. Morgenstern-Price Yöntemi

1965 yılında Morgenstern-Price dilimler arasında oluşan kuvvetlerin oranını sabit kabul eden Spencer metoduna benzer bir yöntem geliştirmiştir. Dilimler arası kayma kuvvetini ve normal kuvvetlerini farklı kuvvet fonksiyonları olacak şekilde tanımlamışlardır. Morgenstern-Price her bir kayma daire diliminin altındaki merkez etrafındaki momentlerin ayrı ayrı ve her bir dilimin altındaki normal ve teğet kuvvetlerin toplamı ile güvenlik sayısı bulunmaktadır. Bu yöntemde güvenlik sayısının bulunabilmesi için bir modifiye Newton-Raphson sayısal analiz yönteminden yararlanılmıştır [134]. Güvenlik sayısı değeri, dilimler arasındaki kesme ve normal kuvvetlerin yönlerine bağlı olarak ve belirlenen normal ve kesme kuvvetin arasında bir fonksiyon kurularak elde edilir. Kuvvetler arasında (normal ve kesme kuvveti) kurulan tipik bir fonksiyon;

$$\tan\theta = X / E = \lambda f(x) \quad (3.53)$$

şeklinde kurulur[134]. Burada;

λ : Güvenlik sayısı değerinin çözümünde kullanılan fonksiyonuna bağlı sabittir.

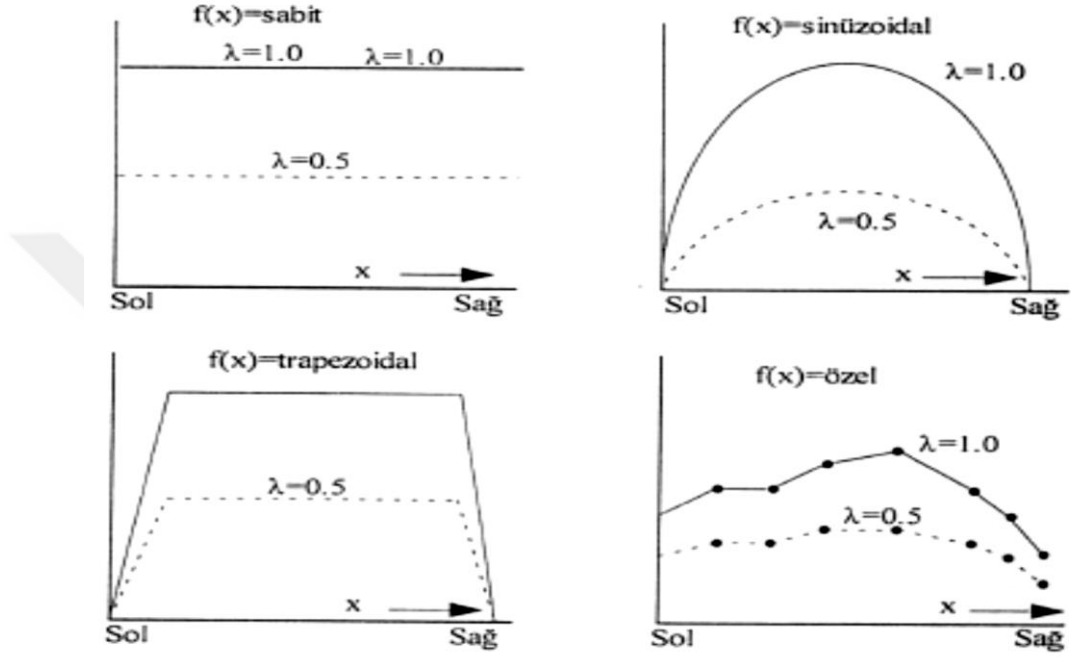
θ : Kayma kütlesi sistemine göre değişen açı değeri

X: Her bir dilimin kenarındaki kesme kuvveti

$f(x)$: Kayma kütlesi üzerindeki X/E değişiminin fonksiyonu

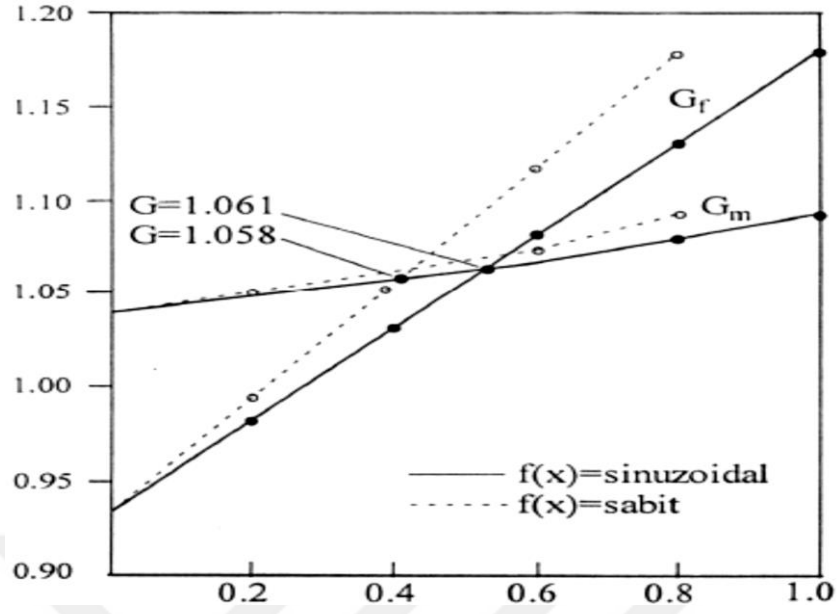
E: Her bir dilimin kenarındaki normal kuvvet değeri

Morgenstern-Prince metodunda yararlanılan eşitlik için iki özel durum vardır. Bunlardan ilki $f(x)=\text{sabit}$, ikincisi $f(x)=0$. Morgenstern-Price metodunda kullanılan fonksiyonlar aşağıda verilmiştir (Şekil 3.24)[134].



Şekil 3.24. Morgnestern-Price metodunda dilimler arası kuvvet yönlerinin dikkate alındığı tipik fonksiyonlar [134].

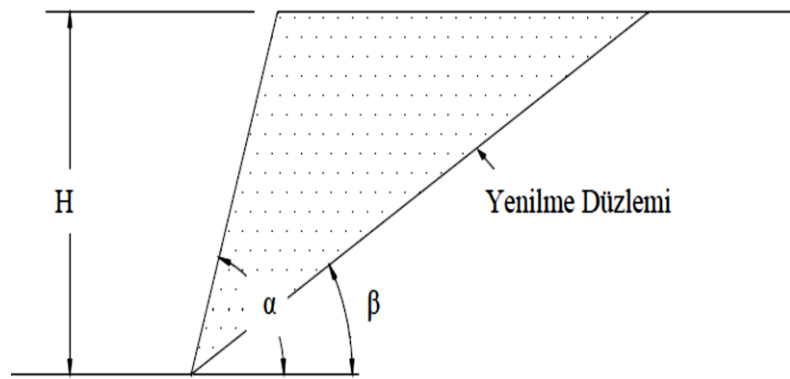
Ayrıca moment dengesi güvenlik sayısı G_m 'nin kuvvet dengesi güvenlik sayısı G_f ' ye eşit olduğu λ değeri bulunana kadar hesap devam ettirilmelidir. Seçilen iki tip fonksiyon için λ 'nın değişimine karşılık G_m ve G_f güvenlik sayısı değerleri Şekil 3.25'de gösterilmektedir.



Şekil 3.24. İki Tip Fonksiyon için λ Değerinin Değişimine Karşılık G_f ve G_m Değerleri [9].

3.6.2.1.8 Culmann Yöntemi

Culmann yöntemi, kaymanın düz bir yüzey boyunca hareket ettiği kabulüne dayanarak, kayma yüzeyi boyunca meydana gelen kayma gerilmeleri ile oluşan kayma direncinin dengesinden, maksimum kazı yüksekliği ve kritik kayma açısı hesaplanabilmektedir (Şekil 3.26) [163].



Şekil 3.26. Culmann kırılma yüzeyi görünümü [163].

Maksimum kazı yüksekliği, H_k :

$$H_k = \frac{4c}{\gamma} \left[\frac{\sin\alpha \cdot \cos\alpha}{1 - \cos(\alpha - \phi)} \right] \quad (3.54)$$

ile

Kritik kayma acısı, β_k ;

$$\beta_k: \frac{1}{2} (\alpha + \phi_g) \quad (3.55)$$

Şeklinde bulunabilir [163].

3.6.2.1.9. Sarma Yöntemi

1973 senesinde Sarma'nın geliştirdiği yöntem ile o güne kadar bulunan ve kullanılan diğer dilim yöntemlere göre çok farklı ve radikal değişiklikler içermektedir [159]. Bu yöntem, şevin stabilitesini tamamen bozacak kritik yatay ivme değerini belirlemektir. Bu çözümün avantajı başka bir deyişle kolaylığı dilim kenarlarının düşey ve birbiriyle aynı doğrultuda olma gereğinin bulunmamasıdır. Ayrıca Sarma metodunun diğer bir avantajı tüm durumlar için denge sağlanmakta ve seçilen herhangi bir kayma yüzeyi üzerine uygulanarak güvenlik sayısı değeri belirlenebilir. Sarma yönteminin belkide en önemli özelliği şevde göçmeye neden olan sismik katsayının bu yöntem ile bulunabilmesidir. Buradan hareketle Sarma yöntemi sismik katsayı ile şevi yatay olarak etkileyen F kuvveti arasında bir ilişki geliştirmiştir [158].

3.6.2.2. Limit Gerilme Yaklaşımı

Gerilme dağılışı ile şevin stabilitesinin belirlenmesi elastisite teorisine dayalı olarak yapılmaktadır. Bu analizde ele alınan zemin homojen, izotrop ve elastik olduğu gibi kabuller yapılır. Şev stabilite analiz yöntemlerinden olan gerilme analizi ile kendi ağırlığından ve dış yüklerden kaynaklı şevde oluşan düşey ve yatay deplasmanlar şevi oluşturan zemin kütlelerinde oluşan gerilmeler, gerilmelerin hangi noktalarında arttığı ve ayrıca bu gerilmelerden dolayı şevin göçüp göçmeyeceğinin incelenmesi esasına dayanmaktadır [158]. Bu yöntemde gerilme noktalarının ile dağılımının başarılı şekilde belirlenmesi için yeterli ekipmanın olması şarttır. Son dönemde yazılım ve

sayısal analiz programlarında meydana gelen gelişmeyle büyük ölçüde bu zorluklar aşılmıştır. Ancak ortam özelliklerini belirlemede bir çok güçlük hala mevcuttur. Bu sıkıntılardan kurtulmak için pratikte pek kullanılmayan uzun ve çok karmaşık denklemler vardır. Dolayısıyla bir hata yapıldığında hatanın belirlenmesi güçleşir. Buna benzer sakıncalardan dolayı, limit gerilme analizi, şev stabilitesinde çok geniş uygulama alanı bulamamıştır.

3.6.3. Sismik Şev Stabilitesi Analizi ve Yöntemleri

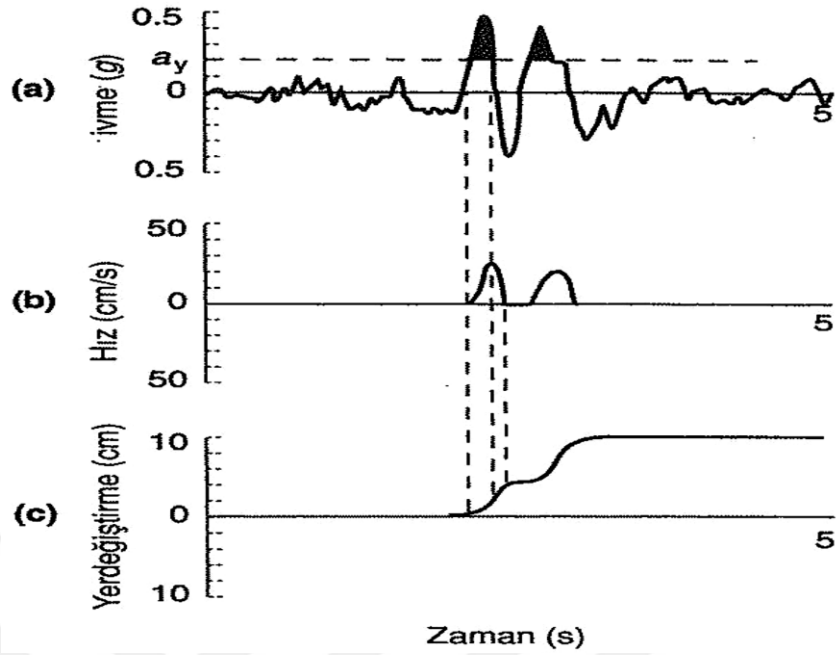
Deprem gibi dinamik bir yük etkisinden dolayı oluşan tekrarlı kayma gerilmeleri ile zeminin dayanımında bir kayıp oluşur. Zeminde ki kayma mukavemeti iki duruma bağlı olarak azalmaktadır. Deprem nedeniyle oluşan tekrarlı kayma gerilmeleri ile boşluk suyu basıncının artması, ikincisi ise yine deprem nedeniyle oluşan tekrarlı şekil değiştirmeleri nedeniyle oluşan tekrarlı şekil değiştirme ile zemin tanelerinin yoğurulmasıdır. Bir zemin kitlesinde (dolgu ve baraj şevleri v. b.) kaymaya karşı mukavemetin azalması hem deprem sırasında oluşan durum hemde deprem sonrasında oluşan durum şeklinde incelenebilir [39].

Deprem etkisinde şev stabilitesi analizi için çeşitli metotlar geliştirilmiştir. Bu yöntemler yarı statik ve dinamik yaklaşımlar olarak iki ayrılmaktadır. Ayrıca bu yöntemler deprem etkisinde mukavemet azalması göstermeyen zeminlerde ki stabilite analizi yöntemleri (Yarı statik analiz, Siyahi metodu, Ampirik yöntemlerle deformasyon analizi, Newmark'ın kayan kütle analizi, Makdisi-Seed analizi, Gerilme-deformasyon analizi, Nonlineer analiz yaklaşımı) ve deprem etkisinde mukavemet azalması gösteren zeminlerdeki stabilite analiziyöntemleri (Akma göçmesi analizi, Deformasyon göçmesi analizi) olarak da ikiye ayrılabilir. Bu çalışmada büyük depremlere maruz kalan şevlerin kalıcı deplasmanların tahmininde kullanılan Newmark (1965) kalıcı deplasmanlara dayalı bir analiz yöntemi ve sismik katsayıya bağlı yarı-statik (psedo-statik) yaklaşımları detaylıca anlatılmıştır [168]. Ayrıca bu çalışmada yarı statik yaklaşımdan yararlanarak deprem sonrasındaki şevin durumu detaylı olarak incelenmiştir.

3.6.3.1. Deplasmana Dayalı (Newmark 1965) Analizi Yöntemi

1965 yılında Newmark yaptığı çalışmasında deprem etkisindeki bir zemin kitlesinde (dolgu ve baraj şevleri dahil) oluşan kalıcı deplasmanların tahmini için yeni bir metot geliştirmiştir [164]. Newmark yönteminin amacı, psedo-statik emniyet katsayısının 1'den küçük yani göçme oluşabilecek durum için şevde meydana gelebilecek deformasyonunu hesaplamaktır [164]. Newmark yöntemi, şevden dışarıya doğru olan deprem kuvvetleri ile sadece yarı statik (psedo-statik) emniyet faktörünü 1'in altına düştüğünde şevin deforme olabileceğini söyler [164].

Ayrıca deprem kuvvetleri etkisi altındaki şev yarı statik emniyet (psedo-statik) faktörü 1'in altında ise şevin duyarlı olmadığını ve göçmenin meydana gelebileceğini söyler. Newmark (1965) yönteminin dayanak noktası Şekil 3.27'de grafik üzerinde gösterilmiş ve bu grafikte deprem anında şevin yatay ivmesini göstermektedir. Newmark (1965)'e yönteminde Şekil 3.27-a' da, şevin içerisine doğru oluşan ivmeler yani sıfır çizgisi altındaki ivmeler iken şevin hareketine sebep olan yani şevden dışarıya doğru olan ivmeler sıfır çizgisi üzerindeki ivmeleri belirtmektedir. Ayrıca Şekil 3.26-a'da ay, kesikli bir çizgiyle çizilmiş göçme ivmesine karşı gelen kısmı temsil etmektedir. Bu yenilme ivmesi (a_y) tam olarak 1'e eşit yani yarı statik (psedo-statik) emniyet faktörüne sebep olan kritik ivme olarak bilinen yatay deprem ivmesi olarak göz önünde bulundurulmalıdır [165]. Ayrıca Şekil 3.27-a'da ay ile gösterilen kesikli çizgi üzerinde çıkan iki pik ivme aralığı gölgelendiği görülmektedir. Newmark (1965) yöntemine göre, şevin yanal yönde hareketlerine sebep olan pik ivme aralığı da gölgelenmiş şekilde gösterilmiştir. Şekil 3.27-b ve c 'de iki pik ivme aralığının boyanmış kısımlarına yatay hız ve şevin yerdeğiştirmesi karşılık gelmektedir. Şev yerdeğiştirmesi, deprem nedeniyle oluşan yatay ivmesinin göçme ivmesinden daha yüksek olduğu durumlarda değişken olarak meydana gelmektedir. Şevde meydana gelen yerdeğiştirmesinin büyüklüğü; Göçme ivmesi (a_y), Pik ivmesi (a_{max}), etki süresine başka bir değişle pik ivmede gölgelenmiş aralığın uzunluğuna ve pik ivme aralığının sayısına bağlı olarak değişmektedir [165]



Şekil 3.27. Newmark yönteminin grafiklerle ifadesi. a) ivme-zaman ilişkisi, b) Pik ivmelerin siyah renkle gölgelenmiş kısımlarının hız-zaman ilişkisi, c) Hız değişimine karşılık gelen şevde meydana gelen yer değiştirme-zaman ilişkisi [165].

Yukarıda anlatıldığı gibi Newmark metodunun genel amacı şevde oluşan kalıcı deplasmanların tahminidir (Şekil 3.28). Newmark (1965), yer değiştirme denklemlerinde kalıcı deplasmanların tahmini için eğik bir düzlem üzerinde kayan bir bloktan faydalanmıştır. Newmark yönteminde bir şevde kalıcı deplasmanları hesaplamak için;

- Kayma yüzeyi sonlu elemanlara ayrılır.
- Her eleman için ayrı ayrı zaman alanında ki ortalama ivme kayıtları dinamik sonlu elemanlar metodu ile hesaplanır.
- Bir elemanın zaman alanında oluşan kuvvet kaydı, $F_e(t)$, her bir elemanın kütlesi ivmesiyle çarparak bulunur [166].

$$F_e(t) = m_e \times a_e(t) \quad (3.56)$$

Yukarıda ki denklemde, $a_e(t)$ zaman alanındaki ivme kaydı ve m_e elemanın kütlesidir

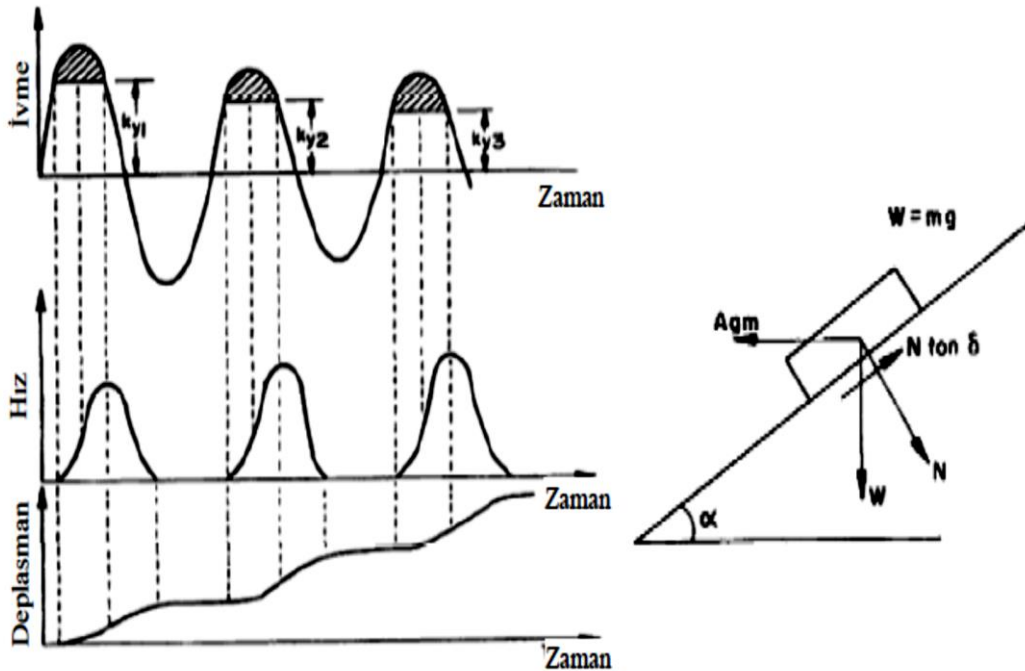
- Kayma yüzeyinin zaman alanında oluşan ortalama ivme kaydı, \bar{a}_{ave} , kayma düzlemine etki eden toplam kuvvetin kayma düzlemine toplam kütleğine (m_b) bölünmesiyle elde edilir.

$$\bar{a}_{ave}(t) = \frac{F_b(t)}{m_b} = \frac{\sum m_e \cdot a_e(t)}{\sum m_e} \quad (3.57)$$

- Kayma yüzeyine etkiyen toplam kuvvet, $F_b(t)$, elemanlara etkiyen kuvvetlerin toplamı şeklinde ifade edilir.

$$F_b(t) = \sum F_e(t) = \sum m_e \times a_e(t) \quad (3.58)$$

- Son olarak, kayma düzleminde meydana gelen kalıcı yer değiştirme, şev kütlesi üzerinde etkili olan ivme ile akma ivmesi arasındaki farkın iki defa integrali ile bulunur.



Şekil 3.28. Newmark (1965) kalıcı yerdeğiştirmenin analizinin gösterimi [166].

3.6.3.2.Yarı – Statik (Psedo-statik) Yaklaşım

Sismik şev stabilite analizi için kullanılan ilk yöntemlerden biri yarı statik (psedo-statik) metodudur. Bu yöntemde deprem yükünün zeminin birim ağırlığı ile bir sismik katsayının (k) çarpılması ile şev üzerinde statik yüke benzer bir etki oluşturulur. Psedo-statik kuvvet, yaygın olarak sınır denge şev stabilite analizinde kullanılır. Sismik katsayı (k), depremin neden olduğu ivme şeklinde de tanımlanabilir [167].

Psedo-statik yöntemin ilk uygulamalarını 1950 yıllarında Terzaghi yapmıştır. Bu yöntem ile depremin tekrarlı yani devinimli yük durumunu göz ardı ederek şev üzerine statik bir kuvvet uygulandığı varsayımıyla stabilite analizi yapar. Yarı statik (Psedo-statik) yönteminde şevin içinden dışarıya doğru kayan kütlelerin ağırlık merkezinden geçecek şekilde yanal bir kuvvet uygulanır [167] (Şekil 3.29). Yarı statik (Psedo-statik) yanal kuvvet F_h ,

$$F_h = m \cdot a = \frac{W \cdot a}{g} = \frac{W \cdot a_{\max}}{g} = k_h W \quad (3.59)$$

şeklinde hesaplanabilir [167]. Burada;

şeklinde hesaplanabilir [167]. Burada;

F_h : Şevi etkileyen yatay psedo-statik kuvvet (kN).

m: Kayan malzemenin toplam kütlesi (kg); W/g ' ye eşittir.

W: Kayan malzemenin toplam ağırlığı (kN)

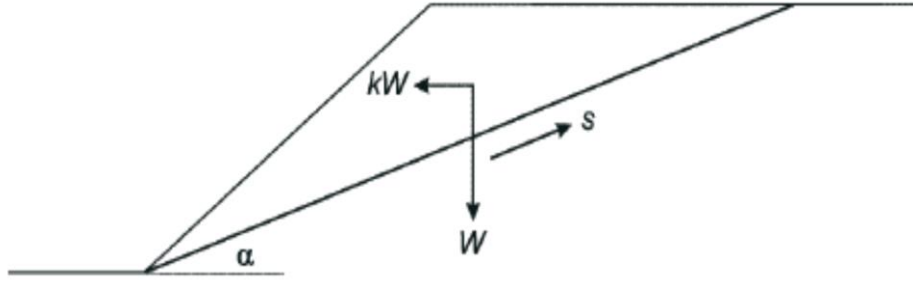
g: Yerçekimi ivmesi (m/sn^2).

a: ivme. (Depremin neden olduğu zemin yüzeyindeki yatay ivme) (m/sn^2)

a_{\max} : Depremin neden olduğu zemin yüzeyindeki maksimum yatay ivme (m/sn^2).

Maksimum yatay ivmeden çoğu zaman pik yatay ivme olarak da söz edilir.

$a_{\max}/g = k_h$: Sismik katsayı yada psedo-statik katsayı olarak bilinir boyutsuzdur.



Şekil 3.29. Deprem kuvvetinin ($F_h = k_h \cdot W$) pseudo-statik yöntemle gösterimi [167].

Şev stabilite analizlerinde karşılaşılan diğer sorunlardan biri de pseudo-statik şev kütlelerinin hangi kısmına etki edeceğidir. Terzaghi (1950)' e yaptığı çalışmalarda, Pseudo-statik kuvvetin dilimlerin ayrı ayrı ağırlık merkezine veya kayan zemin kütlelerinin ağırlık merkezine etki etmesini gerektiğini söylemiştir [167].

Bir depremde zemin kütlelerine hem düşeyhem de yatay yönde pseudo-statik kuvvetler etki edebilir. Ancak Çoğu zaman düşey pseudo-statik kuvvetler ihmal edilir. Bunun genel nedeni kayan kütle üzerinde düşey pseudo-statik kuvvetin etkisinin çok fazla olmamasıdır. Buna ek olarak yatay ivmenin düşey ivmeden çoğu zaman daha yüksek olması dolayısıyla k_v 'nin k_h 'dan daha düşüktür [49].

Yarı statik (Pseudo-statik) yöntemdeprem kuvvetinin hesabı için W ve k_h değerlerinin bilinmesi gerekmektedir. Zeminin ağırlığı (W) zemin ve kayanın birim ağırlığının laboratuvar yada arazi deneyleri ile bulunması ile elde edilebilir. Ancak sismik katsayı (pseudo-statik katsayı) (k_h) değerinin tespiti oldukça zordur [165].

Sismik katsayısının (k_h) belirlenmesi tecrübe gerekmektedir. k_h 'ın belirlenmesinde aşağıdaki parametreler dikkate alınır [165].

- Pik yer ivmesi: Pik yer ivmesi (a_{max}) pseudo-statikle katsayıyla doğru orantılıdır. Dolayısıyla yer ivmesi ne kadar büyük olursa pseudo-statik katsayıda (k_h) o kadar büyük olur.
- Deprem büyüklüğü: Deprem büyüklüğü ile pseudo-statik katsayı arasında doğru orantı söz konusudur. Deprem büyüklüğündeki artış pseudo-statik katsayısında artışını sağlar.

- Maksimum k_h değeri: Yukarıdaki açıklamalar dikkate alındığında psedo-statik katsayı (k_h) hiçbir şartta a_{max}/g değerinden büyük olamaz.
- Kayan kütlelerin boyutu: Şev göçme kütlesi büyüdükçe düşük bir psedo-statik katsayı kullanılmalıdır.
- Minimum k_h değeri: Bu katsayı bölgeden bölgeye farklı olabilir ama yapılan incelemeler ve araştırmalar bu katsayının 0,15'in altında olamaması gerektiğini göstermiştir.

Psedo-statik katsayının (k_h) değerinin belirlenmesinde yukarıda anlatılanlar dikkate alınarak birçok araştırmacı bu katsayının seçimi için çeşitli önerilerde bulunmuştur [165, 166].

- Küçük kayma kütlesi: Küçük bir şev göçme kütlesi için $k_h=a_{max}/g$ formülü kullanılır. Örnek olarak yüzeysel stabilite analizleri veya küçük kaya düşmeleri verilebilir.
- Krinitzsky ve ark. (1993) ve Taniguchi ve Sasaki (1986) yaptığı araştırmalarda Orta boyutlu şevlerde $k_h=0,65*a_{max}/g$ değeri kullanılabileceğini belirtmiştir. Aslında bu basit formülde belirtilen 0,65 değeri sivilaşma analizlerinde kullanılması daha uygundur.
- Seed (1976) Çok büyük boyuttaki şevlerde örneğin Dolgular, barajlar ve heyelanlar gibi büyük boyuttaki zemin kütleleri için en düşük k_h değerleri kullanılmalıdır. Bu konuda Seed (1976) çeşitli önerileri bulunmuştur;
- 8,5 magnitüdüne sahip depremlerde faylara yakın sahalar için $k_h=0,15$ değeri kullanılabilir. Psedo-statik emniyet faktörü 1,15 veya daha büyüktür.
- 6,5 magnitüdüne sahip depremlerde faylara yakın sahalar için $k_h=0,10$ değeri kullanılabilir. Psedo-statik emniyet faktörü 1,15 veya daha büyüktür.

Ayrıca sismik katsayının (psedo-statik katsayı) seçiminde önceden yapılmış çalışmalar yeni yapılacak çalışmalara yönlendirici olmuştur. [165, 166].

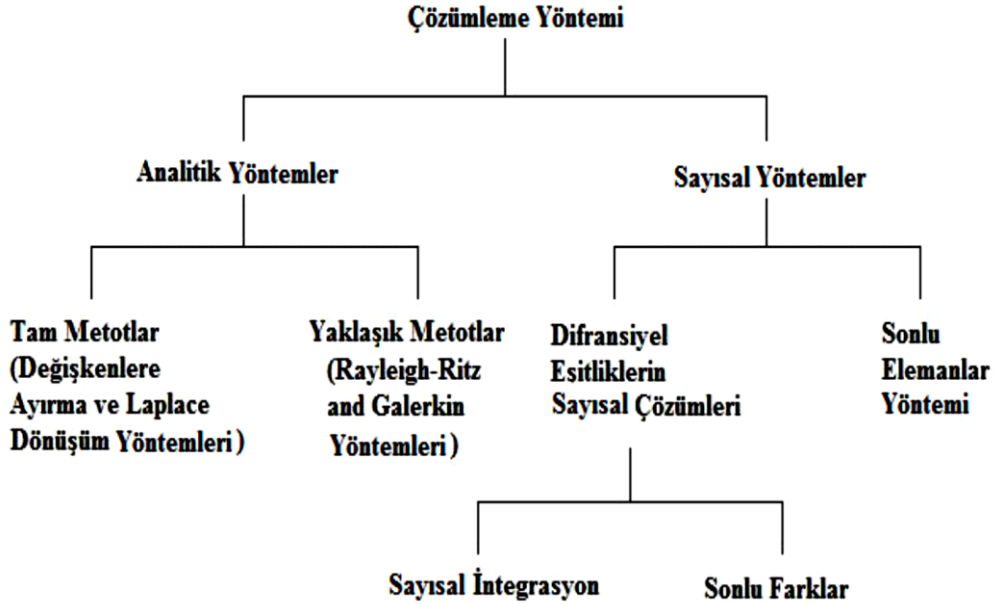
- Terzaghi (1950) Depremin yıkıcılığına göre aşağıdaki değerleri önermiştir:
- Katastrofik (Felakat boyutunda) depremlerde $k_h=0.50$
- Yıkıcı depremlerde (Rossi-Forrel IX) $k_h = 0.20$

- Şiddetli depremlerde (Rossi-Forrel IX) $k_h = 0.10$
- Seed ve Martin (1966) ve Dakoulas ve Gazetas (1986) yaptıkları çalışmada kayma kirişi modellerinden faydalanarak, toprak barajlar için k_h katsayısının göçme kütlelerinin boyutuna bağlı olarak değiştiğini söylemiştir.
- Marcuson (1981) yaptığı çalışmada barajlar için sismik katsayının (psedo-statik) $k_h=0,33*a_{max}/g$ ile $k_h=0,50*a_{max}/g$ formüllerinin kullanılabileceği ayrıca baraj şekline dolayısı ile sismik salınım (olası küçültme ve büyütme durumu) olayının dikkate alınması gerektiğini söylemiştir.
- Hynes-Griffin ve Franklin (1984) yılında yaptığı çalışmada 350'den fazla ivme ölçerden (akselerogram) elde ettiği değerlerden faydalanarak toprak barajlarda $k_h=0,50*a_{max}/g$ kullanılması gerektiğini belirtmiştir. Bu sismik katsayıyı kullanımı psedo-statik emniyet faktörü 1'den büyük toprak barajlar için çok tehlikeli deprem deformasyonlarına maruz kalmayacağını belirtmiştir.
- Kramer (1996), Hynes-Griffin ve Franklin (1984) tarafından yapılan çalışmada toprak barajlar için yapılan çalışmaların birçok şev türü için de uygun olabileceğini belirtmiştir. Ayrıca Kramer şev tasarımı için sismik katsayının seçiminde çok net kuralların olmadığını belirtmiştir. Ancak, bu katsayının seçiminde göçme kütlesi üzerinde bölgede oluşabilecek ivme düzeyi dikkate alınmalıdır.

Yukarıdaki tüm yazılanlar dikkate alındığında Yarı-statik (Pseudo-statik) analizler zemin kütlelerinin depremden etkisiyle büyük dayanım ve dolayısıyla deformasyon uğramadığı durumlarda büyük yararlar sağladığı görülmüştür. Bu nedenle dolayısı ile sismik katsayının seçimi çok önemlidir. Bu katsayının seçiminde sismik katsayının (k_h) seçiminde yukarıdaki sıralanan parametreler ve ayrıca daha önce yapılmış çalışmalar dikkate alınmalıdır. Bu çalışmada Plaxis sonlu elemanlar programı içerisinde ki yarı statik (psedo-statik) yaklaşımdan faydalanmıştır. Ayrıca Sonlu elemanlar programı olan Plaxis programı aşağıda detaylı olarak açıklanmıştır.

3.7. Sonlu Elemanlar Yöntemi

Son dönemlerde çeşitli teorik ve sayısal olarak zeminlerin davranışının belirlenmesinde sonlu elemanlar yöntemlerinin kullanımı yoğunluk kazanmıştır. Genel olarak zemin problemlerinin çözümünde yaygın şekilde kullanılan sonlu eleman programlarının çözümlene yöntemleri detaylı olarak Şekil 3.30'da verilmiştir [168]. Sonlu elemanlar metodunda yaklaşımların birçoğu zemin ortamının lineer-elastik olduğu kabulü yapılmaktadır [168]. Ancak yapılan bu tür kabullerle gerçeğe yakın sonuçlar elde etmemiz çok zordur. Diğer yönden bakıldığında zeminler çok karmaşık bir yapıda (lineer olmayan, zamana ve ortama bağlı davranışı, heterojen yapısı, anizotropi) olduğu için de çözüme ulaşmak oldukça güçtür. Bu iki durum göz önüne alındığında son dönemlerdeki teknolojik gelişmeler geoteknik mühendisliğinde yansımış ve çok karmaşık görünen problemlerde bile çok rahat çözüme gidilebilmektedir. Rahat bir şekilde çözüme gidilen bu yaklaşımların genel adı sayısal yöntemlerdir. Sayısal yöntemleri kendi içerisinde kıyaslandığında sonlu elemanlar yaklaşımı bir adım öne çıkmaktadır [168].

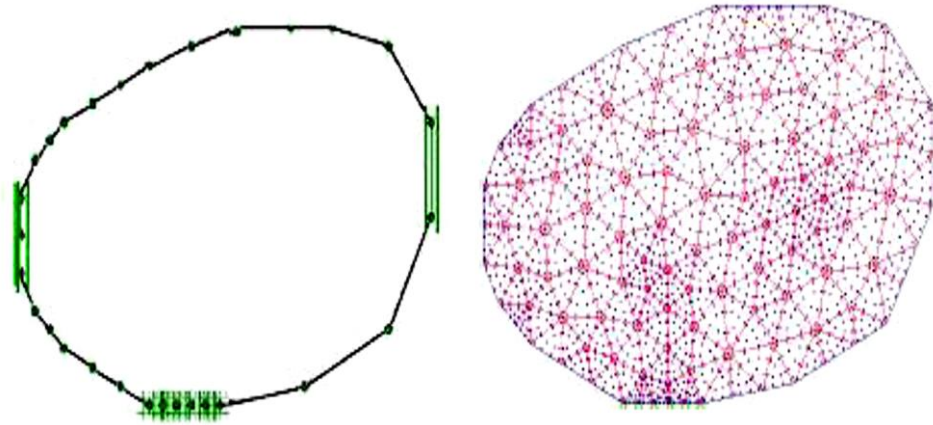


Şekil 3.30. Analiz metotları [168].

yılında sonlu elemanlar yöntemini matematiksel olarak tanımlayarak yapının yada sistemin çözüm yöntemini tarif etmiştir. Zeinkiewicz (1977), sürekli bir yapı yada

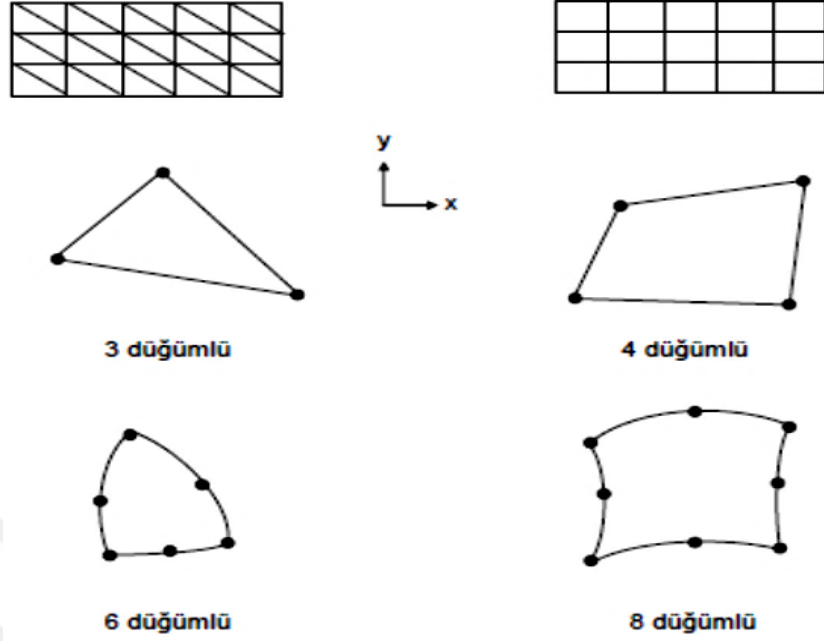
sistem sistem kendi içinde sonlu sayıda eleman veya bileşenlerden oluşan ve bu elemanları birleştiren düğüm noktaları ile ayrık olacak şekilde modellenmekte ve çok karmaşık olan sürekli diferansiyel denklem daha basit olan lineer bir denklem sistemine indirgenmiştir. [169].Herhangi bir sonlu eleman yönteminde ele alınan yapı yada sistem, birbiriyle bağlantılı olacak şekilde birden fazla parçaya bölünerek çözüme gidilmektedir.

Yapı yada sistem çeşitli kalınlıklarda, düzensiz olarak farklı şekilde yüklenmiş olabilir ve bu şekilde çözüme gidilebilir (Şekil 3.31). Sistemin içerisinde çeşitli dönmeler, yerdeğiştirmeler ve eğim tanımlanabilir. Yapıda yada sistemde sonsuz sayıdaki noktanın sonsuz sayıda gerilmesi söz konusudur. Bu tarz problemlerde sonsuz sayıda serbestlik derecesi vardır [170].



Şekil 3.31. Sonlu elemanlar yöntemi çalışma mekanizmasından bir görünüm [171].

Sonlu elemanlar yöntemiyle problem çözümünün ilk adımı çözüm bölgesini, eleman adı verilen alt bölgelere ayırmaktır. Daha sonra bu sistemdeki elemanlar eşdeğer sonlu elemanlar ağına dönüştürülmektedir. Elemanlar, bilinmeyenler dikkate alınarak bir, iki veya üç boyutlu seçilerek çözüme gidilmelidir. Bu çalışmadaki gibi İki boyutlu problemlerde, Şekil 3.32’de görüldüğü gibi sonlu elemanlar genel olarak dörtgen veya üçgen biçimindedir. Bu elemanlar “node” adı verilen düğüm noktaları yardımıyla birbirine bağlıdır. Düz yüzeyli sistemler de düğüm noktaları eleman köşelerine yerleştirilirken eğrisel yüzeylerde ise, her düğümler yüzeyin orta noktalarına yerleştirilmektedir. [36, 169].



Şekil 3.32. Tipik 2 boyutlu elemanlar gösterimi [169].

Genel olarak bütün ağ modelini oluşturan her eleman diğer komşu elemanlarına sonsuz sayıda nokta ile bağlı olmasına rağmen sonlu elemanlar metodunda yalnızca düğüm noktalarıyla bağlıdır. Bu durumda deplasmanların uygunluğu bu düğüm noktalarından sağlanmaktadır. Dolayısıyla, özellikle çok büyük ve karmaşık sistemlerde, daha kesin sonuçlar almak için çok daha fazla eleman kullanımı gerekeceğinden, işlem hacminin ve çözüm sürecinin uzamasına sebep olmakta oluşan bu durum dezavantaj gibi görünse de bu sorun bilgisayar yardımıyla çok kolay şekilde aşılmaktadır. Sonraki adımda ise, bilinmeyenlerin ortamda dağılımını veren bir şekil fonksiyonu belirlenir. Elemanın düğüm noktaları, yapı yada sistem bölgesinde bilinmeyen büyüklüğün (deplasman, şekil değiştirme vb. gibi) dağılımını belirlemek gibi matematiksel bir fonksiyonu yazmamızı sağlar [37, 170].

Geoteknik mühendisliğinde sonlu elemanlar yaklaşımı 1966 yılında kullanılmaya başlanmıştır. 1967 yılında Clough ve Woodward, dolguda gerilmeleri, yanıl ve düşey hareketleri belirlemek, 1966 yılında Reyes ve Deene, yeraltında bulunan masif kayadayapılan kazı uygulamalarında kullanmışlardır [108].

Sonlu elemanlar yönteminde herhangi bir programın düzgün çalışması en doğru sonuçlar vermesi için zeminin dayanım ve fiziksel özellikleri, zeminin gerilme-şekildeğiştirme durumu gibi giriş verileri doğru şekilde girilmelidir. Ayrıca analiz sonucunun doğruluğu düzgün sonlu eleman ağı seçilmesine bağlıdır. Genel olarak geoteknik mühendisliğinde sonlu eleman yöntemi ile yapılan analiz sonucu ile boşluk suyu basınçları ve yeraltısuyu akışı, yanal ve düşey hareketler, oluşan gerilmeler vb. gibi zeminin genel durumu hakkında genel bilgiler belirlenebilir[168, 169].

Bu çalışmada sonlu eleman yaklaşımına bağlı analiz yapan Plaxis 2D paket programı kullanılmıştır. Plaxis sonlu elemanlar programı ile geoteknik mühendisliğindeki problemleri iki boyutlu yada üç boyutlu olarak stabilite ve deformasyon analizini yapılabilir. Ayrıca doğal ya da yapay şevler belirlenen şekilde modellenen ve kesme dayanımı parametreleri program tarafından şev göçene kadar azaltılarak güvenlik sayısına bulunabilmektedir [175]. Plaxis programının genel özellikleri (model, eleman tipi, mesh (ağ), zemin davranışının modellenmesi vb. konular) aşağıda detaylı olarak anlatılmıştır.

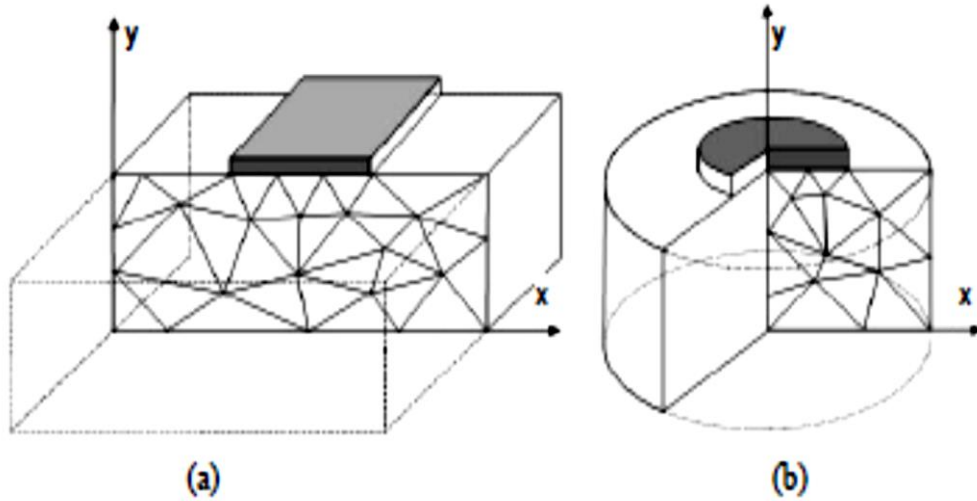
3.7.1. Plaxis Sonlu Elemanlar Paket Programının Tanıtımı

Plaxis (Finite Element Code for Rock and Soil Analysis), değişik geoteknik problemlerinde, sonlu elemanlar yaklaşımını kullanarak, stabilite ve deformasyon analizleri yapan bir bilgisayar programıdır. İlk olarak 1987 yılında Hollanda'nın Delft Teknik Üniversitesinde yumuşak bir zemin üzerindeki nehir dolgularının sonlu elemanlar yaklaşımından faydalanarak analiz edilebilmesi için tasarlanmış ve ilerleyen zamanlarda geoteknik mühendisliğinin diğer problemlerinde kullanılmak üzere geliştirilmiştir. da geliştirilmiştir. Plaxis sonlu elemanlar programının 1993 yılında ticari olarak kullanılabilir bir yazılım haline dönüştürülmüş ve 1998 yılında ise programın Windows sürümü çıkarılmıştır. Plaxis programın son dönemdeki buna benzer gelişmeleri ile geoteknik mühendisliğinde birçok problemin yanında, gerilme-şekil değiştirme, zemin-yapı etkileşimi, taşıma gücü, konsolidasyon, akım ağı, zeminin deprem yükü altındaki davranışı, zemin dinamik analizi ve zeminin genel davranışlarını belirlemede de kullanılmaktadır [108].

Bu programda geoteknik mühendisliğiyle ilgili bir problemin çözümünde çeşitli adımlar mevcuttur. Bu adımlar ve çözüme hangi yollardan geerek ulaşılabacağı aşağıda detaylı olarak verilmiştir.

3.7.1.1. Geometrik Modelin Oluşturulması

Plaxis sonlu elemanlar programında; yapılar, zemin tabakaları, kazı safhaları, yükler ve sınır şartlarınının programda girişi özel grafik ortamıyla sağlanır. Oluşturulan bu özel grafik ortamıyla model gerçek konumuna uygun şekilde oluşturulmuş olur. Plaxis sonlu elemanlar programında iki adet modelleme seçeneği mevcuttur. Problem tipi dikkate alınarak ya düzlem şekil değiştirme (Plane strain model) yada aksenal simetrik (Axisymmetry model) geometri koşullarından biri kullanılmaktadır(Şekil 3.33) [172].



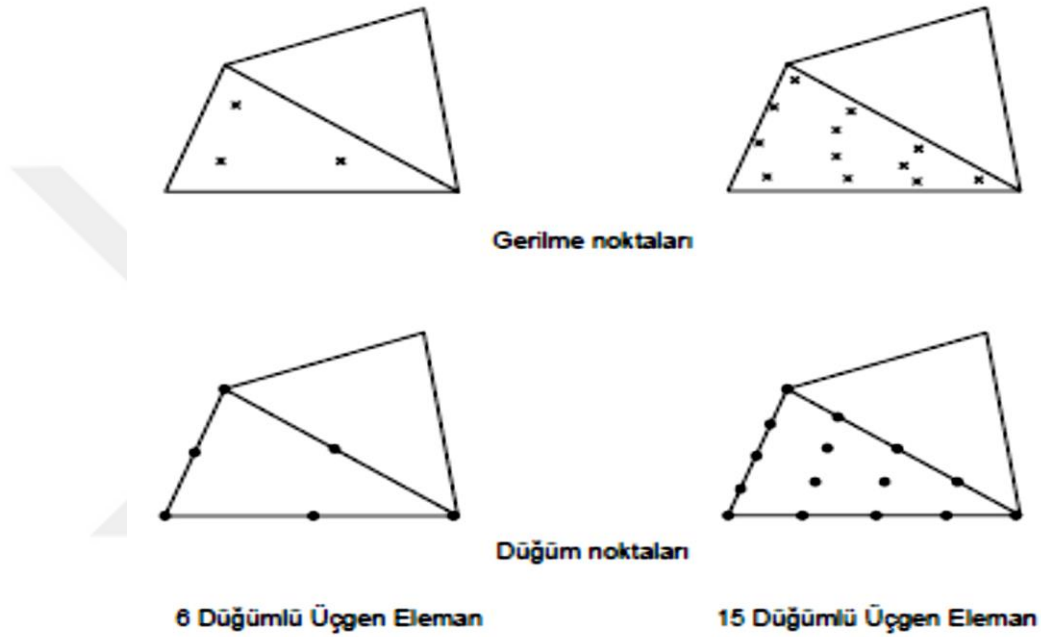
Şekil 3.33. a)Plane strain model örneği (Düzlem şekil değiştirme), b)Axisymmetry model örneği (Eksenel simetrik) [172]

Yukarıdaki her iki modeli x ve y eksenleri iki serbestlik dereceli olarak çözülür. Ayrıca Sayısal modellerin tanımlanmasında ve analizinde Plane strain model kullanılır.

3.7.1.2. Zemin Eleman Tipleri

Zemin ortamı modellenmesinde iki boyutlu üçgen elemanlar ile tanımlanır. Programda 6 ve 15 düğüm noktalı (node'li) olmak üzere iki farklı tipte üçgen eleman

kullanılmaktadır. 6 ve 15 düğüm noktalı elemanlar için model tipleri Şekil 3.34’ de verilmiştir. Bu düğüm noktalarında eğer küçük ölçekli bir hesap yapılacaksa 6 düğüm noktalı, daha büyük ve hızlı şekilde ön hesap gerektiren çalışmalarda ise 6 düğüm noktalı elemanlar seçilmesi uygundur. Yani buradan sonlu elemanlar ağında, 15 düğüm noktalı elemanların 6 düğüm noktalı elemanlardan daha hassas çözüm yapabildiğini göstermektedir [172].



Şekil 3.34. 6 ve 15 Düğüm noktalı elemanlar için gerilme ve düğüm noktaları[172].

3.7.1.3. Mesh (Ağ)

Sonlu elemanlar yaklaşımında model küçük elemanlara bölünür ve birbiriyle bağlantılı olacak şekilde çözüme gidilir. Plaxis sonlu elemanlar programının analizlerdeki ağ mantığı bu şekildedir. Sistemin ya da yapının daha rahat çözümü için bölünen alanlar üç köşelidir (üç kenarlıdır). Yapılan analizlerin doğruluğu modelde kurulan ağa bağlı olarak değişmektedir. Ağ oluşturulmasında diğer önemli nokta, gerilme yoğunluğunun arttığı başka bir deyişle önemli noktalarda analizlerin doğruluğu için ağ sıklığının artırılması gerekmektedir. Ağ sıklığının artırılması gereken noktalar arasında şevim eğim yüzeyi, temelin alt kısmı, geotekstil malzeme çevresi yükün etki ettiği yüzey, örnek olarak verilebilir. Ağ sıklığını belirlemek için

deneysel çalışmalardan elde edilen sonuçlardan yararlanılabilir. Ağ önemli parametrelerinden biri ortalama ağ boyu olan l_e dir. Bu parametre model geometri ölçülerine ve tane büyüklüğüne faktörüne (n_c) bağlı olarak değişir. Ortalama eleman boyu, ortalama tane büyüklüğü ve ağ parametreleri arasındaki ilişki aşağıda verilmiştir [173].

$$l_e = \sqrt{\frac{(x_{\max} - x_{\min})(y_{\max} - y_{\min})}{n_c}} \quad (3.60)$$

Burada y_{\max} , y_{\min} , x_{\max} , ve x_{\min} model geometrisinin dış uzunluklarıdır. Tane büyüklüğüne faktörüne (n_c) ise aşağıdaki şekilde tanımlanmıştır.

Çok Sık	$n_c = 400$	1000 Eleman civarında
Sık	$n_c = 200$	500 Eleman civarında
Orta Sıklık	$n_c = 100$	250 Eleman civarında
Normal Sıklık	$n_c = 50$	100 Eleman civarında
Az Sıklık	$n_c = 25$	50 Eleman civarında

3.7.1.4. Zemin Davranışının Modellenmesi

Plaxis de, Mohr- Coulomb modeli (MC), Lineer Elastik model (LE), Hardening Soil model (HS), Hardening Soil model with small-strain stiffness (HSsmall), Soft Soil model (SS), Soft Soil Creep model (SSC) ve Modified Cam-Clay model (MCC) gibi modeller ile zeminin tanımlanması mümkündür. Bu modeller aşağıda detaylı şekilde açıklanmıştır [108].

3.7.1.4.1. Lineer Elastik Zemin Modeli

Kaya gibi çok rijit zemin kütlelerini modellemede kullanılan bu model türünde, zemin 3 yada 5 düğümlü olarak modellenebilir. Ayrıca zemin modellemesinde Hooke yasasına bağlı ve izotropik lineer elastik bir malzeme olduğu kabul edilir. Programda modelleme aşamasında Elastisite modülü (E) ve poisson oranı (μ) değerleri girilir.

3.7.1.4.2. Mohr-Coulomb (MC) Zemin Modeli

Mohr-Coulomb (MC) Zemin Modelinde Elasto-tam plastik zemin davranışını modellenir. Mohr-Coulomb (MC) Zemin Modelinde Elastisite modülü (E), poisson oranı (μ), sürtünme açısı (ϕ), dilatasyon açısı ve (ψ) kohezyon (c) değerleri giriş parametresi olarak kullanılır. Ayrıca bu modelle zemini doğru şekilde temsil edebilecek zemindeki başlangıç yatay gerilmesine karşılık gelen uygun bir K0 değeri de girilmelidir.

3.7.1.4.3. Hardening-Soil (HS) Modeli

HS zemin modeli, çok farklı türlerdeki yumuşak veya sert zeminlerin davranışını modellemekte kullanılır. Bu zemin modellemesi MC zemin modeline göre oldukça gelişmiştir. MC modelde benzer şekilde gerilme seviyesi sürtünme açısı (ϕ), kohezyon (c), ve dilatasyon açısı (ψ) ile belirlenir. HS zemin modeli, gerilme bağımlı rijitlik modülünü çok önemlidir yani zemin rijitliği basınçla birlikte artış göstermektedir. HS modelinde çok sayıda hesap adımından oluştuğu için bu modelde yapılan analizler çok uzun sürer. HS zemin model, drenajlı üç eksenli basınç deneyinde belirlenen aksenal deformasyon-deviyör gerilme durumunun yaklaşık hiperbol şeklinde olması bağlıdır.

HS small modelinde geçmişteki yükleme durumu ve bağıl rijitlik matrisi hesaplarda dahil edilerek çözüme gidilir. Ancak gevşeme ve yumuşama gibi problemlerin oluştuğu durumlarda tekrarlı yükler hesaba katılmadığı için kullanımı uygun değildir. HSsmall model HS modele göre hesap adımı fazla olduğu için hesaplamalar daha uzun sürede sonuçlanır.

3.7.1.4.4. Soft Soil Zemin Modeli (SS)

Zemin mekaniğinde turba zeminler ve killi siltler yumuşak zeminler normal konsolide killer olarak tanımlanır. Bu tür zeminlerin diğer zeminlere göre yüksek derecede sıkışabilirlik özelliği gösterirler. Bu özelliğinden dolayı bu tür zeminlerde Soft Soil Zemin Modeli (SS) zemin model kullanılır. Modelde, içsel sürtünme açısı

(ϕ), kohezyon (c), dilatasyon açısı (ψ), modifiye şişme indeksi(K^*) ve modifiye sıkışma indeksi (λ^*), değerleri giriş parametreleri kullanılır.

3.7.1.4.5. Soft Soil Creep Zemin Modeli (SSC)

SS modelinde olduğu gibi SSC modelinde de, killi siltler konsolide killer ve turba gibi yumuşak zeminlerin zamana bağlı olarak davranışı modellenir. Bu model genel olarak temel ve dolgulardaki zamana bağlı meydana gelen oturma problemlerinde, derin kazı ve tüneller gibi zemindeki yük boşalması problemlerinde kullanılmaktadır. Modelde giriş parametreleri olarak, içsel sürtünme açısı (ϕ), kohezyon (c), dilatasyon açısı (ψ), modifiye şişme indeksi(K^*), modifiye sıkışma indeksi (λ^*), ve modifiye sünme indeksi (μ^*) değerleri giriş parametreleri olarak kullanılmaktadır.

3.7.1.4.6. Jointed-Rock Model (JR)

Plastik kaymanın sadece sınırlı sayıda ve düzeyde kayma doğrultularında meydana geldiği anizotropik elasto-plastik modeldir. JR model genel olarak birleşik kaya veya tabakaların davranışının modellenmesinde kullanılır. Modelde giriş parametreleri olarak, Elastisite modülü (E), kohezyon (c)Poisson oranı (ν), dilatasyon açısı (ψ) ve içsel sürtünme açısı, (ϕ) değerleri girilmektedir.

4. YAPILAN ÇALIŞMALAR VE BULGULAR

Yapılan bu çalışmada şev iyileştirme yöntemi olarak taş kolon tekniği seçilmiştir. Çalışmanın genel amacı, taş kolonlarla ile iyileştirilen şevlerin deprem yükü etkisi altındaki davranışının incelenmesidir. Şev analizleri sonlu elemanlar programı olan Plaxis 2D ile yapılmıştır. Çalışmada taş kolonsuz şevler, farklı $c/(\gamma.H)$ (0.37, 0.28, 0.22, 0.21, 0.19, 0.17, 0.14, 0.11, 0.08, 0.06) oranlarında ve farklı şev açılarında (15, 20, 25) olarak ve taş kolonlu şevler ise yine aynı $c/\gamma.H$ oranlarında, şev açılarında, taş kolon malzemesi için farklı içsel sürtünme açılarında ($\phi_s: 35^\circ, 40^\circ, 45^\circ$) ve farklı s/D aralıklarında (s/D: 2, 2.5, 3) modellenmiştir. Tüm bu analizlerde deprem etkisi olmadan ve deprem etkisi altında tekrarlanarak taş kolonsuz ve taş kolonlu şevlerin güvenlik sayısı ve yatay deplasman değerleri belirlenmiştir. Deprem kuvveti olarak Van Muradiye depreminin doğu batı yönündeki maksimum ivme (1.785 m/sn^2) değerinden faydalanılmıştır.

Bu çalışmada belirlenen şev modellerinin deprem etkisi olmadan ve deprem etkisinde güvenlik sayıları ayrıca yine aynı şev modelleri üzerinde deprem kuvveti etkisinde yatay deplasmanları belirlendiği için, hem güvenlik sayısı hemde yatay deplasman için minimum değerlerin (sınır şartları) bilinmesi gerekmektedir. Önceki çalışmalardan yola çıkarak güvenlik sayısı ve yatay deplasman sağlanması gereksinim değerleri aşağıda verilmiştir.

Yarma ve dolgu şevleri tasarlanırken kritik kayma yüzeylerinde minimum güvenlik sayılarının sağlanması gerekmektedir. Yarma ve dolgu şevlerin güvenlik sayıları ile ilgili çalışmalar incelendiğinde statik durumda veya deprem kuvveti etkisinde stabilitenin korunması için minimum güvenlik sayıları;

Yarma şevlerinde genel stabilite için sağlanması gereken minimum güvenlik sayıları;

- Uzun dönem, statik halde güvenlik sayısı: $G_s > 1.5$ (Maksimum kayma dayanımı parametreleri kullanılarak)
- Deprem kuvveti etkisinde güvenlik sayısı: $G_s > 1.01$ (bulunulan deprem bölgesine göre seçilecek eşdeğer yatay yük katsayısı (yatay deprem katsayısı) K_h kullanılarak)

Dolgu şevlerinde genel stabilite için sağlanması gereken minimum güvenlik sayıları;

- Uzun dönem, statik halde drenajsız durumda güvenlik sayısı: $G_s > 1.3$ (Maksimum kayma dayanımı parametreleri kullanılarak)
- Uzun dönem, statik halde drenajlı durumda güvenlik sayısı: $G_s > 1.5$ (Maksimum kayma dayanımı parametreleri kullanılarak)
- Deprem kuvveti etkisinde güvenlik sayısı: $G_s > 1.01$ (bulunulan deprem bölgesine göre seçilecek eşdeğer yatay yük katsayısı (yatay deprem katsayısı) K_h kullanılarak)

Şevlerde müsaade edilebilir deplasman değerleri;

Farklı araştırmacılar tarafından dolgu ve yarma şevleri için güvenli - güvensiz durum ayrımını yapmak

amacıyla kullanılan kalıcı deplasman değerleri şunlardır [18].

- Hynes-Griffin ve Franklin(1984) iyi yapılmış toprak barajlar için 1 m.'yekadar kalıcı deplasman değerini uygun görmüşlerdir.
- Wieczorek ve diğ. (1985) San Meteo County, Kaliforniya'daki bir heyelanharitasında 50 mm.'yi kritik değer olarak göstermişlerdir.
- Keefer ve Wilson(1989) Güney Kaliforniya'daki kohezyonlu şevler için 100mm. değerini kullanmışlardır.
- Jibson ve Keefer(1993) Mississippi Vadisi'ndeki kaymalar için 50-100 mm.aralığını uygun görmüşlerdir.

Jibson'un (1993) önerisine göre ise müsaade edilebilir kalıcı deplasman değeri problemin bir bütün olarak değerlendirilmesiyle çözülebilir.

Örneğin sünek malzemelerden oluşan şevler elbette ki gevrek malzemelerden oluşmuş şevlerden çok daha fazla kalıcı deformasyona maruzkalabilir. Sonuç olarak deformasyon hesabı şevdeki kalıcı deformasyon mertebesi hakkında mühendise ancak bir fikir verebilir, konuyla ilgili son tercih mühendise bağlıdır [18].

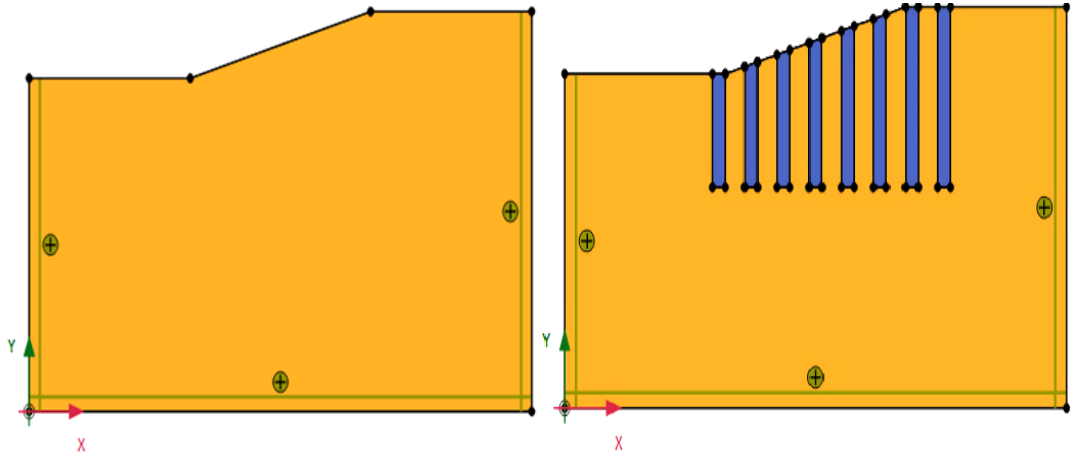
4.1. Deprem Kuvveti Etkisi Olmadan Taş Kolonsuz ve Taş Kolonlu Şevlerin Güvenlik Sayılarının Bulunması

Öncelikle Plaxis Programının deprem etkisi olmadan belirlenen şevler taş kolonsuz ve taş kolonlu olarak modellenmiş ve analizler yapılmıştır. Plaxis sonlu elemanlar programında çizilen şevin geometrik modelinde şev açısı (β) 15° , 20° ve 25° , şevin genişliği 25 m, şev yükseklikleri 3, 4 ve 5m olan bir zemin kitlesi belirlenip modellenmiştir. Ayrıca aynı özellikteki şevlere farklı s/D (Taş kolonların merkezleri arası mesafe/Taş kolon çapı) aralıklarında (2, 2.5, 3) taş kolon ile iyileştirilerek modelleme yapılmıştır. Ayrıca model şevde kullanılan malzemelerin özellikleri (Tablo 4.1) de belirlenmiştir. Plaxis sonlu elemanlar programında zemin davranışının modellenmesinde Mohr-Coulomb malzeme modeli kullanılmıştır. Mohr-Coulomb malzeme modelinde, geoteknik mühendisliğinde sıklıkla kullanılan ve zemin numunesi üzerinde gerçekleştirilen basit laboratuvar deneyleriyle elde edilebilen toplam 5 adet parametreye ihtiyaç duyulması ve kil zeminlerde daha iyi sonuç vermesi nedeniyle bu malzeme modeli tercih edilmiştir.

Tablo 4.1. Model Parametreleri (Mohr- Coulomb)

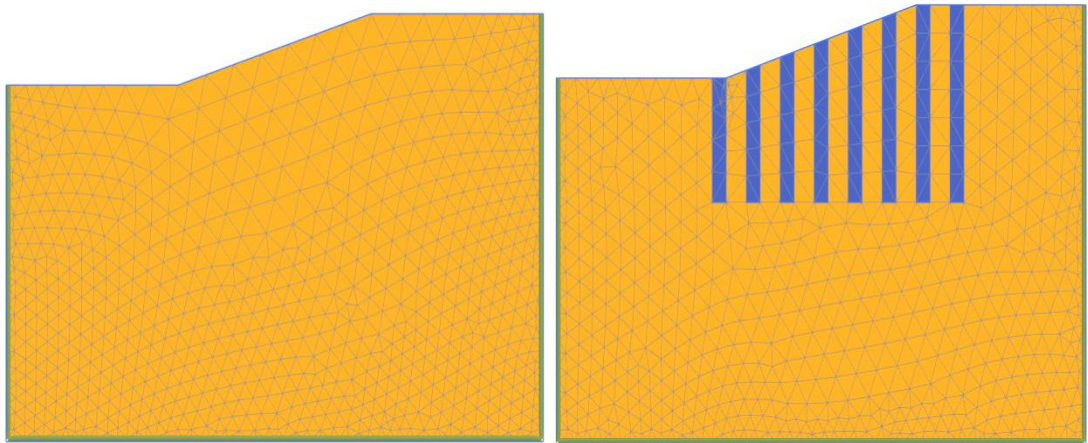
Malzeme	Kil	Çakıl
Drenaj Durumu	Drenajsız	Drenajlı
Kuru Birim Hacim Ağırlık, γ_k (kN/m ³)	18	19
Suya Doygu Birim Hacim Ağırlık, γ_d (kN/m ³)	21	22
Permabilite, k_x, k_y (m/gün)	1×10^{-8}	100
Elastisite Modülü, E (kN/m ²)	3000	75000
Poisson Oranı, ν	0.33	0.3
Kohezyon, c (kN/m ²)	10/15/20	1×10^{-9}
İçsel Sürtünme Açısı, ϕ_c / ϕ_s ($^\circ$)	10°	$35^\circ/40^\circ/45^\circ$
Sükûnetteki Toprak Basıncı Katsayısı, K_0	0.93	0.344

Plaxis bilgisayar programında yukarıda ölçüleri verilen şev modeli, şevi oluşturan kil ve şev iyileştirilmesinde kullanılan taş kolon malzeme (çakıl) özelliklerinin girişi yapılarak taş kolonsuz ve taş kolonlu olmak üzere iki boyutlu olarak modellenmiştir (Şekil 4.1).



Şekil 4.1. Taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modelinin oluşturulması ve model parametrelerinin girilmesi.

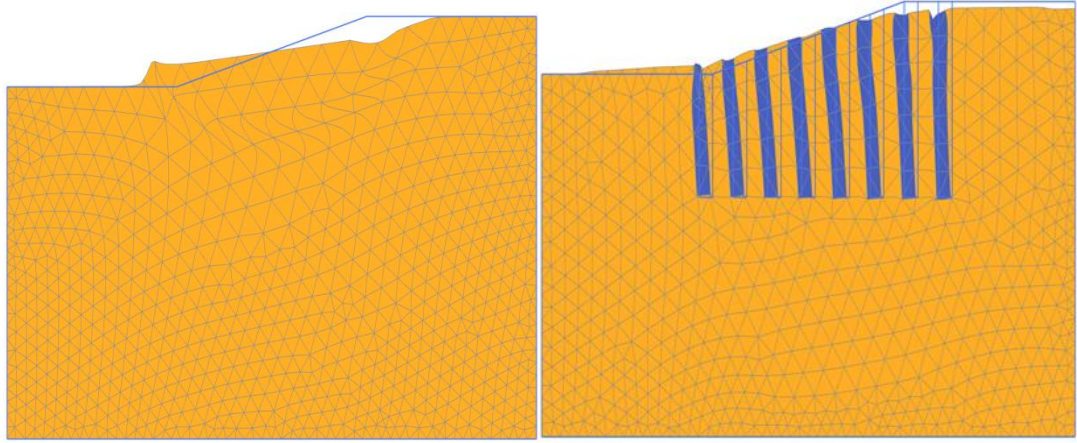
Taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modelinde zemin, 15 düğümlü üçgen elemanlarla modellenmiştir. Taş kolonsuz ve taş kolonlu olarak geometrik şev modeli oluşturulup malzeme girişi yapıldıktan sonra mesh (ağ) sekmesinden ağ sıklığı ve referans noktası belirlenerek ağ oluşturulmuş ayrıca yer altı su durumu ve kurulum fazına ek olarak güvenlik fazı açılarak geometrik şev modelleri analize hazır hale getirilmiştir (Şekil 4.2).



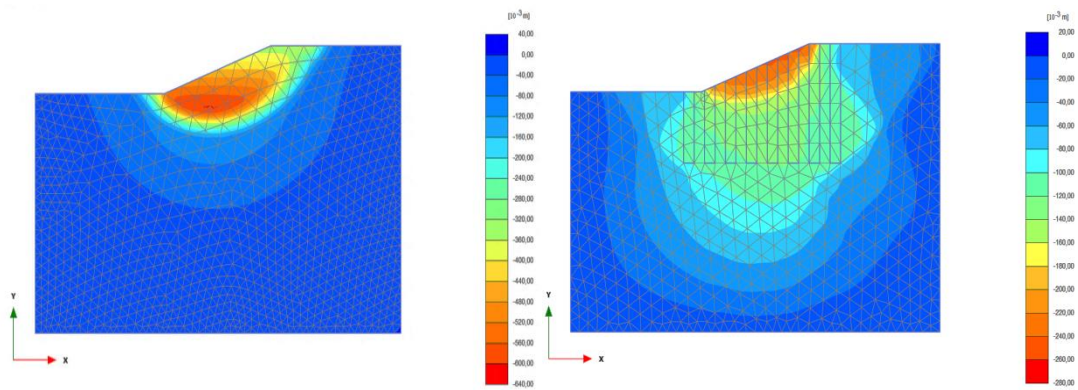
Şekil 4.2. Taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modelinde ağın (mesh) oluşturulması.

Yapılan tüm bu işlemlerden sonra modellenen taş kolonsuz ve taş kolonlu şevlerin analizi yapılmış ve analiz sonucunda güvenlik sayıları belirlenmiştir. Analiz sonucunda şevin durumunu Şekil 4.3-a-b'de gösterilmiştir. Ayrıca yapılan analizlerde taş kolon malzemesinin içsel sürtünme açısı (ϕ_s :35°, 40°, 45°), şev açısı

(β :15°/20°/25°) ve farklı $c/(\gamma.H)$ oranına göre güvenlik sayılarının değişimi bağlı taş kolonsuz ve taş kolonlu şevlerin güvenlik sayıları Tablo 4.2-a-b-c’de ve Şekil 4.4-a-b-c’de verilmiştir. Tablo 4.2-a-b-c ve Şekil 4.4-a-b-c’den görüldüğü gibi analiz sonuçları tamamında taş kolonlarla iyileştirilen şevlerin iyileştirilmemiş şeve göre güvenlik sayılarının daha yüksek olduğu görülmektedir. Örneğin; şev açısı (β) 15°, şev yüksekliği (H) 3m, zeminin kohezyon katsayısı (c) 10 kN/m² ve içsel sürtünme açısı (ϕ_c) 10°olan bir şevdeki güvenlik sayısı 2.329 iken aynı şev içsel sürtünme açısı (ϕ_s) 35° ve s/D oranı 2, 2.5 ve 3 olan taş kolon gruplarıyla iyileştirilmesi sonucunda güvenlik sayısı sırasıyla 2.630, 2.613, 2.542 değerlerine yükseldiği görülmüştür.



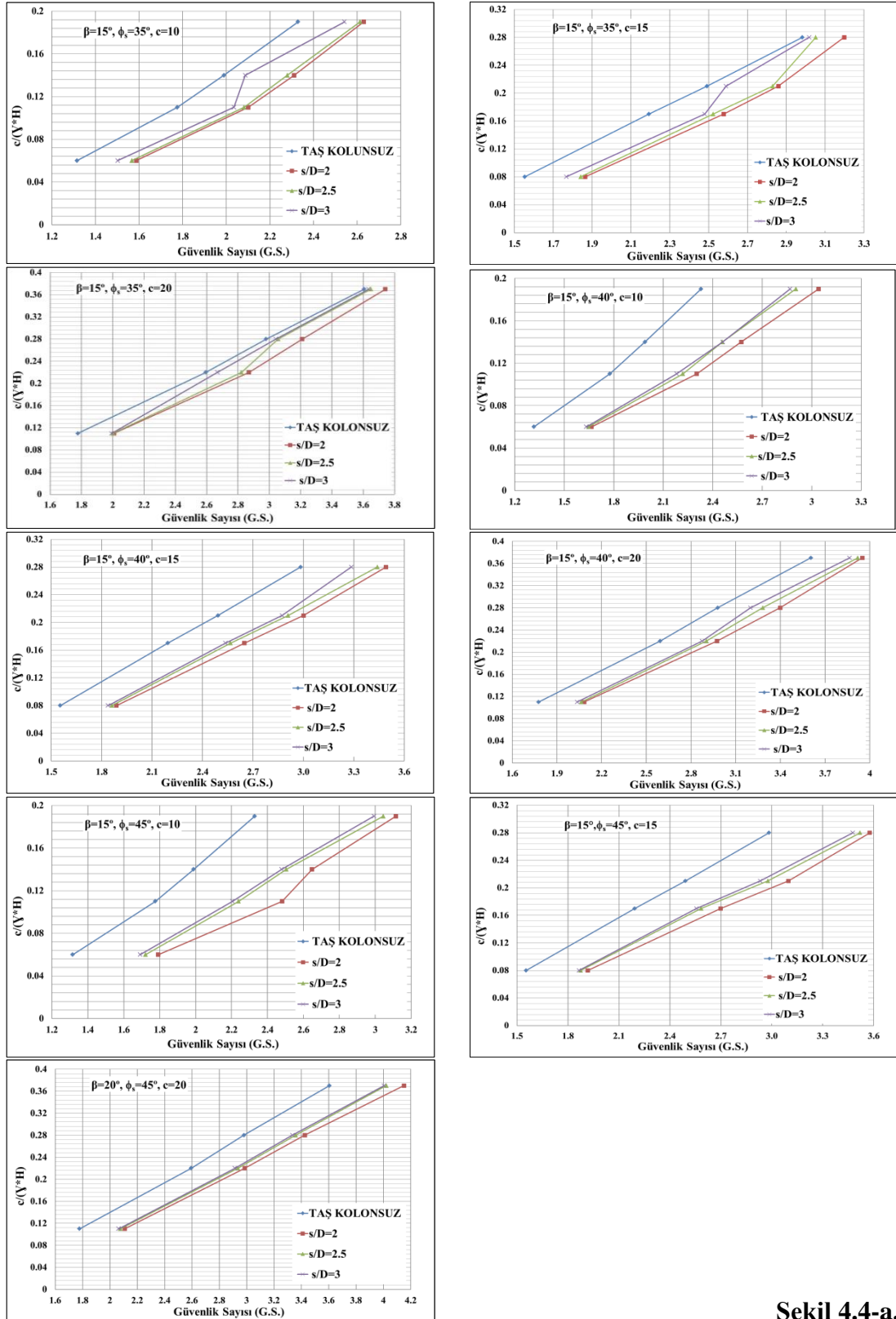
Şekil 4.3-a. Deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modelinin analiz sonrasındaki durumu.



Şekil 4.3-b. Deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modelinin analiz sonrasındaki durumu.

Tablo 4.1-a. $\beta=15^\circ$ ve $\phi_s= 35^\circ- 40^\circ -45^\circ$ için deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modeli analiz sonuçlarından elde edilen güvenlik sayısı değerleri.

Güvenlik Sayıları								
Taş Kol. içsel sürtünme açısı (ϕ_s)	Şev açısı (β)	Zeminin Kohezyon ve İçsel Sürtünme katsayısı (c/ϕ_c)	$c/(\gamma.H)$ Değerleri	Taş Kolonsuz Şevlerin G.S.	Taş kolonlu Şevlerin G.S.			
					s/D Oranları			
				T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
$\phi_s=35^\circ$	$\beta=15^\circ$	$c=10$ $\phi_c=10^\circ$	$c/(\gamma.H)=0.19$	2.329	2.630	2.613	2.542	
			$c/(\gamma.H)=0.14$	1.989	2.311	2.280	2.087	
			$c/(\gamma.H)=0.11$	1.776	2.101	2.082	2.035	
			$c/(\gamma.H)=0.06$	1.316	1.587	1.567	1.502	
					T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		$c=15$ $\phi_c=10^\circ$	$c/(\gamma.H)=0.28$	2.983	3.198	3.052	3.018	
			$c/(\gamma.H)=0.21$	2.492	2.859	2.830	2.590	
			$c/(\gamma.H)=0.17$	2.193	2.578	2.524	2.480	
			$c/(\gamma.H)=0.08$	1.554	1.865	1.842	1.768	
					T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		$c=20$ $\phi_c=10^\circ$	$c/(\gamma.H)=0.37$	3.605	3.741	3.649	3.634	
			$c/(\gamma.H)=0.28$	2.980	3.210	3.056	3.041	
$c/(\gamma.H)=0.22$	2.594		2.870	2.822	2.668			
$c/(\gamma.H)=0.11$	1.778		2.008	2.001	1.994			
			T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3		
$\phi_s=40^\circ$	$\beta=15^\circ$	$c=10$ $\phi_c=10^\circ$	$c/(\gamma.H)=0.19$	2.329	3.042	2.904	2.869	
			$c/(\gamma.H)=0.14$	1.989	2.573	2.458	2.461	
			$c/(\gamma.H)=0.11$	1.776	2.303	2.219	2.181	
			$c/(\gamma.H)=0.06$	1.316	1.665	1.647	1.634	
					T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		$c=15$ $\phi_c=10^\circ$	$c/(\gamma.H)=0.28$	2.983	3.491	3.440	3.285	
			$c/(\gamma.H)=0.21$	2.492	3.000	2.909	2.873	
			$c/(\gamma.H)=0.17$	2.193	2.649	2.566	2.536	
			$c/(\gamma.H)=0.08$	1.554	1.888	1.861	1.839	
					T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		$c=20$ $\phi_c=10^\circ$	$c/(\gamma.H)=0.37$	3.605	3.950	3.920	3.865	
			$c/(\gamma.H)=0.28$	2.980	3.399	3.282	3.200	
$c/(\gamma.H)=0.22$	2.594		2.975	2.904	2.876			
$c/(\gamma.H)=0.11$	1.778		2.083	2.065	2.036			
			T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3		
$\phi_s=45^\circ$	$\beta=15^\circ$	$c=10$ $\phi_c=10^\circ$	$c/(\gamma.H)=0.19$	2.329	3.115	3.045	2.993	
			$c/(\gamma.H)=0.14$	1.989	2.648	2.504	2.478	
			$c/(\gamma.H)=0.11$	1.776	2.481	2.239	2.205	
			$c/(\gamma.H)=0.06$	1.316	1.792	1.721	1.691	
					T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		$c=15$ $\phi_c=10^\circ$	$c/(\gamma.H)=0.28$	2.983	3.577	3.520	3.477	
			$c/(\gamma.H)=0.21$	2.492	3.098	2.977	2.932	
			$c/(\gamma.H)=0.17$	2.193	2.699	2.584	2.557	
			$c/(\gamma.H)=0.08$	1.554	1.917	1.875	1.865	
					T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		$c=20$ $\phi_c=10^\circ$	$c/(\gamma.H)=0.37$	3.605	4.150	4.021	4.005	
			$c/(\gamma.H)=0.28$	2.980	3.425	3.359	3.335	
$c/(\gamma.H)=0.22$	2.594		2.986	2.935	2.914			
$c/(\gamma.H)=0.11$	1.778		2.108	2.076	2.064			

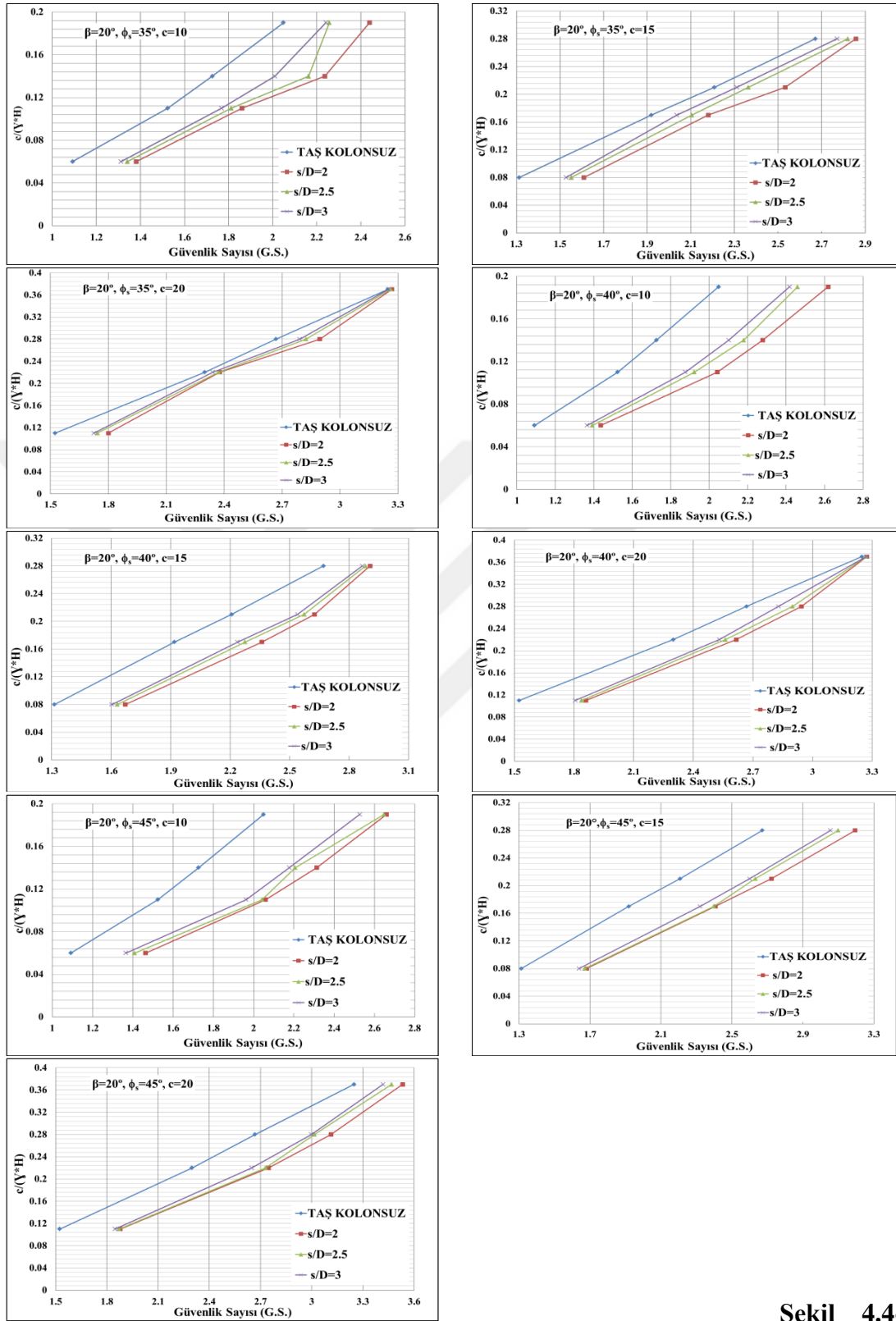


Şekil 4.4-a.

$\beta=15^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ - 40^\circ - 45^\circ$ için deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modellerinde için güvenlik sayısı değerlerinin değişimi.

Tablo 4.2-b. $\beta=20^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ-40^\circ-45^\circ$ deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modeli analiz sonuçlarından elde edilen güvenlik sayısı değerleri.

Güvenlik Sayıları							
Taş Kol. içsel sürtünme açısı (ϕ_s)	Şev açısı (β)	Zeminin Kohezyon ve İçsel Sürünme katsayısı (c/ϕ_c)	$c/(\gamma H)$ Değerleri	Taş Kolonsuz Şevlerin G.S.	Taş kolonlu Şevlerin G.S.		
					s/D Oranları		
				T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
$\phi_s=35^\circ$	$\beta=20^\circ$	$c=10$ $\phi_c=10^\circ$	$c/(\gamma H)=0.19$	2.049	2.439	2.257	2.241
			$c/(\gamma H)=0.14$	1.726	2.237	2.163	2.010
			$c/(\gamma H)=0.11$	1.524	1.861	1.812	1.768
			$c/(\gamma H)=0.06$	1.092	1.381	1.341	1.312
				T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		$c=15$ $\phi_c=10^\circ$	$c/(\gamma H)=0.28$	2.671	2.857	2.820	2.771
			$c/(\gamma H)=0.21$	2.208	2.533	2.364	2.311
			$c/(\gamma H)=0.17$	1.919	2.180	2.105	2.036
			$c/(\gamma H)=0.08$	1.313	1.610	1.552	1.528
				T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		$c=20$ $\phi_c=10^\circ$	$c/(\gamma H)=0.37$	3.248	3.268	3.262	3.250
			$c/(\gamma H)=0.28$	2.668	2.895	2.823	2.791
	$c/(\gamma H)=0.22$		2.299	2.376	2.370	2.340	
	$c/(\gamma H)=0.11$		1.524	1.800	1.743	1.725	
			T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
	$\phi_s=40^\circ$	$\beta=20^\circ$	$c=10$ $\phi_c=10^\circ$	$c/(\gamma H)=0.19$	2.049	2.619	2.460
$c/(\gamma H)=0.14$				1.726	2.279	2.180	2.102
$c/(\gamma H)=0.11$				1.524	2.042	1.923	1.876
$c/(\gamma H)=0.06$				1.092	1.436	1.393	1.365
				T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
$c=15$ $\phi_c=10^\circ$			$c/(\gamma H)=0.28$	2.671	2.906	2.883	2.867
			$c/(\gamma H)=0.21$	2.208	2.626	2.574	2.540
			$c/(\gamma H)=0.17$	1.919	2.360	2.275	2.238
			$c/(\gamma H)=0.08$	1.313	1.671	1.630	1.603
				T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
$c=20$ $\phi_c=10^\circ$			$c/(\gamma H)=0.37$	3.248	3.273	3.270	3.269
			$c/(\gamma H)=0.28$	2.668	2.944	2.899	2.829
		$c/(\gamma H)=0.22$	2.299	2.616	2.562	2.531	
		$c/(\gamma H)=0.11$	1.524	1.860	1.838	1.806	
			T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
$\phi_s=45^\circ$		$\beta=20^\circ$	$c=10$ $\phi_c=10^\circ$	$c/(\gamma H)=0.19$	2.049	2.660	2.648
	$c/(\gamma H)=0.14$			1.726	2.313	2.206	2.177
	$c/(\gamma H)=0.11$			1.524	2.059	2.042	1.962
	$c/(\gamma H)=0.06$			1.092	1.463	1.409	1.365
				T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
	$c=15$ $\phi_c=10^\circ$		$c/(\gamma H)=0.28$	2.671	3.194	3.099	3.055
			$c/(\gamma H)=0.21$	2.208	2.723	2.632	2.600
			$c/(\gamma H)=0.17$	1.919	2.406	2.398	2.321
			$c/(\gamma H)=0.08$	1.313	1.681	1.671	1.639
				T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
	$c=20$ $\phi_c=10^\circ$		$c/(\gamma H)=0.37$	3.248	3.533	3.468	3.418
			$c/(\gamma H)=0.28$	2.668	3.113	3.016	2.997
		$c/(\gamma H)=0.22$	2.299	2.747	2.729	2.648	
		$c/(\gamma H)=0.11$	1.524	1.878	1.871	1.848	

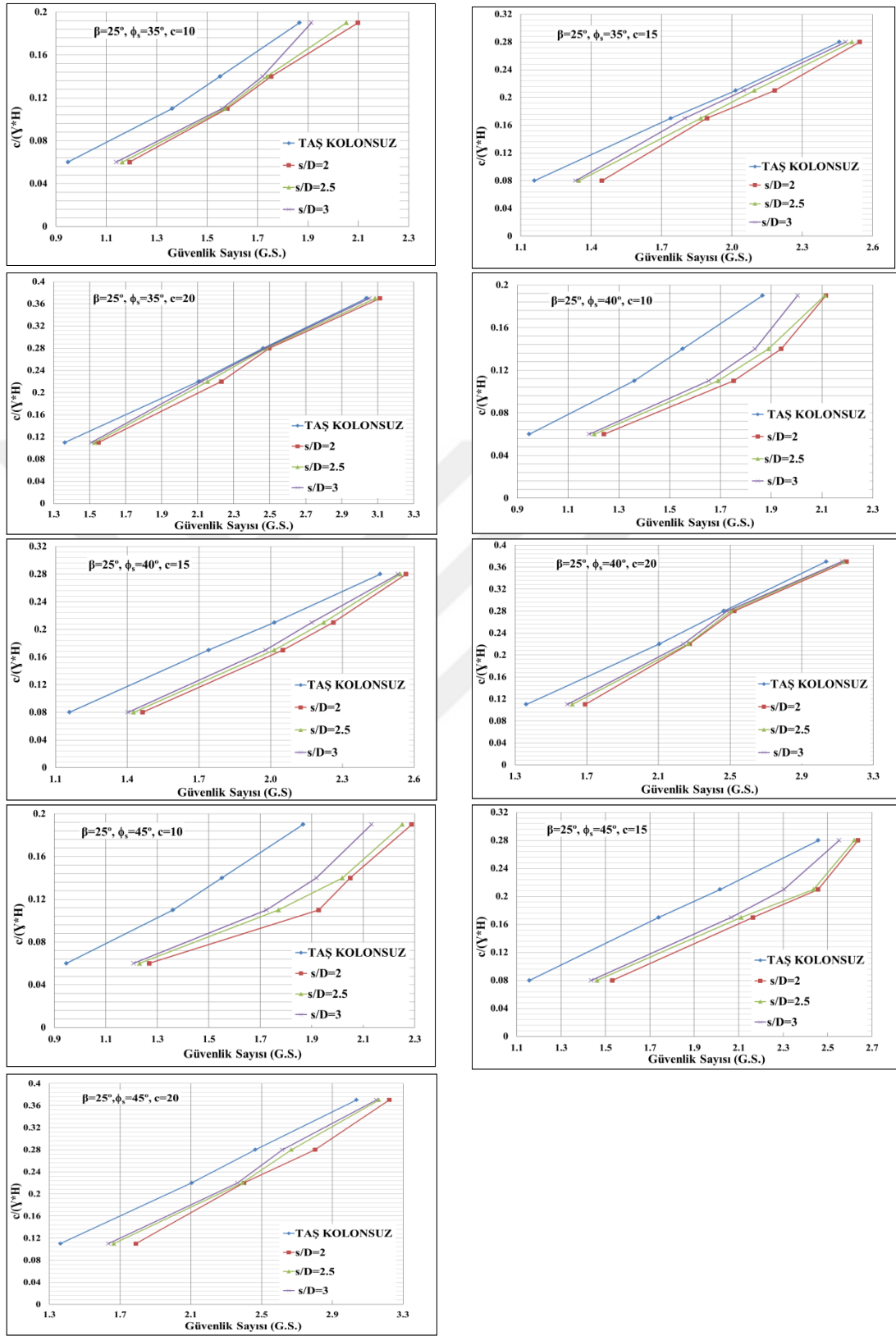


Şekil 4.4-

b. $\beta=20^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ - 40^\circ - 45^\circ$ için deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modellerinde için güvenlik sayısı değerlerinin değişimi.

Tablo 4.2-c. $\beta=25^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ - 40^\circ - 45^\circ$ için Deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modeli analiz sonuçlarından elde edilen güvenlik sayısı değerleri.

Güvenlik Sayıları									
Taş Kol. içsel sürtünme açısı (ϕ_s)	Şev açısı (β)	Zeminin Kohezyon ve İçsel Sürünme katsayısı (c/ϕ_c)	$c/(\gamma H)$ Değerleri	Taş Kolonsuz Şevlerin G.S.	Taş kolonlu Şevlerin G.S.				
					s/D Oranları				
				T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3		
$\phi_s=35^\circ$	$\beta=25^\circ$	c=10 $\phi_c=10^\circ$	c/(\gamma.H)=0.19	1.866	2.098	2.052	1.913		
			c/(\gamma.H)=0.14	1.551	1.754	1.737	1.720		
			c/(\gamma.H)=0.11	1.361	1.580	1.571	1.560		
			c/(\gamma.H)=0.06	0.9471	1.192	1.163	1.139		
						T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		c=15 $\phi_c=10^\circ$	c/(\gamma.H)=0.28	2.458	2.545	2.512	2.485		
			c/(\gamma.H)=0.21	2.016	2.182	2.096	2.051		
			c/(\gamma.H)=0.17	1.740	1.894	1.868	1.800		
			c/(\gamma.H)=0.08	1.158	1.446	1.348	1.334		
						T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		c=20 $\phi_c=10^\circ$	c/(\gamma.H)=0.37	3.036	3.112	3.086	3.053		
			c/(\gamma.H)=0.28	2.464	2.497	2.482	2.475		
c/(\gamma.H)=0.22	2.105		2.231	2.156	2.122				
c/(\gamma.H)=0.11	1.362		1.549	1.529	1.510				
				T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3		
$\phi_s=40^\circ$	$\beta=25^\circ$	c=10 $\phi_c=10^\circ$	c/(\gamma.H)=0.19	1.866	2.115	2.111	2.004		
			c/(\gamma.H)=0.14	1.551	1.939	1.889	1.836		
			c/(\gamma.H)=0.11	1.361	1.752	1.691	1.654		
			c/(\gamma.H)=0.06	0.947	1.241	1.203	1.183		
						T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		c=15 $\phi_c=10^\circ$	c/(\gamma.H)=0.28	2.458	2.566	2.542	2.533		
			c/(\gamma.H)=0.21	2.016	2.262	2.222	2.172		
			c/(\gamma.H)=0.17	1.740	2.051	2.015	1.979		
			c/(\gamma.H)=0.08	1.158	1.464	1.427	1.403		
						T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		c=20 $\phi_c=10^\circ$	c/(\gamma.H)=0.37	3.036	3.150	3.131	3.125		
			c/(\gamma.H)=0.28	2.464	2.522	2.504	2.482		
c/(\gamma.H)=0.22	2.105		2.273	2.267	2.239				
c/(\gamma.H)=0.11	1.362		1.691	1.619	1.592				
				T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3		
$\phi_s=45^\circ$	$\beta=25^\circ$	c=10 $\phi_c=10^\circ$	c/(\gamma.H)=0.19	1.866	2.288	2.252	2.132		
			c/(\gamma.H)=0.14	1.551	2.049	2.019	1.918		
			c/(\gamma.H)=0.11	1.361	1.927	1.771	1.724		
			c/(\gamma.H)=0.06	0.9471	1.268	1.231	1.208		
						T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		c=15 $\phi_c=10^\circ$	c/(\gamma.H)=0.28	2.458	2.637	2.621	2.552		
			c/(\gamma.H)=0.21	2.016	2.457	2.437	2.303		
			c/(\gamma.H)=0.17	1.740	2.164	2.111	2.066		
			c/(\gamma.H)=0.08	1.158	1.531	1.462	1.436		
						T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		c=20 $\phi_c=10^\circ$	c/(\gamma.H)=0.37	3.036	3.222	3.163	3.149		
			c/(\gamma.H)=0.28	2.464	2.802	2.669	2.617		
c/(\gamma.H)=0.22	2.105		2.400	2.391	2.364				
c/(\gamma.H)=0.11	1.362		1.789	1.664	1.634				



Şekil 4.4-c. $\beta=25^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ - 40^\circ - 45^\circ$ için deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modellerinde için güvenlik sayısı değerlerinin değişimi.

Deprem kuvveti etkisi olmadan şev modelleri üzerine yapılan analiz sonuçlarından (Tablo 4.2-a-b-c ve Şekil 4.4.a-b-c);

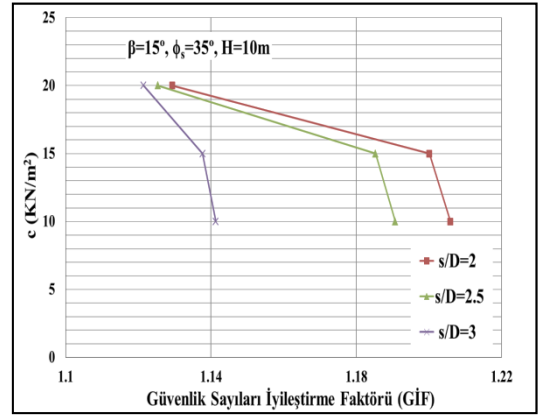
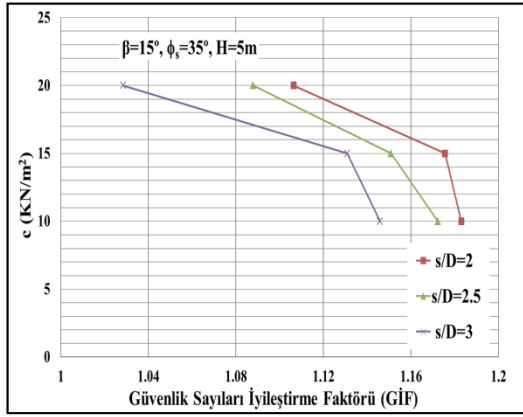
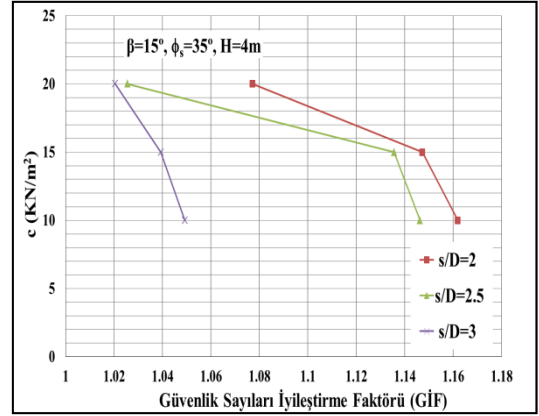
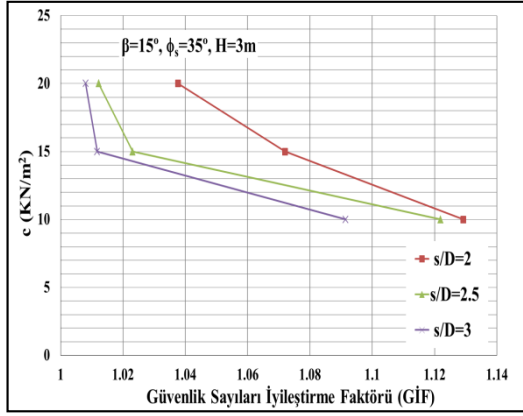
- Taş kolonlu şevlerin güvenlik sayısı değerlerinin taş kolonsuz şeve göre büyük olduğu,
- Şev açısı (β) büyüdükçe güvenlik sayısı değerinin düştüğü,
- $c/(\gamma.H)$ arttıkça başka bir ifadeylekohezyon değeri arttıkça, şev yüksekliği düştükçe oranı değerleri arttıkça güvenlik sayısının da arttığı,
- Kayma mukavemet parametrelerinin(c :zemin kohezyon, ϕ_s : taş kolon malzemesi içsel sürtünme açısı) artması ile güvenlik sayısı değerlerinin de arttığı,
- s/D Oranı arttıkça güvenlik sayısı değerinin azaldığı görülmektedir.

4.2. Deprem Kuvveti Etkisi Olmadan Taş Kolonsuz ve Taş Kolonlu Model Şevlerin Güvenlik Sayıları İyileştirme Faktörü Değerlerinin (GİF) Bulunması

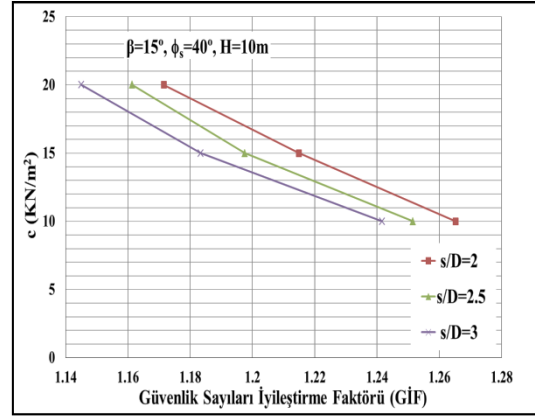
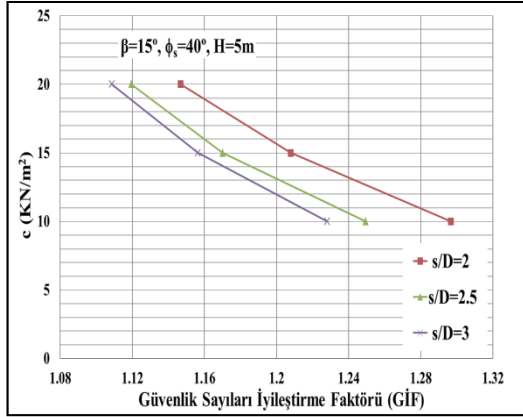
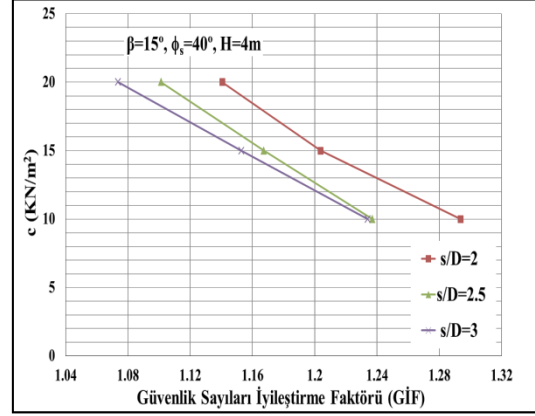
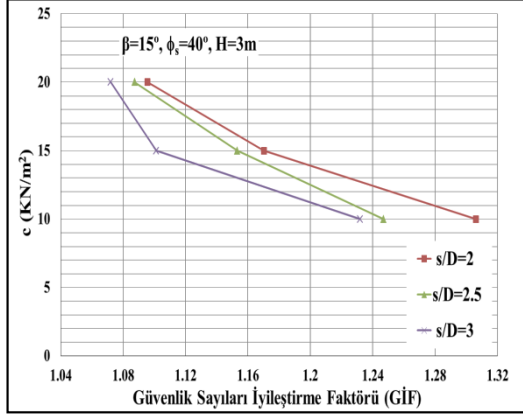
Şev stabilite analizini etkileyen faktörlerin başında şev geometrisi, şevi oluşturan zemin yapısı ve şevi etkileyen kuvvetler gelmektedir. Dolayısıyla bazı durumlar için özellikle homejen şevlerde stabilite analizi metotlarından faydalanarak elde edilen stabilite kartları da kullanılabilir. Şev stabilite analizlerinde bulunan güvenlik sayısı için stabilite kartları ilk olarak Fellinius kullanılmaya başlanmıştır. Daha sonra Taylor ve Janbu takip kullanmaya başlamıştır. Birçok araştırmacı stabilite kartları için yapılan parametrik çalışmada değişken sayısını azaltmak için boyutsuz $c/(\gamma H)$ oranları kullanılmıştır [108]. Yapılan çalışmanın bu kısmında Vekli 2009'da yaptığı çalışmadan faydalanarak ve taş kolonlarla iyileştirilen şevin etkinliğini ortaya koymak için deprem etkisi olmadan taş kolonlu şevlerin güvenlik sayılarını taş kolonsuz şevlerin güvenlik sayısına oranlanmasıyla güvenlik sayıları iyileştirme faktörü elde edilmiştir. Çalışmada bütün modeller için bulunan güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (GİF) değerleri Tablo 4.3-a-b-c'de ayrıca GİF değerlerinin kohezyona bağlı değişimi Şekil 4.5.a-b-c, Şekil 4.6.a-b-c, Şekil 4.7.a-b-c'de verilmiştir.

Tablo 4.3-a. $\beta=15^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ - 40^\circ - 45^\circ$ deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonla yapılan iyileştirme ile elde edilen güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (GİF) değerleri.

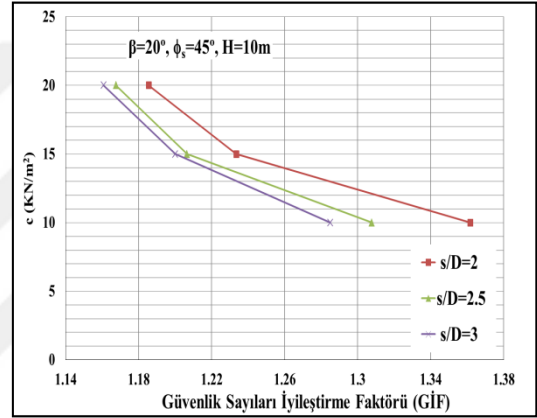
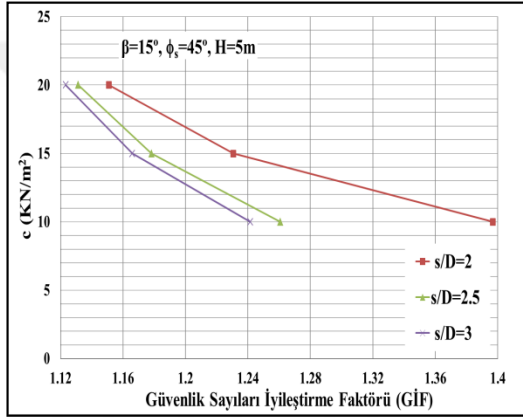
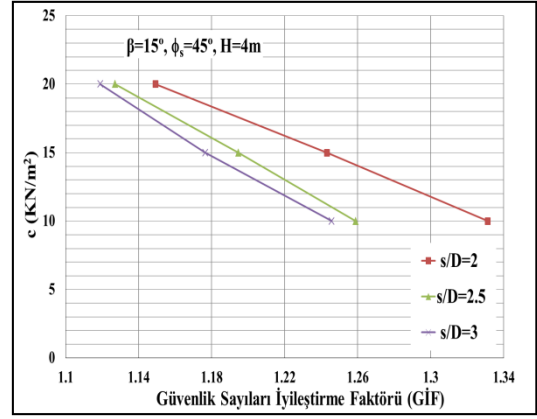
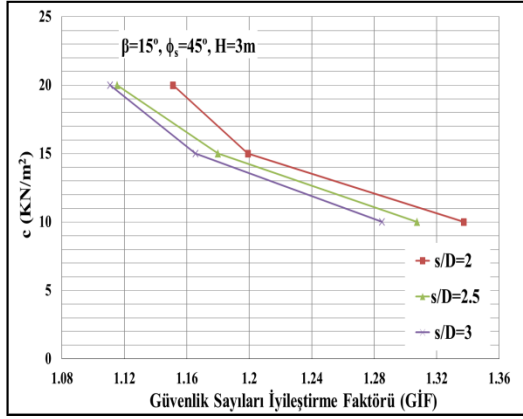
Güvenlik Sayıları İyileştirme Faktörü Değerleri (GİF)						
Taş Kol. içsel sürtünme açısı (ϕ_s)	Şev açısı (β)	Şev Yüksekliği (H m)	Zeminin Kohezyon ve İçsel Sürünme katsayısı (c ve ϕ_c)	Taş kolon ile yapılan iyileştirme ile elde edilen GİF değerleri		
				s/D Oranları		
				s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
$\phi_s=35^\circ$	$\beta=15^\circ$	H= 3m	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.129	1.122	1.091
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.072	1.023	1.012
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.038	1.012	1.008
		H= 4m	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.162	1.146	1.049
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.147	1.136	1.039
		H= 5m	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.077	1.026	1.020
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.183	1.172	1.146
		H= 10m	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.176	1.151	1.131
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.106	1.088	1.029
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
$\phi_s=40^\circ$	$\beta=15^\circ$	H= 3m	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.206	1.191	1.141
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.200	1.185	1.138
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.129	1.125	1.121
		H= 4m	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.306	1.247	1.232
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.170	1.153	1.101
		H= 5m	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.096	1.087	1.072
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.294	1.237	1.234
		H= 10m	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.204	1.167	1.153
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.141	1.101	1.074
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
$\phi_s=45^\circ$	$\beta=15^\circ$	H= 3m	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.297	1.249	1.228
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.208	1.170	1.156
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.147	1.120	1.109
		H= 4m	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.265	1.252	1.242
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.215	1.198	1.183
		H= 5m	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.172	1.161	1.145
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.337	1.307	1.285
		H= 10m	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.199	1.180	1.166
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.151	1.115	1.111
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
H= 3m	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.331	1.259	1.246		
	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.243	1.195	1.177		
	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.149	1.127	1.119		
H= 4m	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3			
	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.397	1.261	1.242		
	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.231	1.178	1.166		
H= 5m	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.151	1.131	1.123		
	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3			
	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.362	1.308	1.285		
H= 10m	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.234	1.207	1.200		
	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.186	1.168	1.161		
	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3			



Şekil 4.5-a. $\beta=15^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ$ için deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (GİF) değerlerinin değişimi.



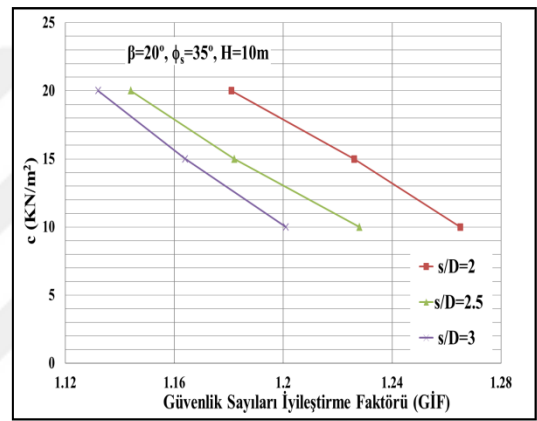
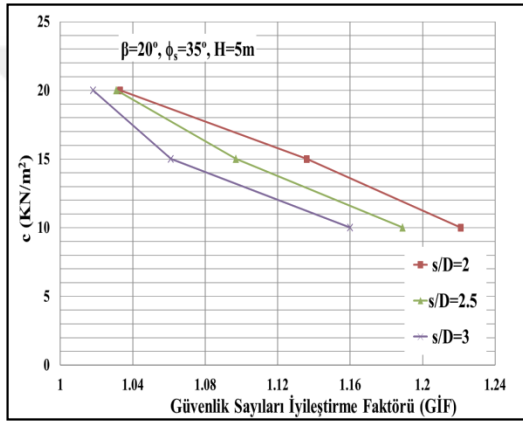
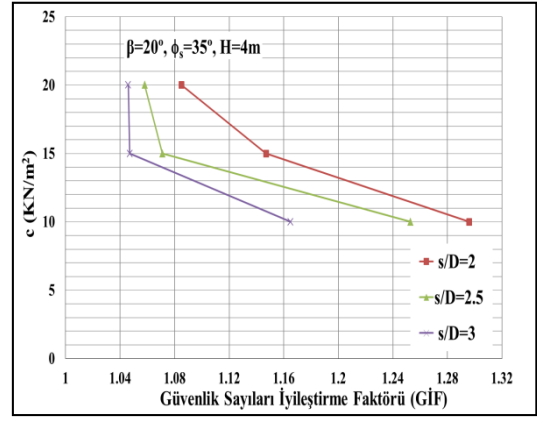
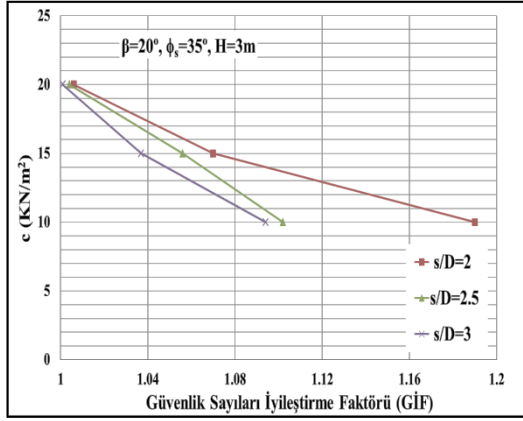
Şekil 4.5-b. $\beta=15^\circ$ ve $\phi_s=40^\circ$ için deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (GIF) değerlerinin değişimi.



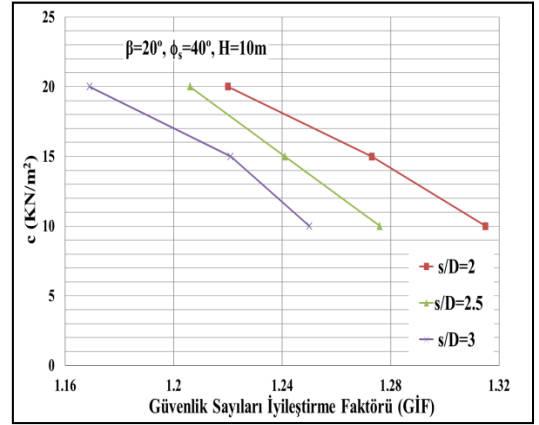
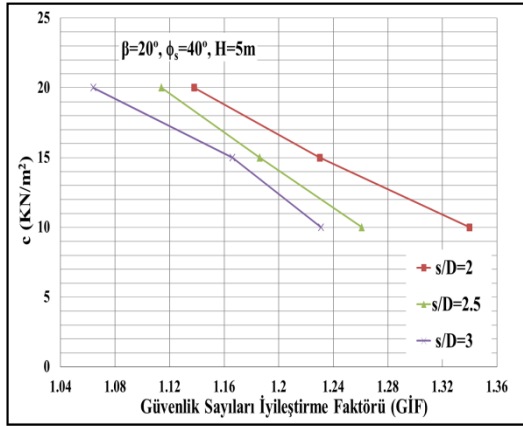
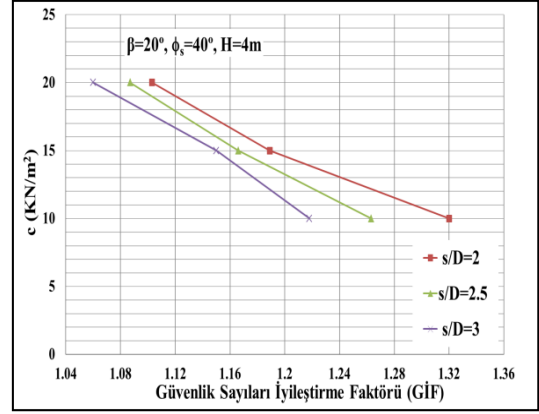
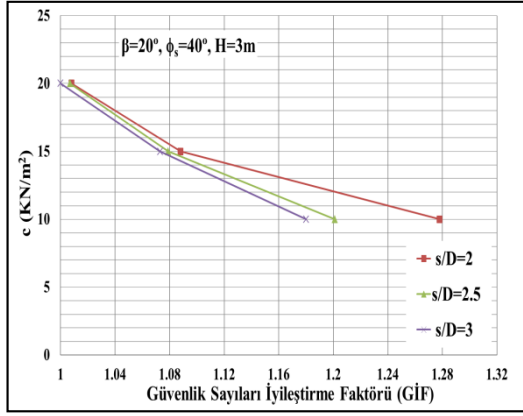
Şekil 4.5-c. $\beta=15^\circ$ ve $\phi_s=45^\circ$ için deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (GİF) değerlerinin değişimi.

Tablo.4.3-b. $\beta=20^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ - 40^\circ - 45^\circ$ için deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (GİF) değerleri.

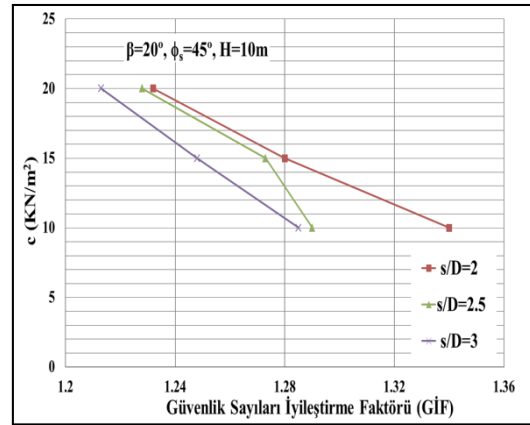
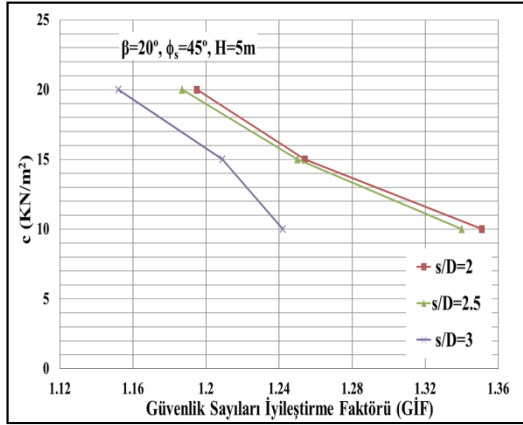
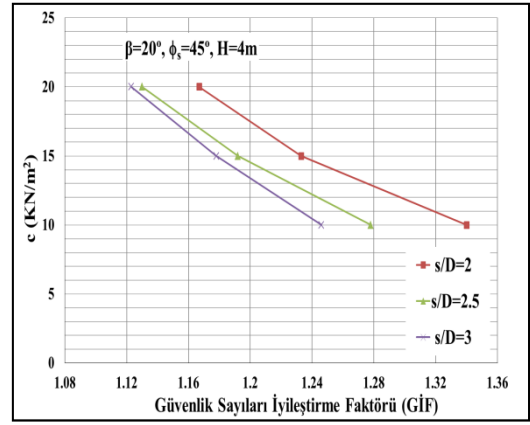
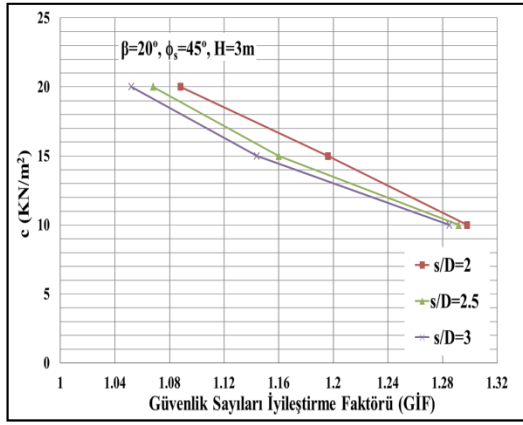
Güvenlik Sayıları İyileştirme Faktörü Değerleri (GİF)						
Taş Kol. içsel sürtünme açısı (ϕ_s)	Şev açısı (β)	Şev Yüksekliği (H m)	Zeminin Kohezyon ve İçsel Sürünme katsayısı (c ve ϕ_c)	Taş kolon ile yapılan iyileştirme ile elde edilen GİF değerleri		
				s/D Oranları		
				s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
$\phi_s=35^\circ$	$\beta=20^\circ$	H= 3m	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.190	1.102	1,094
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.070	1.056	1.037
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1,006	1,004	1.001
		H= 4m	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.296	1.253	1.165
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.147	1.071	1.047
		H= 5m	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.085	1.058	1.046
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.221	1.189	1.160
		H= 10m	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.136	1.097	1.061
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.033	1.031	1.018
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
H= 3m	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.265	1.228	1.201		
	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.226	1.182	1.164		
	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.181	1.144	1.132		
$\phi_s=40^\circ$	$\beta=20^\circ$	H= 3m	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.278	1.201	1.180
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.088	1.079	1.073
		H= 4m	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.008	1.007	1.000
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.320	1.263	1.218
		H= 5m	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.189	1.166	1.150
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.103	1.087	1.060
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
		H= 10m	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.340	1.261	1.231
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.230	1.186	1.166
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.138	1.114	1.064
H= 3m	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3			
	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.315	1.276	1.250		
	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.273	1.241	1.221		
H= 4m	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.220	1.206	1.169		
	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3			
	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.298	1.292	1.285		
$\phi_s=45^\circ$	$\beta=20^\circ$	H= 3m	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.196	1.160	1.144
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.088	1.068	1.052
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
		H= 4m	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.340	1.278	1.246
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.233	1.192	1.178
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.167	1.187	1.123
		H= 5m	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.351	1.340	1.242
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.254	1.250	1.209
		H= 5m	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.195	1.187	1.152
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.340	1.290	1.285
H= 5m	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.280	1.273	1.248		
	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.232	1.228	1.213		



Şekil 4.6-a. $\beta=20^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ$ için deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (GİF) değerlerinin değişimi.



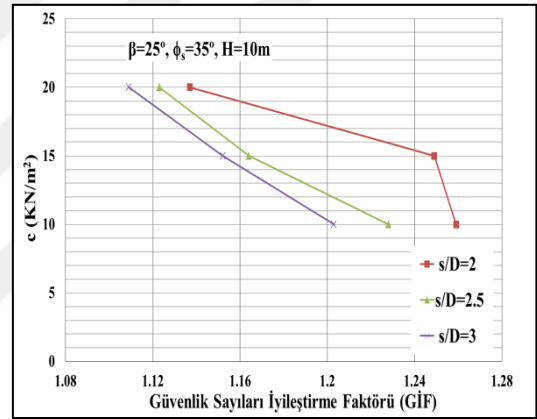
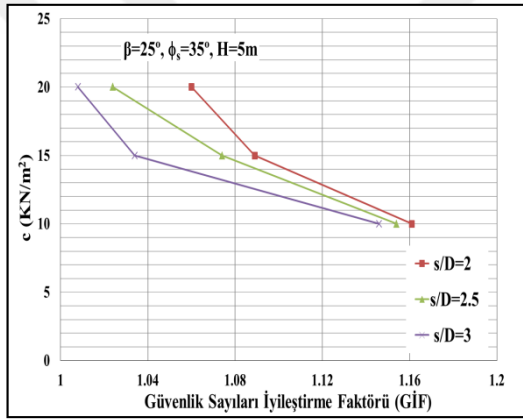
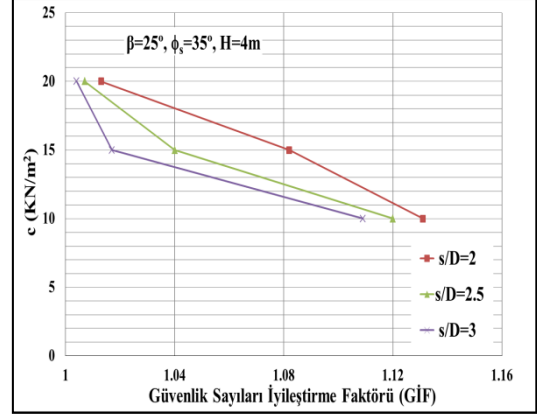
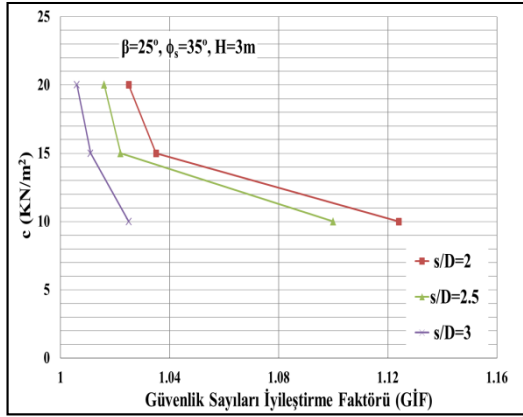
Şekil 4.6-b. $\beta=20^\circ$ ve $\phi_s=40^\circ$ için deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (GİF) değerlerinin değişimi.



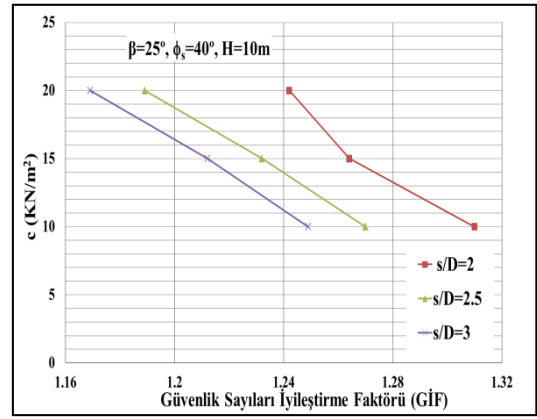
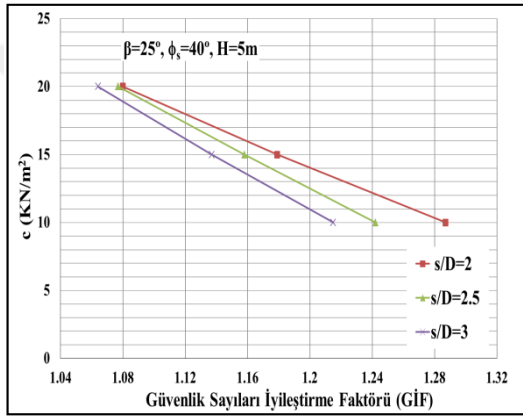
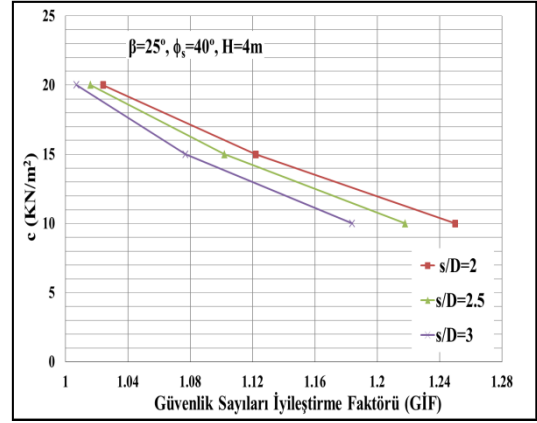
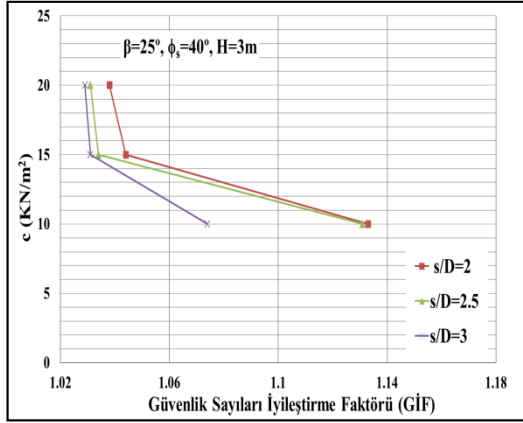
Şekil 4.6-c. $\beta=20^\circ$ ve $\phi_s=45^\circ$ için deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (GİF) değerlerinin değişimi.

Tablo 4.3-c. $\beta=25^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ-40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (GİF) değerleri.

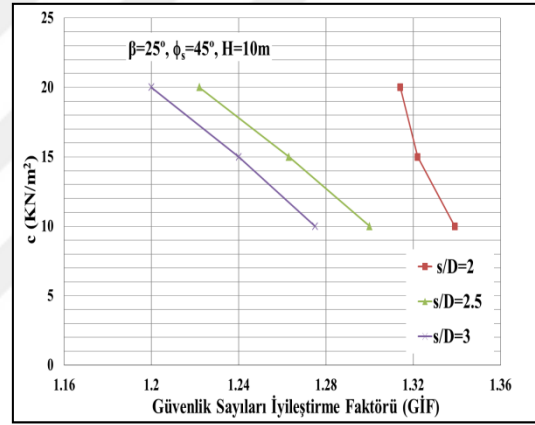
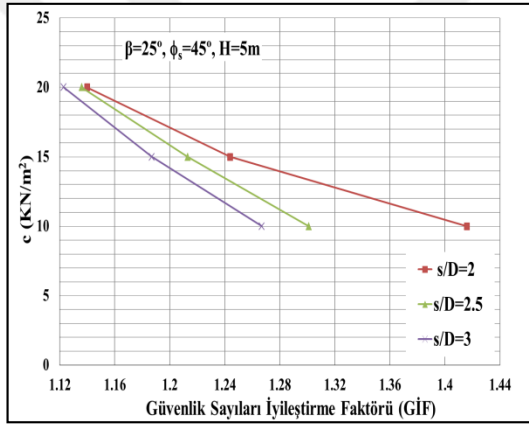
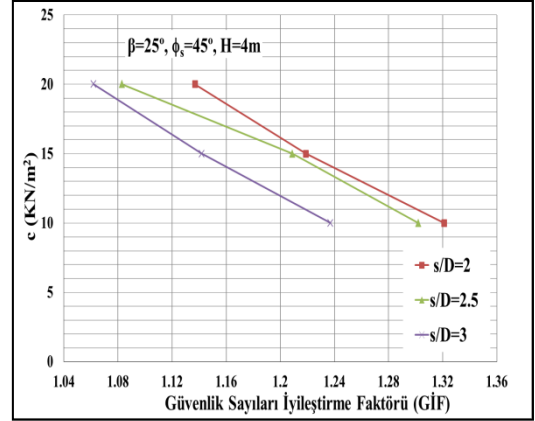
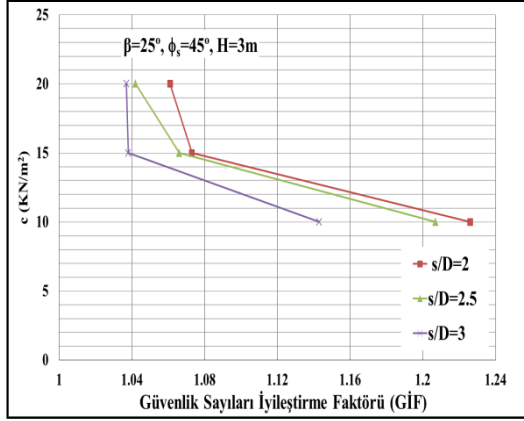
Güvenlik Sayıları İyileştirme Faktörü Değerleri (GİF)						
Taş Kol. içsel sürtünme açısı (ϕ_s)	Şev açısı (β)	Şev Yüksekliği (H m)	Zeminin Kohezyon ve İçsel Sürünme katsayısı (c ve ϕ_c)	Taş kolon ile yapılan iyileştirme ile elde edilen GİF değerleri		
				s/D Oranları		
				s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
$\phi_s=35^\circ$	$\beta=25^\circ$	H= 3m	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.124	1.100	1.025
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.035	1.022	1.011
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.025	1.016	1.006
		H= 4m	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.131	1.120	1.109
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.082	1.040	1.017
		H= 5m	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.013	1.007	1.004
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.161	1.154	1.146
		H= 10m	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.089	1.074	1.034
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.060	1.024	1.008
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
$\phi_s=40^\circ$	$\beta=25^\circ$	H= 3m	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.259	1.228	1.203
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.249	1.164	1.152
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.137	1.123	1.109
		H= 4m	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.133	1.131	1.074
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.044	1.034	1.031
		H= 5m	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.038	1.031	1.029
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.250	1.218	1.184
		H= 10m	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.122	1.102	1.077
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.024	1.016	1.007
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
$\phi_s=45^\circ$	$\beta=25^\circ$	H= 3m	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.287	1.242	1.215
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.179	1.158	1.137
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.080	1.077	1.064
		H= 4m	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.310	1.270	1.249
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.264	1.232	1.212
		H= 5m	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.242	1.189	1.169
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.226	1.207	1.143
		H= 5m	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.073	1.066	1.038
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.061	1.042	1.037
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
H= 5m	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.321	1.302	1.237		
	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.219	1.209	1.142		
	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.137	1.083	1.062		
H= 5m	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3			
	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.416	1.301	1.267		
	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.244	1.213	1.187		
H= 5m	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.140	1.136	1.123		
	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3			
	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.339	1.300	1.275		
H= 5m	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.322	1.263	1.240		
	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.314	1.222	1.200		



Şekil 4.7-a. $\beta=25^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ$ için deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (GIF) değerlerinin değişimi.



Şekil 4.7-b. $\beta=25^\circ$ ve $\phi_s=40^\circ$ için deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (GİF) değerlerinin değişimi.



Şekil 4.7-c. $\beta=25^\circ$ ve $\phi_s=45^\circ$ için deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (GİF) değerlerinin değişimi.

Deprem kuvveti etkisi olmadan bulunan güvenlik iyileştirme faktörü (GİF) değerleri incelendiğinde s/D oranı arttıkça GİF değerinde bir azalma görülmüştür. Şev yüksekliğinin artışı bağılı olarak GİF değerlerinde doğrusal bir artma ve azaltma görülmemiştir. Taş kolonun içsel sürtünme açısındaki (ϕ_s) artış GİF değerlerinin de artışına sebep olmuştur. Şev açısındaki (β) artışına bağılı olarak GİF değerleri ortalama bir azalma meydana gelmiş ama bütün modeller için doğrusal bir artış veya azalış olmamıştır. Ayrıca grafiklerden ve tablolardan görüldüğü gibi zemin kohezyonundaki (c) artış GİF değerinde bir azaltma meydana getirmiştir.

4.3. Deprem Kuvveti Etkisinde Taş Kolonsuz ve Taş Kolonlu Şevlerin Güvenlik Sayılarının Bulunması

Çalışmanın bu kısmında deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu şevlerin güvenlik sayıları belirlenmiştir. Çalışmada kullanılan Plaxis programında deprem kuvveti etkisinde bir şevin güvenlik durumu tayin edebilmek için psedo-statik yani yarı statik yaklaşımı kullanılmaktadır. Bu yaklaşımda deprem yükü deprem kuvveti olarak sismik katsayı şeklinde (k_h) ettirilir. Psedo-statik yöntemin ilk uygulamasının Terzaghi (1950)'ye ait olduğu belirtilmektedir. Bu yöntemde depremin devinimli özelliği göz ardı edilerek sanki şev üzerine ilave bir statik kuvvet uyguluyormuş düşünülebilir. Psedo-statik yaklaşımda özellikle şevin içinden dışarı doğru kayan kütlelerin ağırlık merkezinden geçerek etkiyen bir yanal kuvvet uygulanmaktadır.

Psedo-statik yanal kuvvet F_h ;

$F_h = m \cdot a = W \cdot a_{max}/g = W \cdot k_h$ şeklinde gösterilebilir. Burada,

m : Kayan malzemenin toplam kütlesi (kg); W/g ' ye eşittir.

g : Yerçekimi ivmesi (m/s^2)

W : Kayan malzemenin toplam ağırlığı (kN)

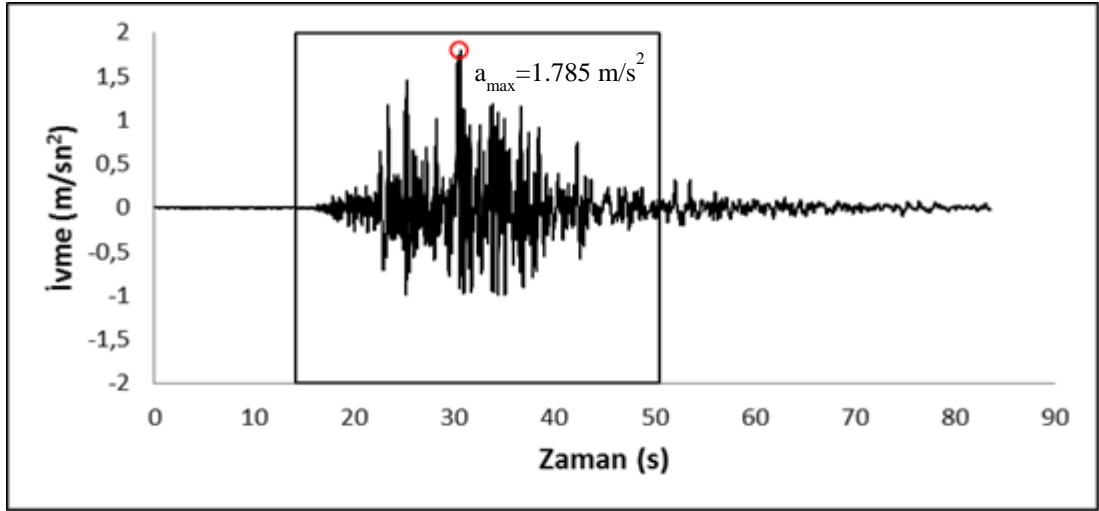
a : İvme. (depremin neden olduğu zemin yüzeyindeki yatay ivme) (m/s^2)

a_{max} : Deprem etkisiyle zemin yüzeyinde oluşan maksimum yatay ivme (m/s^2).

Dolayısıyla buradaki sismik katsayı k_h ,

$a_{max}/g = k_h$ olarak bulunabilir. Ayrıca sismik katsayı psedo-statik katsayı (boyutsuz) olarak da bilinir.

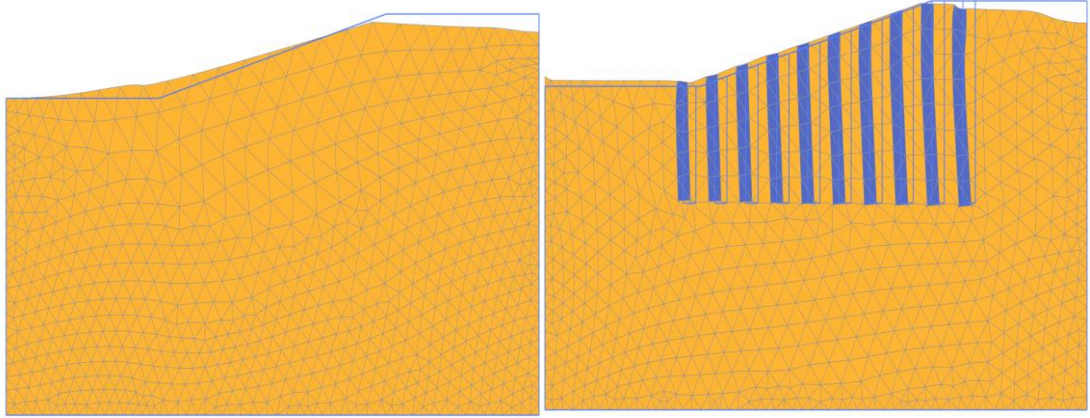
Yapılan çalışmada kullanılan sismik katsayının tayini için maksimum ivme (a_{max})'den faydalanılmıştır. Maksimum ivme olarak 2011 yılında meydana gelen Van Muradiye depreminin doğu-batı yönündeki maksimum ivme değeri kullanılmıştır. Bu depremin doğu batı ivme-zaman grafiği Şekil 4.8'de verilmiştir.



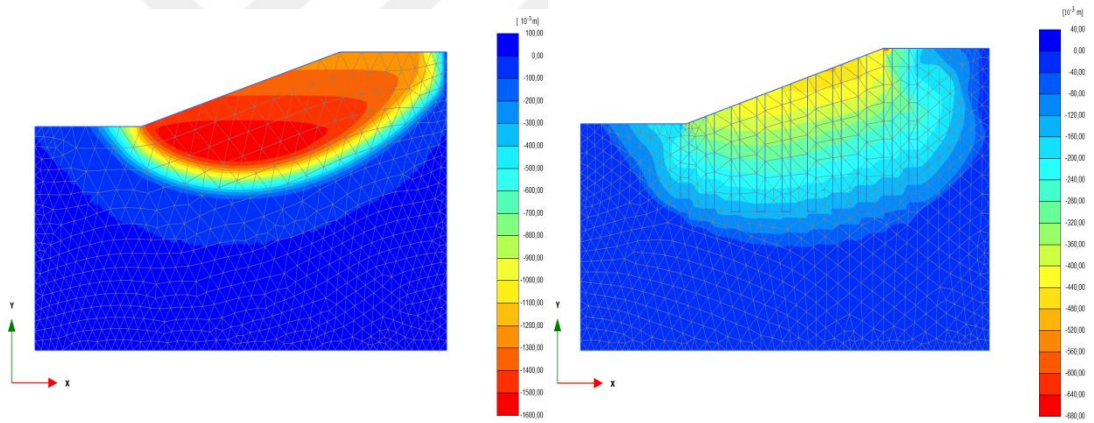
Şekil 4.8. Çalışmada kullanılan Van Muradiye depreminin Doğu-Batı yönündeki ivme-zaman grafiği.

Şekil 4.8'den görüldüğü gibi maksimum ivme (a_{max}) $1.785 \text{ (m/s}^2\text{)}$ 'dir. Buradan çalışmada kullanılacak olan sismik katsayı (k_h) 0.182 olarak belirlenmiştir.

Çalışmanın bu kısmında depremsiz durumdan farklı olarak farklı olarak taş kolonsuz ve taş kolonlu model şev oluşturulduktan sonra kurulum fazı ve güvenlik fazına ek olarak plastik bir faz eklenmiştir. Eklenen bu fazda deprem kuvvetini etki ettirebilmek için model koşulları kısmından psedo-statik (yarı statik) seçeneği aktif hale getirilerek sismik katsayı (k_h) değeri girilmiş ve analizler bu şekilde yapılarak deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu şev için güvenlik sayıları bulunmuştur. Analiz sonucunda şevin durumunu gösteren resim Şekil 4.9-a-b'de verilmiştir. Analiz sonucunda elde edilen taş kolonsuz ve taş kolonlu şevlerin güvenlik sayıları Tablo 4.4-a-b-c'de ve Şekil 7.10-a-b-c'de ayrıca verilmiştir.



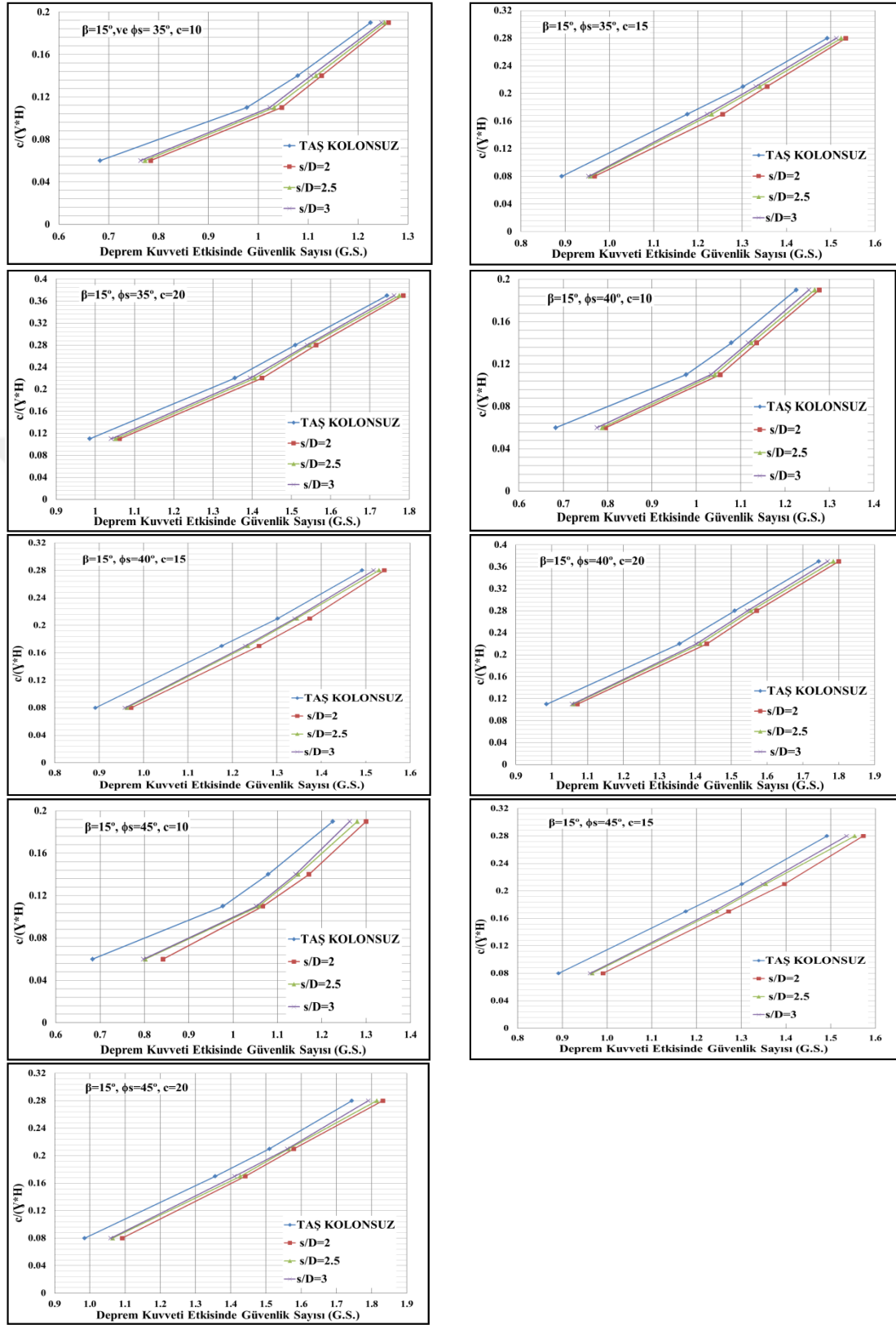
Şekil 4.9-a. Deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modellerinin analiz sonrasındaki durumu.



Şekil 4.9-b. Deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modellerinin analiz sonrasındaki durumu.

Tablo 4.4-a. $\beta=15^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ-40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modeli analiz sonuçlarından elde edilen güvenlik sayısı değerleri.

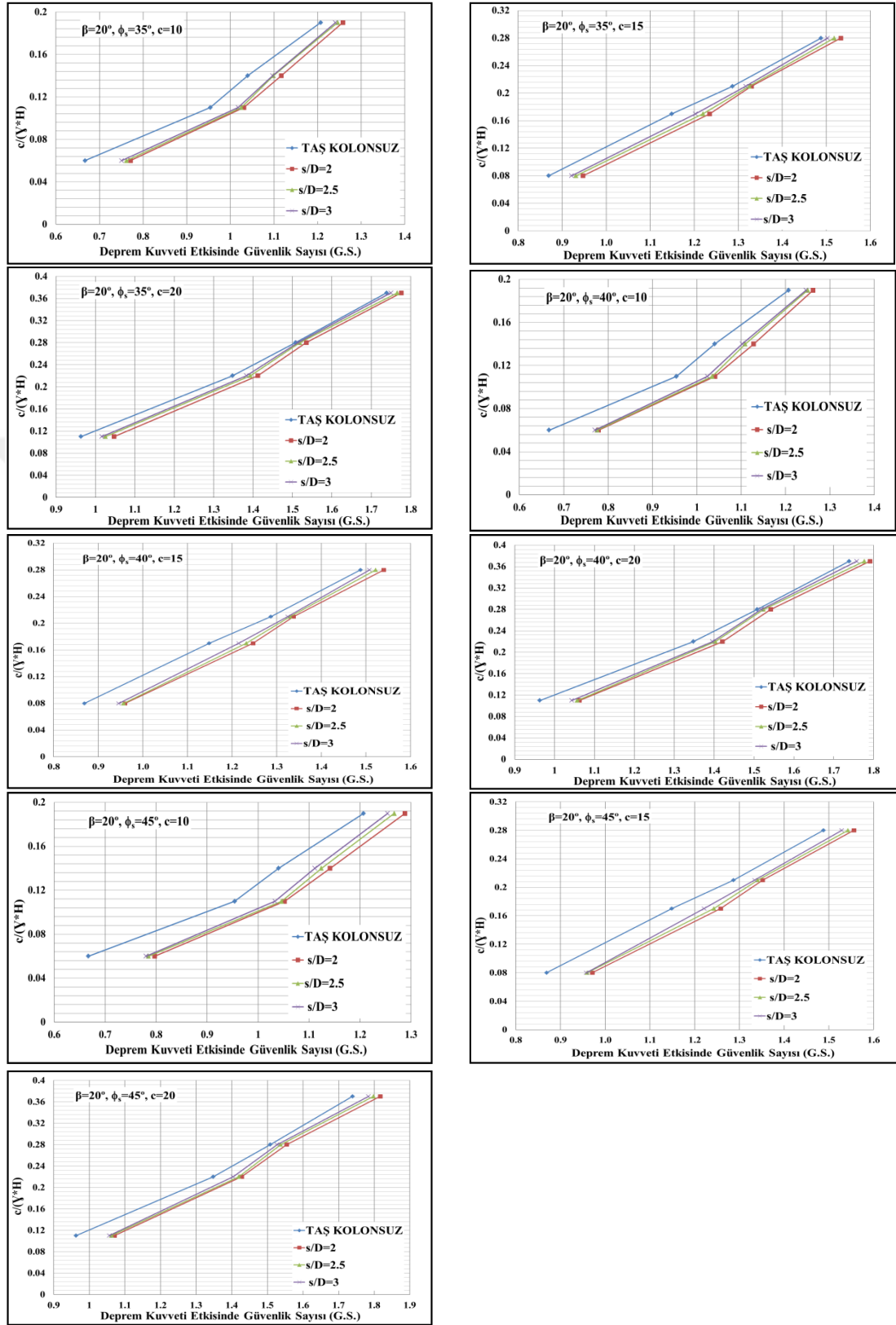
Deprem Kuvveti Etkisinde Güvenlik Sayıları							
Taş Kol. içsel sürtünme açısı (ϕ_s)	Şev açısı (β)	Zeminin Kohezyon ve İçsel Sürünme katsayısı (c/ϕ_c)	$c/(\gamma.H)$ Değerleri	Taş Kolonsuz Şevlerin G.S.	Taş kolonlu Şevlerin G.S.		
					s/D Oranları		
				T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
$\phi_s=35^\circ$	$\beta=15^\circ$	c=10 $\phi_c=10^\circ$	$c/(\gamma.H)=0.19$	1.225	1.261	1.253	1.247
			$c/(\gamma.H)=0.14$	1.079	1.127	1.116	1.106
			$c/(\gamma.H)=0.11$	0.977	1.047	1.032	1.023
			$c/(\gamma.H)=0.06$	0.683	0.784	0.773	0.764
			T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
		c=15 $\phi_c=10^\circ$	$c/(\gamma.H)=0.28$	1.492	1.534	1.524	1.513
			$c/(\gamma.H)=0.21$	1.302	1.356	1.340	1.331
			$c/(\gamma.H)=0.17$	1.176	1.256	1.231	1.221
			$c/(\gamma.H)=0.08$	0.892	0.966	0.957	0.953
			T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
		c=20 $\phi_c=10^\circ$	$c/(\gamma.H)=0.37$	1.744	1.785	1.775	1.762
			$c/(\gamma.H)=0.28$	1.510	1.563	1.546	1.540
			$c/(\gamma.H)=0.22$	1.356	1.425	1.407	1.395
			$c/(\gamma.H)=0.11$	0.986	1.062	1.052	1.041
			T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
		$\phi_s=40^\circ$	$\beta=15^\circ$	c=10 $\phi_c=10^\circ$	$c/(\gamma.H)=0.19$	1.225	1.277
$c/(\gamma.H)=0.14$	1.079				1.136	1.124	1.117
$c/(\gamma.H)=0.11$	0.977				1.054	1.042	1.033
$c/(\gamma.H)=0.06$	0.683				0.796	0.788	0.776
T.K. Yok	s/D=2				s/D=2.5	s/D=3	
c=15 $\phi_c=10^\circ$	$c/(\gamma.H)=0.28$			1.492	1.542	1.530	1.518
	$c/(\gamma.H)=0.21$			1.302	1.374	1.345	1.340
	$c/(\gamma.H)=0.17$			1.176	1.260	1.235	1.229
	$c/(\gamma.H)=0.08$			0.892	0.972	0.963	0.959
	T.K. Yok			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
c=20 $\phi_c=10^\circ$	$c/(\gamma.H)=0.37$			1.744	1.800	1.785	1.769
	$c/(\gamma.H)=0.28$			1.510	1.571	1.555	1.545
	$c/(\gamma.H)=0.22$			1.356	1.432	1.414	1.403
	$c/(\gamma.H)=0.11$			0.986	1.071	1.060	1.057
	T.K. Yok			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
$\phi_s=45^\circ$	$\beta=15^\circ$			c=10 $\phi_c=10^\circ$	$c/(\gamma.H)=0.19$	1.225	1.300
		$c/(\gamma.H)=0.14$	1.079		1.171	1.147	1.141
		$c/(\gamma.H)=0.11$	0.977		1.067	1.058	1.052
		$c/(\gamma.H)=0.06$	0.683		0.842	0.802	0.798
		T.K. Yok	s/D=2		s/D=2.5	s/D=3	
		c=15 $\phi_c=10^\circ$	$c/(\gamma.H)=0.28$	1.492	1.573	1.554	1.536
			$c/(\gamma.H)=0.21$	1.302	1.397	1.355	1.348
			$c/(\gamma.H)=0.17$	1.176	1.272	1.246	1.238
			$c/(\gamma.H)=0.08$	0.892	0.991	0.967	0.963
			T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
		c=20 $\phi_c=10^\circ$	$c/(\gamma.H)=0.37$	1.744	1.832	1.815	1.791
			$c/(\gamma.H)=0.28$	1.510	1.579	1.565	1.561
			$c/(\gamma.H)=0.22$	1.356	1.441	1.427	1.411
			$c/(\gamma.H)=0.11$	0.986	1.092	1.065	1.060
			T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	



Şekil 4.10-a. $\beta=15^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ-40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modellerinde için güvenlik sayısı değerlerinin değişimi.

Tablo 4.4-b. $\beta=20^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ$ - 40° - 45° için deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modeli analiz sonuçlarından elde edilen güvenlik sayısı değerleri.

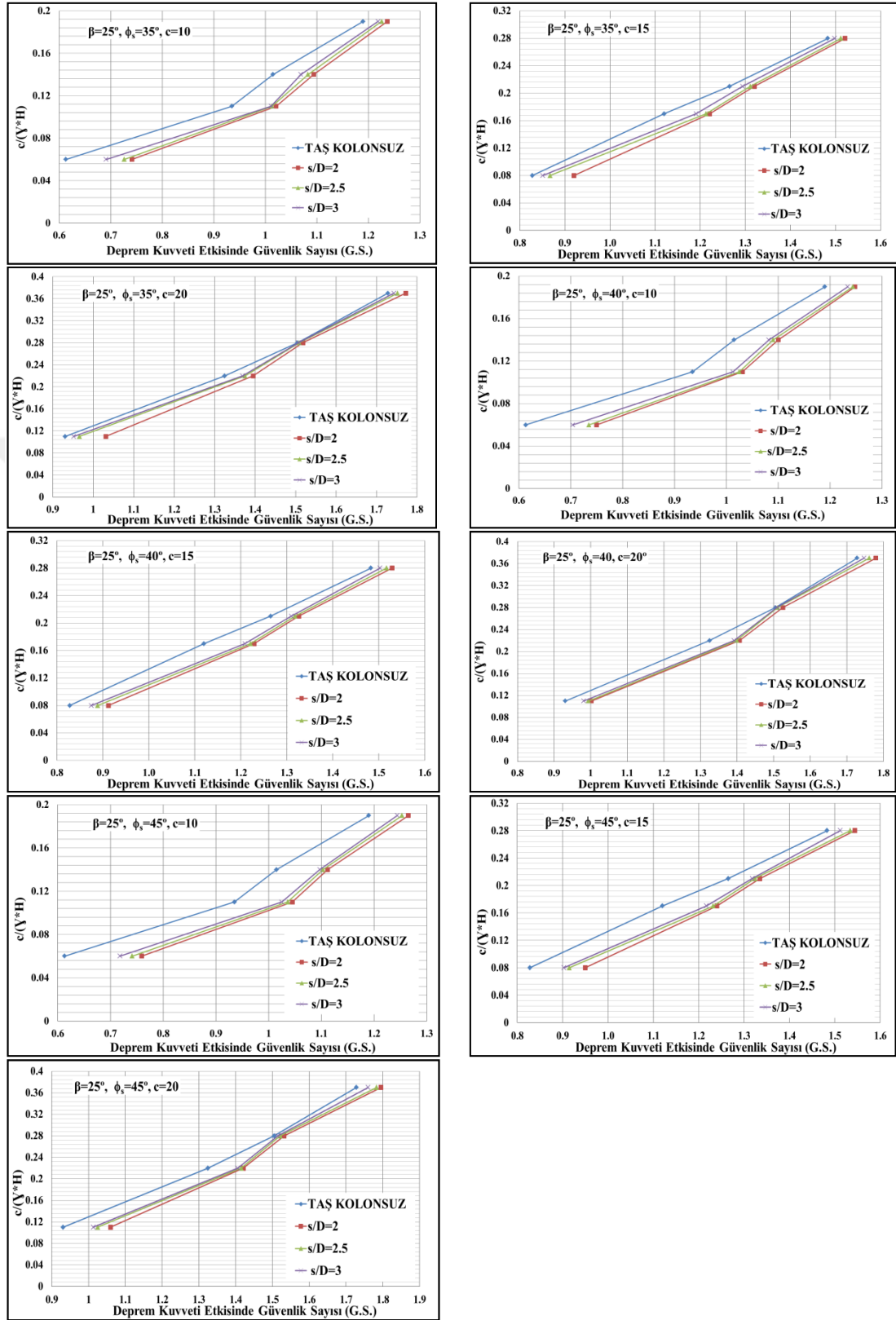
Deprem Kuvveti Etkisinde Güvenlik Sayıları							
Taş Kol. içsel sürtünme açısı (ϕ_s)	Şev açısı (β)	Zeminin Kohezyon ve İçsel Sürtünme katsayısı (c/ϕ_c)	$c/(\gamma.H)$ Değerleri	Taş Kolonsuz Şevlerin G.S.	Taş kolonlu Şevlerin G.S.		
					s/D Oranları		
				T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
$\phi_s=35^\circ$	$\beta=20^\circ$	c=10 $\phi_c=10^\circ$	c/(\gamma.H) =0.19	1.207	1.258	1.246	1.241
			c/(\gamma.H) =0.14	1.040	1.117	1.099	1.097
			c/(\gamma.H) =0.11	0.954	1.031	1.025	1.018
			c/(\gamma.H) =0.06	0.667	0.771	0.762	0.751
			T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
		c=15 $\phi_c=10^\circ$	c/(\gamma.H) =0.28	1.488	1.533	1.518	1.503
			c/(\gamma.H) =0.21	1.287	1.330	1.325	1.317
			c/(\gamma.H) =0,17	1.149	1.235	1.220	1.203
			c/(\gamma.H) =0.08	0.869	0.947	0.931	0.921
			T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
		c=20 $\phi_c=10^\circ$	c/(\gamma.H) =0.37	1.739	1.776	1.766	1.750
			c/(\gamma.H) =0.28	1.508	1.535	1.519	1.514
	c/(\gamma.H) =0.22		1.348	1.412	1.393	1.383	
	c/(\gamma.H) =0.11		0.963	1.047	1.025	1.016	
		T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3		
	$\phi_s=40^\circ$	$\beta=20^\circ$	c=10 $\phi_c=10^\circ$	c/(\gamma.H) =0.19	1.207	1.262	1.250
c/(\gamma.H) =0.14				1.040	1.128	1.109	1.102
c/(\gamma.H) =0.11				0.954	1.041	1.035	1.024
c/(\gamma.H) =0.06				0.667	0.778	0.775	0.770
			T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
c=15 $\phi_c=10^\circ$			c/(\gamma.H) =0.28	1.488	1.540	1.522	1.508
			c/(\gamma.H) =0.21	1.287	1.338	1.330	1.325
			c/(\gamma.H) =0,17	1.149	1.247	1.232	1.215
			c/(\gamma.H) =0.08	0.869	0.960	0.957	0.946
			T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
c=20 $\phi_c=10^\circ$			c/(\gamma.H) =0.37	1.739	1.791	1.777	1.758
			c/(\gamma.H) =0.28	1.508	1.542	1.524	1.518
		c/(\gamma.H) =0.22	1.348	1.421	1.403	1.396	
		c/(\gamma.H) =0.11	0.963	1.062	1.057	1.043	
		T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3		
$\phi_s=45^\circ$		$\beta=20^\circ$	c=10 $\phi_c=10^\circ$	c/(\gamma.H) =0.19	1.207	1.288	1.267
	c/(\gamma.H) =0.14			1.040	1.141	1.124	1.111
	c/(\gamma.H) =0.11			0.954	1.052	1.046	1.033
	c/(\gamma.H) =0.06			0.667	0.797	0.785	0.780
			T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
	c=15 $\phi_c=10^\circ$		c/(\gamma.H) =0.28	1.488	1.556	1.543	1.529
			c/(\gamma.H) =0.21	1.287	1.352	1.341	1.334
			c/(\gamma.H) =0,17	1.149	1.258	1.243	1.221
			c/(\gamma.H) =0.08	0.869	0.971	0.960	0.958
			T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
	c=20 $\phi_c=10^\circ$		c/(\gamma.H) =0.37	1.739	1.817	1.798	1.784
			c/(\gamma.H) =0.28	1.508	1.554	1.537	1.527
		c/(\gamma.H) =0.22	1.348	1.428	1.420	1.404	
		c/(\gamma.H) =0.11	0.963	1.071	1.062	1.056	



Şekil 4.10-b. $\beta=20^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ-40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modellerinde için güvenlik sayısı değerlerinin değişimi.

Tablo 4.4-c. $\beta=25^\circ$ ve $\phi_s =35^\circ-40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modeli analiz sonuçlarından elde edilen güvenlik sayısı değerleri.

Deprem Kuvveti Etkisinde Güvenlik Sayıları									
Taş Kol. içsel sürtünme açısı (ϕ_s)	Şev açısı (β)	Zeminin Kohezyon ve İçsel Sürtünme katsayısı (c/ϕ_c)	$c/(\gamma.H)$ Değerleri	Taş Kolonsuz Şevlerin G.S.	Taş kolonlu Şevlerin G.S.				
					s/D Oranları				
				T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3		
$\phi_s=35^\circ$	$\beta=20^\circ$	c=10 $\phi_c=10^\circ$	c/($\gamma.H$) =0.19	1.190	1.237	1.226	1.219		
			c/($\gamma.H$) =0.14	1.015	1.094	1.083	1.069		
			c/($\gamma.H$) =0.11	0.935	1.021	1.013	1.011		
			c/($\gamma.H$) =0.06	0.613	0.741	0.726	0.691		
						T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		c=15 $\phi_c=10^\circ$	c/($\gamma.H$) =0.28	1.483	1.521	1.512	1.498		
			c/($\gamma.H$) =0.21	1.265	1.320	1.311	1.294		
			c/($\gamma.H$) =0.17	1.120	1.221	1.213	1.191		
			c/($\gamma.H$) =0.08	0.828	0.920	0.867	0.851		
						T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		c=20 $\phi_c=10^\circ$	c/($\gamma.H$) =0.37	1.728	1.772	1.752	1.743		
			c/($\gamma.H$) =0.28	1.505	1.518	1.509	1.507		
c/($\gamma.H$) =0.22	1.325		1.395	1.375	1.369				
c/($\gamma.H$) =0.11	0.931		1.031	0.966	0.952				
				T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3		
$\phi_s=40^\circ$	$\beta=20^\circ$	c=10 $\phi_c=10^\circ$	c/($\gamma.H$) =0.19	1.190	1.248	1.244	1.234		
			c/($\gamma.H$) =0.14	1.015	1.100	1.090	1.082		
			c/($\gamma.H$) =0.11	0.935	1.031	1.025	1.013		
			c/($\gamma.H$) =0.06	0.613	0.750	0.735	0.704		
						T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		c=15 $\phi_c=10^\circ$	c/($\gamma.H$) =0.28	1.483	1.529	1.517	1.503		
			c/($\gamma.H$) =0.21	1.265	1.326	1.318	1.310		
			c/($\gamma.H$) =0.17	1.120	1.229	1.221	1.209		
			c/($\gamma.H$) =0.08	0.828	0.912	0.889	0.875		
						T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		c=20 $\phi_c=10^\circ$	c/($\gamma.H$) =0.37	1.728	1.779	1.761	1.747		
			c/($\gamma.H$) =0.28	1.505	1.525	1.511	1.509		
c/($\gamma.H$) =0.22	1.325		1.407	1.399	1.392				
c/($\gamma.H$) =0.11	0.931		1.002	0.994	0.981				
				T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3		
$\phi_s=45^\circ$	$\beta=20^\circ$	c=10 $\phi_c=10^\circ$	c/($\gamma.H$) =0.19	1.190	1.265	1.253	1.244		
			c/($\gamma.H$) =0.14	1.015	1.112	1.103	1.097		
			c/($\gamma.H$) =0.11	0.935	1.045	1.036	1.025		
			c/($\gamma.H$) =0.06	0.613	0.759	0.741	0.718		
						T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		c=15 $\phi_c=10^\circ$	c/($\gamma.H$) =0.28	1.483	1.544	1.534	1.512		
			c/($\gamma.H$) =0.21	1.265	1.335	1.324	1.318		
			c/($\gamma.H$) =0.17	1.120	1.240	1.232	1.217		
			c/($\gamma.H$) =0.08	0.828	0.950	0.915	0.903		
						T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		c=20 $\phi_c=10^\circ$	c/($\gamma.H$) =0.37	1.728	1.795	1.783	1.760		
			c/($\gamma.H$) =0.28	1.505	1.532	1.521	1.515		
c/($\gamma.H$) =0.22	1.325		1.421	1.415	1.406				
c/($\gamma.H$) =0.11	0.931		1.060	1.025	1.013				



Şekil 4.10-c. $\beta=25^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ-40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modellerinde için güvenlik sayısı değerlerinin değişimi.

Deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu şev modelleri üzerine yapılan analiz sonuçlarından (Tablo 4.4-a-b-c ve Şekil 4.10.a-b-c);

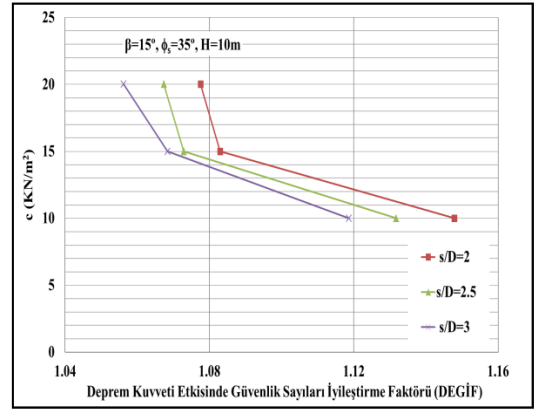
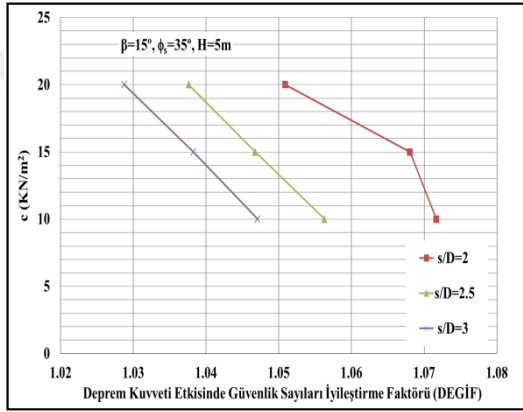
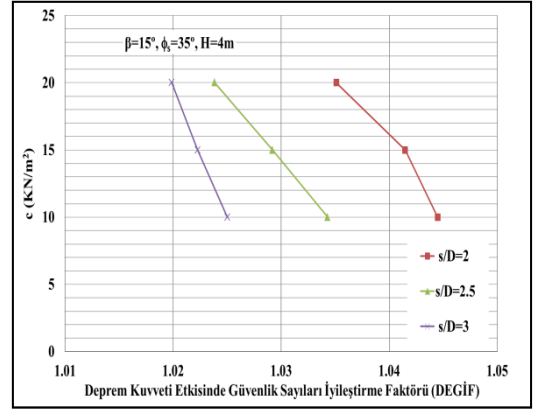
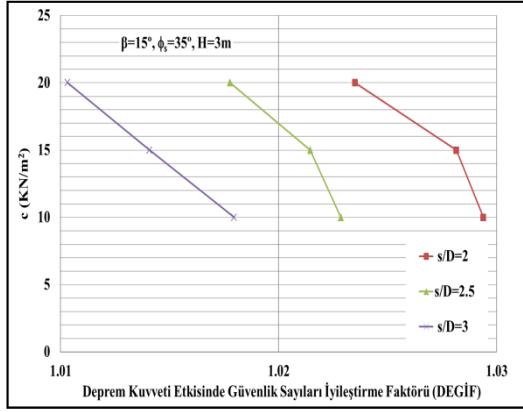
- Deprem etkisinde ki şevlerin güvenlik sayıları deprem etkisi olmadan bulunan güvenlik sayılarına göre oldukça düşmüştür.
- Taş kolonlu şevlerin güvenlik sayısı değerlerinin taş kolonsuz şeve göre büyük olduğu,
- Şev açısı (β) büyüdükçe güvenlik sayısı değerinin düştüğü,
- $c/(\gamma H)$ oranı yükseldikçe güvenlik sayısının arttığı, $c/(\gamma H)$ oranı azaldıkça güvenlik sayısında düştüğü gözlenmiştir.
- Kayma mukavemet parametrelerinin(c :zemin kohezyon, ϕ_s : taş kolon malzemesi içsel sürtünme açısı) artması ile güvenlik sayısı değerlerinin de arttığı,
- s/D Oranı arttıkça güvenlik sayısı değerinin azaldığı görülmektedir.

4.4. Deprem Kuvveti Etkisinde Taş Kolonsuz ve Taş Kolonlu Model Şevlerin Güvenlik Sayıları İyileştirme Faktörü Değerlerinin (DEĞİF) Bulunması

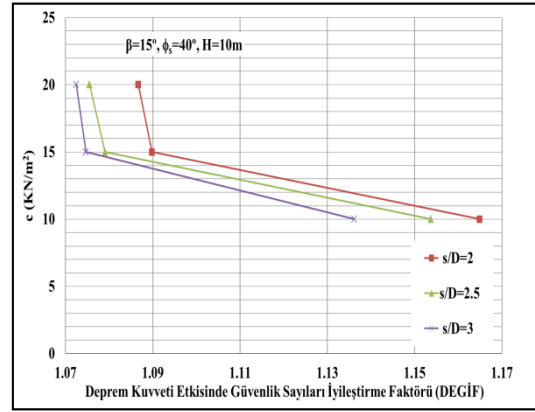
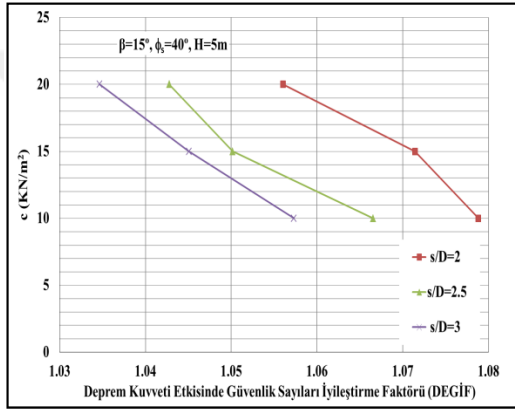
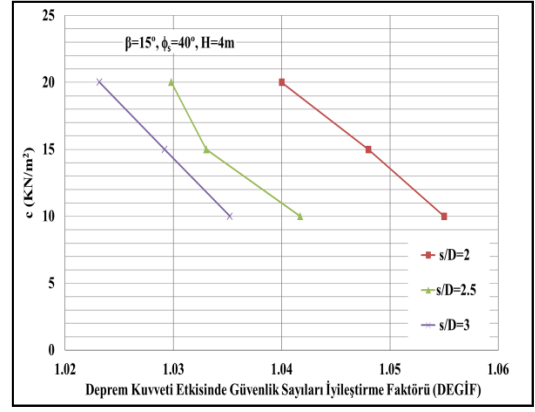
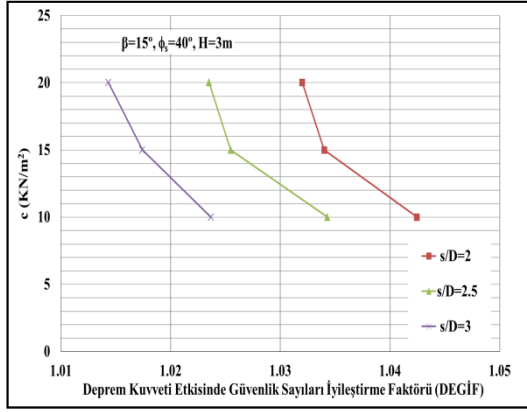
Yapılan çalışmanın bu kısmında taş kolonlarla iyileştirilen şevin etkinliğini ortaya koymak için deprem etkisinde taş kolonlu şevlerin güvenlik sayılarını taş kolonsuz şevlerin güvenlik sayısına oranlanmasıyla güvenlik iyileştirme faktörü elde edilmiştir. Çalışmada bütün modeller için bulunan güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (DEĞİF) değerleri Tablo 4.5-a-b-c'de ayrıca DEĞİF değerlerinin kohezyona bağlı değişimi Şekil 4.11-a-b-c, Şekil 4.12-a-b-c, Şekil 4.13-a-b-c'de verilmiştir.

Tablo 4.5-a. $\beta=15^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ-40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (DEĞİF) değerleri.

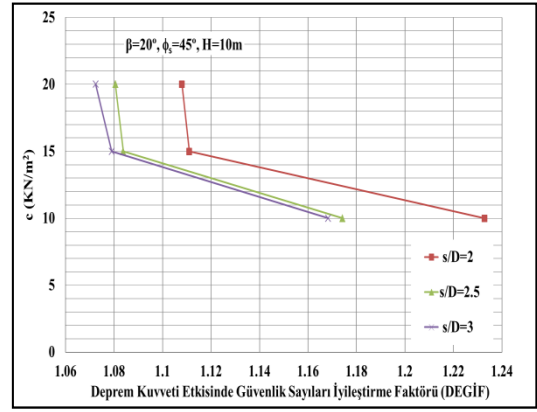
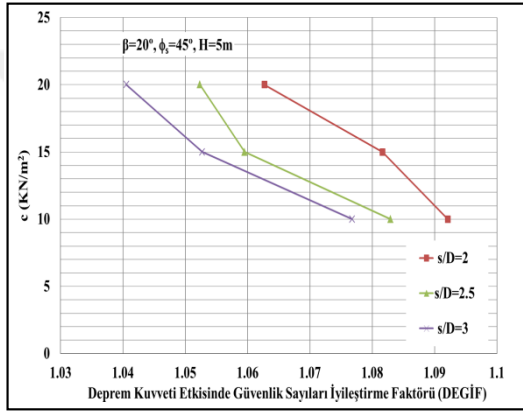
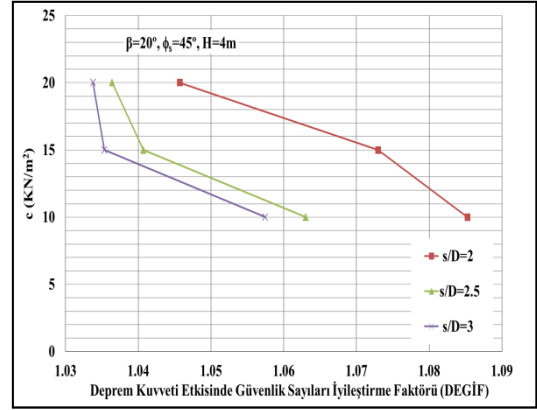
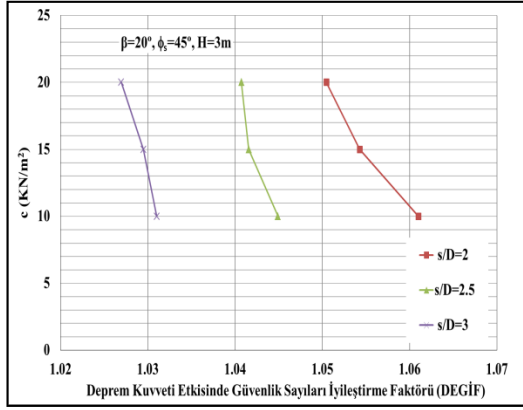
Deprem Kuvveti Etkisinde Güvenlik Sayıları İyileştirme Faktörü Değerleri (DEĞİF)								
Taş Kol. içsel sürtünme açısı (ϕ_s)	Şev açısı (β)	Şev Yüksekliği (H m)	Zeminin Kohezyon ve İçsel Sürünme katsayısı (c ve ϕ_c)	Taş kolon ile yapılan iyileştirme ile elde edilen DEĞİF değerleri				
				s/D Oranları				
				s/D=2	s/D=2.5	s/D=3		
$\phi_s=35^\circ$	$\beta=15^\circ$	H= 3m	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.029	1.023	1.018		
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.028	1.021	1.014		
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.024	1.018	1.010		
		H= 4m	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3			
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.044	1.034	1.025		
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.041	1.029	1.022		
		H= 5m	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.035	1.024	1.020		
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3			
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.072	1.056	1.047		
		H= 10m	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.068	1.047	1.038		
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.051	1.038	1.029		
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3			
$\phi_s=40^\circ$	$\beta=15^\circ$	H= 3m	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.148	1.132	1.119		
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.083	1.073	1.068		
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.078	1.067	1.056		
		H= 4m	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3			
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.042	1.034	1.024		
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.034	1.025	1.017		
		H= 5m	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.032	1.024	1.014		
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3			
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.055	1.042	1.035		
		H= 10m	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.048	1.033	1.029		
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.040	1.030	1.023		
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3			
$\phi_s=45^\circ$	$\beta=15^\circ$	H= 3m	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.079	1.067	1.057		
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.071	1.050	1.045		
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.056	1.043	1.035		
		H= 4m	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3			
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.165	1.154	1.136		
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.090	1.079	1.075		
		H= 5m	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.087	1.075	1.072		
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3			
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.061	1.045	1.031		
		H= 10m	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.054	1.042	1.029		
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.050	1.041	1.027		
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3			
H= 4m	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.085	1.063	1.057				
	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.073	1.041	1.035				
	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.046	1.036	1.034				
H= 5m	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3					
	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.092	1.083	1.077				
	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.082	1.060	1.053				
H= 10m	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.063	1.052	1.041				
	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3					
	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.233	1.174	1.168				
H= 10m	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.111	1.084	1.079				
	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.108	1.081	1.072				



Şekil 4.11-a. $\beta=15^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen deprem etkisinde güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (DEGİF) değerlerinin değişimi.



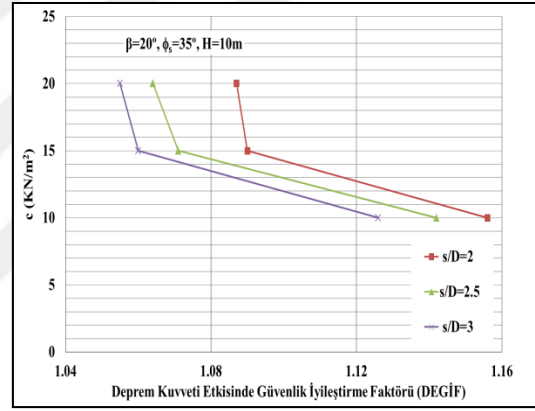
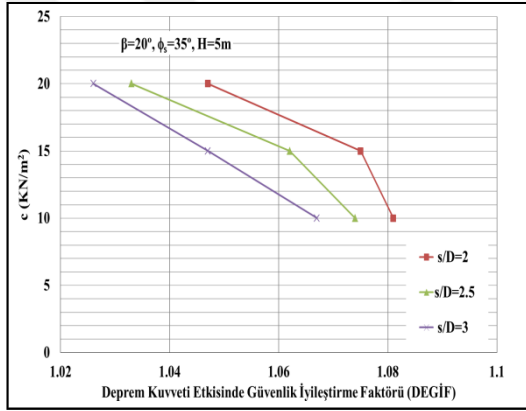
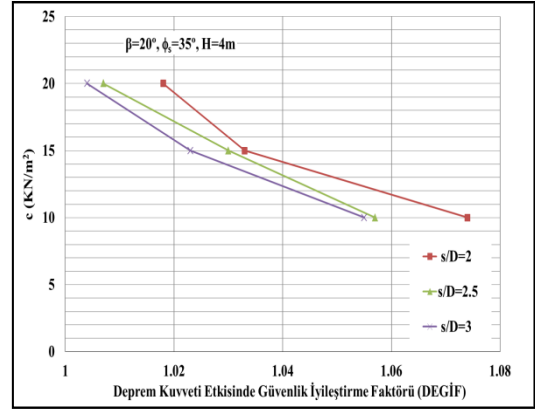
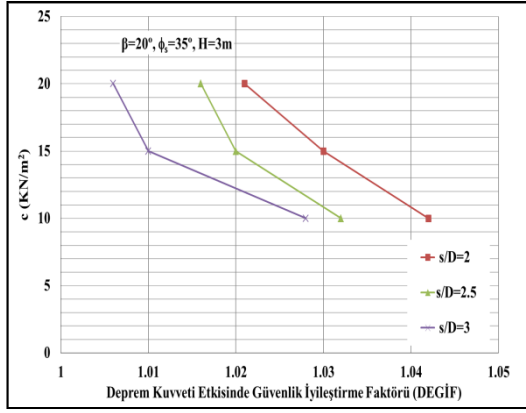
Şekil 4.11-b. $\beta=15^\circ$ ve $\phi_s=40^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen deprem etkisinde güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (DEGİF) değerlerinin değişimi.



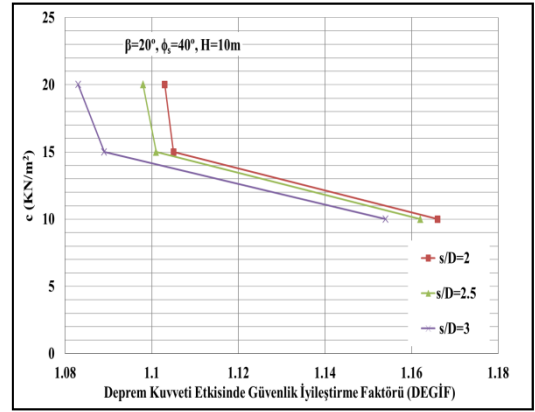
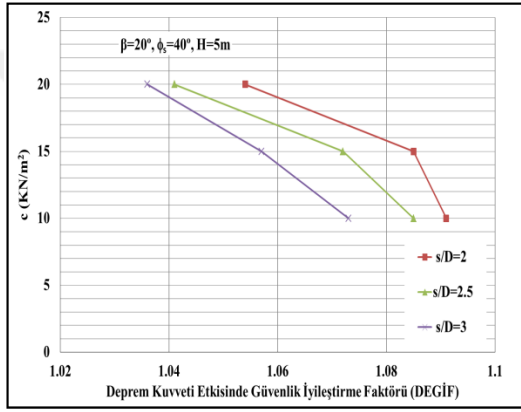
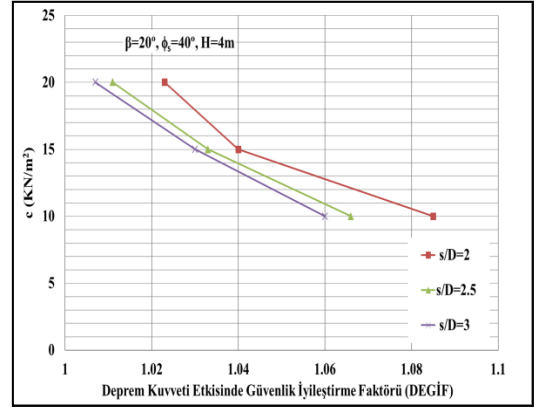
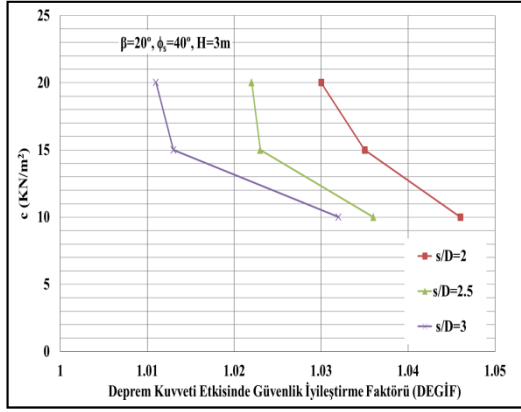
Şekil 4.11-c. $\beta=15^\circ$ ve $\phi_s=45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen deprem etkisinde güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (DEGİF) değerlerinin değişimi.

Tablo 4.5-b. $\beta=20^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ-40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (DEĞİF) değerleri.

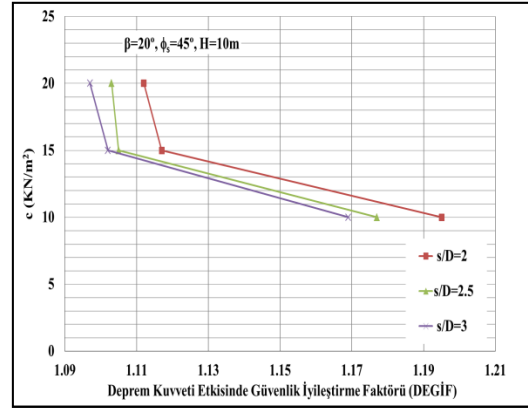
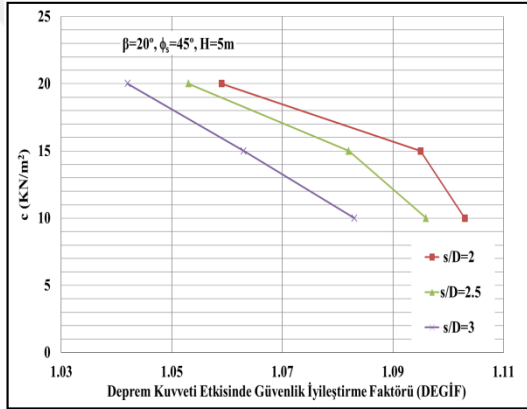
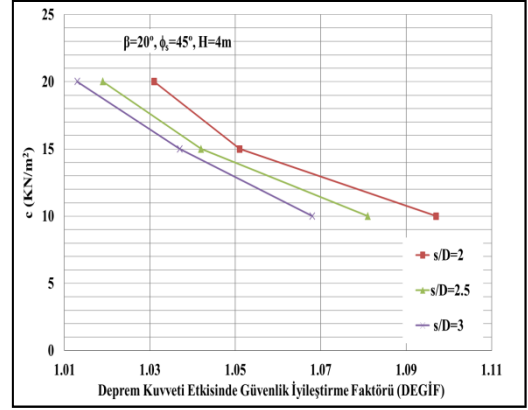
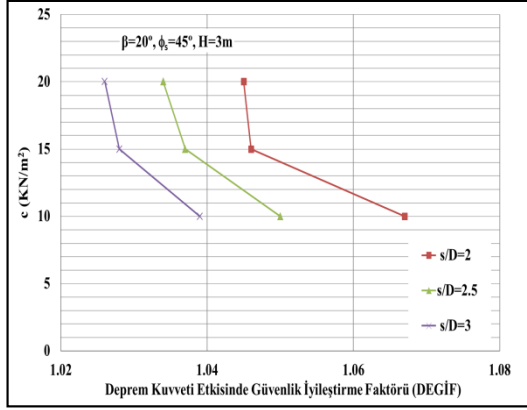
Deprem Kuvveti Etkisinde Güvenlik Sayıları İyileştirme Faktörü Değerleri (DEĞİF)						
Taş Kol. içsel sürtünme açısı (ϕ_s)	Şev açısı (β)	Şev Yüksekliği (H m)	Zeminin Kohezyon ve İçsel Sürünme katsayısı (c ve ϕ_c)	Taş kolon ile yapılan iyileştirme ile elde edilen DEĞİF değerleri		
				s/D Oranları		
				s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
$\phi_s=35^\circ$	$\beta=20^\circ$	H= 3m	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.042	1.032	1.028
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.030	1.020	1.010
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.021	1.016	1.006
		H= 4m	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.074	1.057	1.055
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.033	1.030	1.023
		H= 5m	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.018	1.007	1.004
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.081	1.074	1.067
		H= 10m	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.075	1.062	1.047
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.047	1.033	1.026
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.156		1.142	1.126		
c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.090		1.071	1.060		
c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.087		1.064	1.055		
$\phi_s=40^\circ$	$\beta=20^\circ$	H= 3m	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.046	1.036	1.032
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.035	1.023	1.013
		H= 4m	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.030	1.022	1.011
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.085	1.066	1.060
		H= 5m	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.040	1.033	1.030
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.023	1.011	1.007
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
		H= 10m	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.091	1.085	1.073
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.085	1.072	1.057
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.054	1.041	1.036
s/D=2	s/D=2.5		s/D=3			
c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.166		1.162	1.154		
c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.105		1.101	1.089		
$\phi_s=45^\circ$	$\beta=20^\circ$	H= 3m	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.103	1.098	1.083
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.067	1.050	1.039
		H= 4m	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.046	1.037	1.028
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.045	1.034	1.026
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
		H= 5m	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.097	1.081	1.068
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.051	1.042	1.037
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.031	1.019	1.013
		H= 10m	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.103	1.096	1.083
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.095	1.082	1.063
c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.059		1.053	1.042		
s/D=2	s/D=2.5		s/D=3			
c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.195		1.177	1.169		
c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.117	1.105	1.102			
c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.112	1.103	1.097			



Şekil 4.12-a. $\beta=20^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen deprem etkisinde güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (DEĞİF) değerlerinin değişimi.



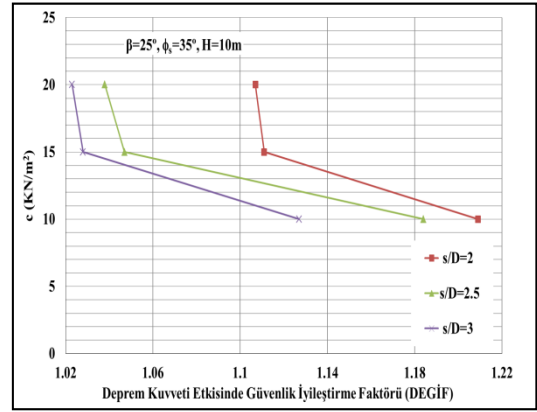
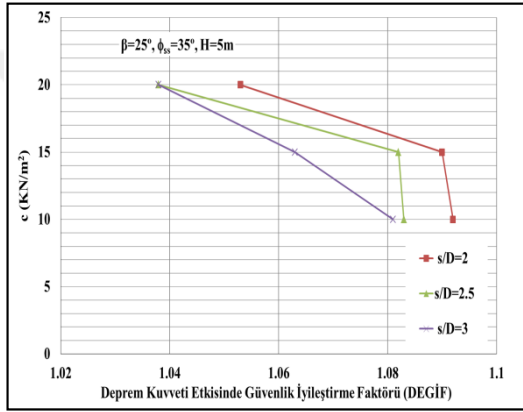
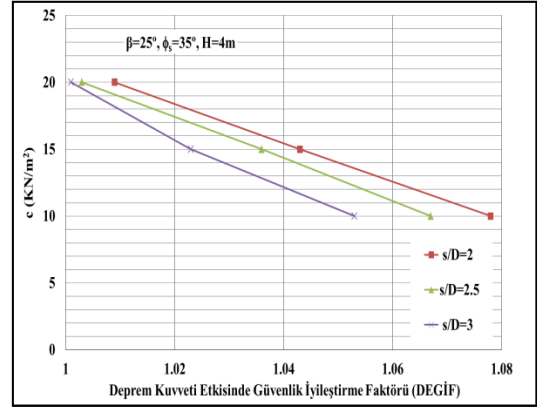
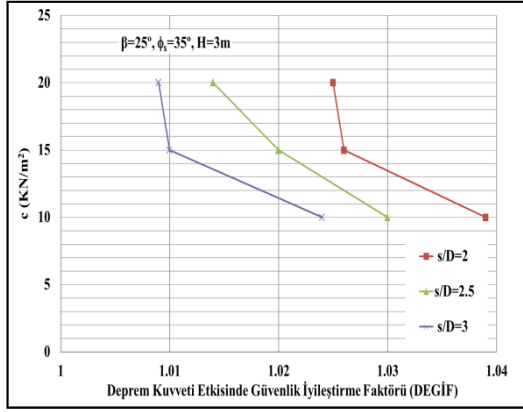
Şekil 4.12-b. $\beta=20^\circ$ ve $\phi_s=40^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen deprem etkisinde güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (DEGİF) değerlerinin değişimi.



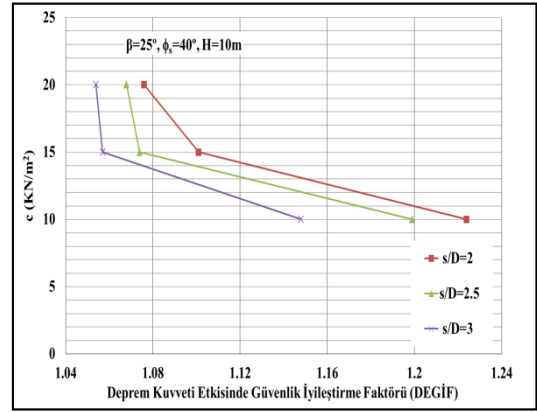
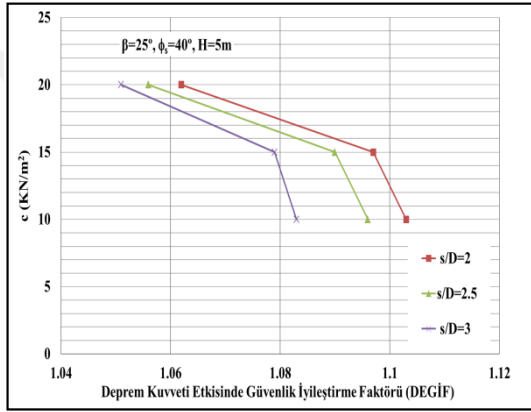
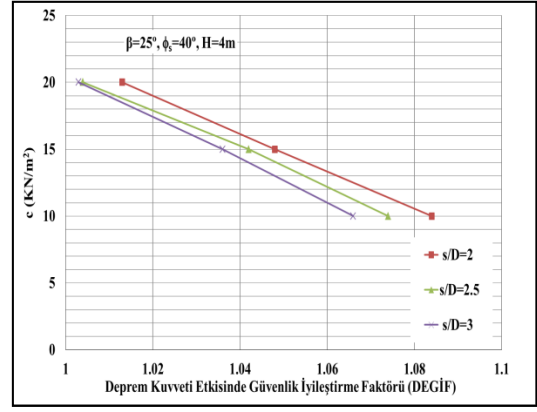
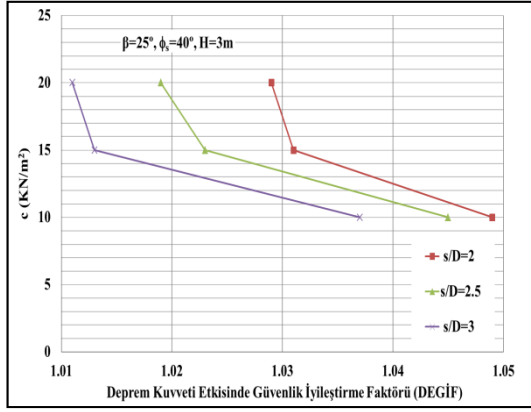
Şekil 4.12-c. $\beta=20^\circ$ ve $\phi_s=45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen deprem etkisinde güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (DEĞİF) değerlerinin değişimi.

Tablo 4.5-c. $\beta=25^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ-40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (DEĞİF) değerleri.

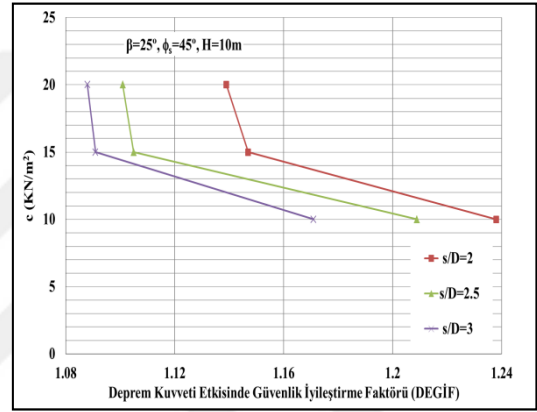
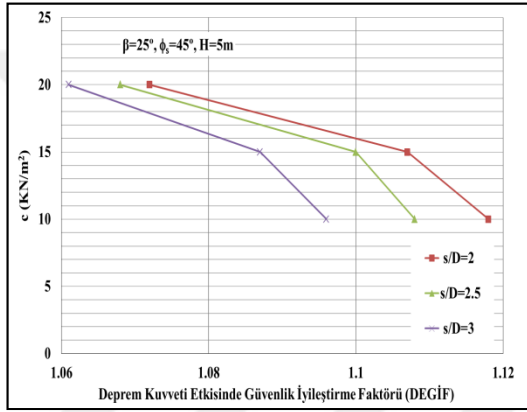
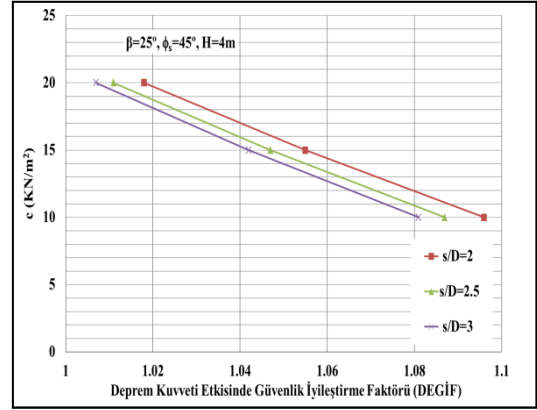
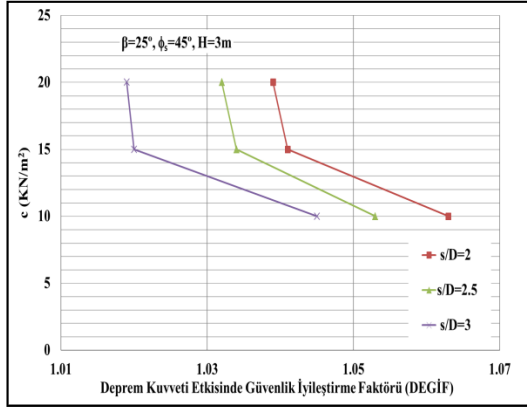
Deprem Kuvveti Etkisinde Güvenlik Sayıları İyileştirme Faktörü Değerleri (DEĞİF)						
Taş Kol. içsel sürtünme açısı (ϕ_s)	Şev açısı (β)	Şev Yüksekliği (H m)	Zeminin Kohezyon ve İçsel Sürünme katsayısı (c ve ϕ_c)	Taş kolon ile yapılan iyileştirme ile elde edilen DEĞİF değerleri		
				s/D Oranları		
				s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
$\phi_s=35^\circ$	$\beta=25^\circ$	H= 3m	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.039	1.030	1.024
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.026	1.020	1.010
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.025	1.014	1.009
		H= 4m	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.078	1.067	1.053
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.043	1.036	1.023
		H= 5m	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.009	1.003	1.001
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.092	1.083	1.081
		H= 10m	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.090	1.082	1.063
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.053	1.038	1.038
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
$\phi_s=40^\circ$	$\beta=25^\circ$	H= 3m	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.209	1.184	1.127
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.111	1.047	1.028
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.107	1.038	1.023
		H= 4m	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.049	1.045	1.037
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.031	1.023	1.013
		H= 5m	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.029	1.019	1.011
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.084	1.074	1.066
		H= 10m	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.048	1.042	1.036
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.013	1.004	1.003
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
$\phi_s=45^\circ$	$\beta=25^\circ$	H= 3m	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.103	1.096	1.083
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.097	1.090	1.079
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.062	1.056	1.051
		H= 4m	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.224	1.199	1.148
			c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.101	1.074	1.057
		H= 5m	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.076	1.068	1.054
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
			c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.063	1.053	1.045
		H= 5m	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.041	1.034	1.020
			c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.039	1.032	1.019
			s/D=2	s/D=2.5	s/D=3	
H= 5m	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.096	1.087	1.081		
	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.055	1.047	1.042		
	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.018	1.011	1.007		
H= 5m	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3			
	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.118	1.108	1.096		
	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.107	1.100	1.087		
H= 5m	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.072	1.068	1.061		
	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3			
	c=10/ $\phi_c=10^\circ$	1.238	1.209	1.171		
H= 5m	c=15/ $\phi_c=10^\circ$	1.147	1.105	1.091		
	c=20/ $\phi_c=10^\circ$	1.139	1.101	1.088		



Şekil 4.13-a. $\beta=25^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen deprem etkisinde güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (DEGİF) değerlerinin değişimi.



Şekil 4.13-b. $\beta=25^\circ$ ve $\phi_s=40^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen deprem etkisinde güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (DEGİF) değerlerinin değişimi.



Şekil 4.13-c. $\beta=25^\circ$ ve $\phi_s=45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonla yapılan iyileştirme sonucunda elde edilen deprem etkisinde güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (DEGİF) değerlerinin değişimi.

Deprem kuvveti etkisinde ki güvenlik iyileştirme faktörü değerleri (DEGİF) deprem kuvveti etkisi olmadan yapılan analiz sonuçlarına benzer s/D oranı arttıkça GİF değerinde bir azalma görülmüştür. Taş kolonun içsel sürtünme açısındaki (ϕ) artış DEGİF değerlerinin de artışına sebep olmuştur. Şev açısındaki (β) artışına bağlı olarak DEGİF değerleri ortalama bir azalma meydana gelmiş ama bütün modeller için doğrusal bir artış veya azalış olmamıştır. Ayrıca grafiklerden ve tablolardan görüldüğü gibi zemin kohezyonundaki (c) artış DEGİF değerinde bir azaltma meydana getirmiştir.

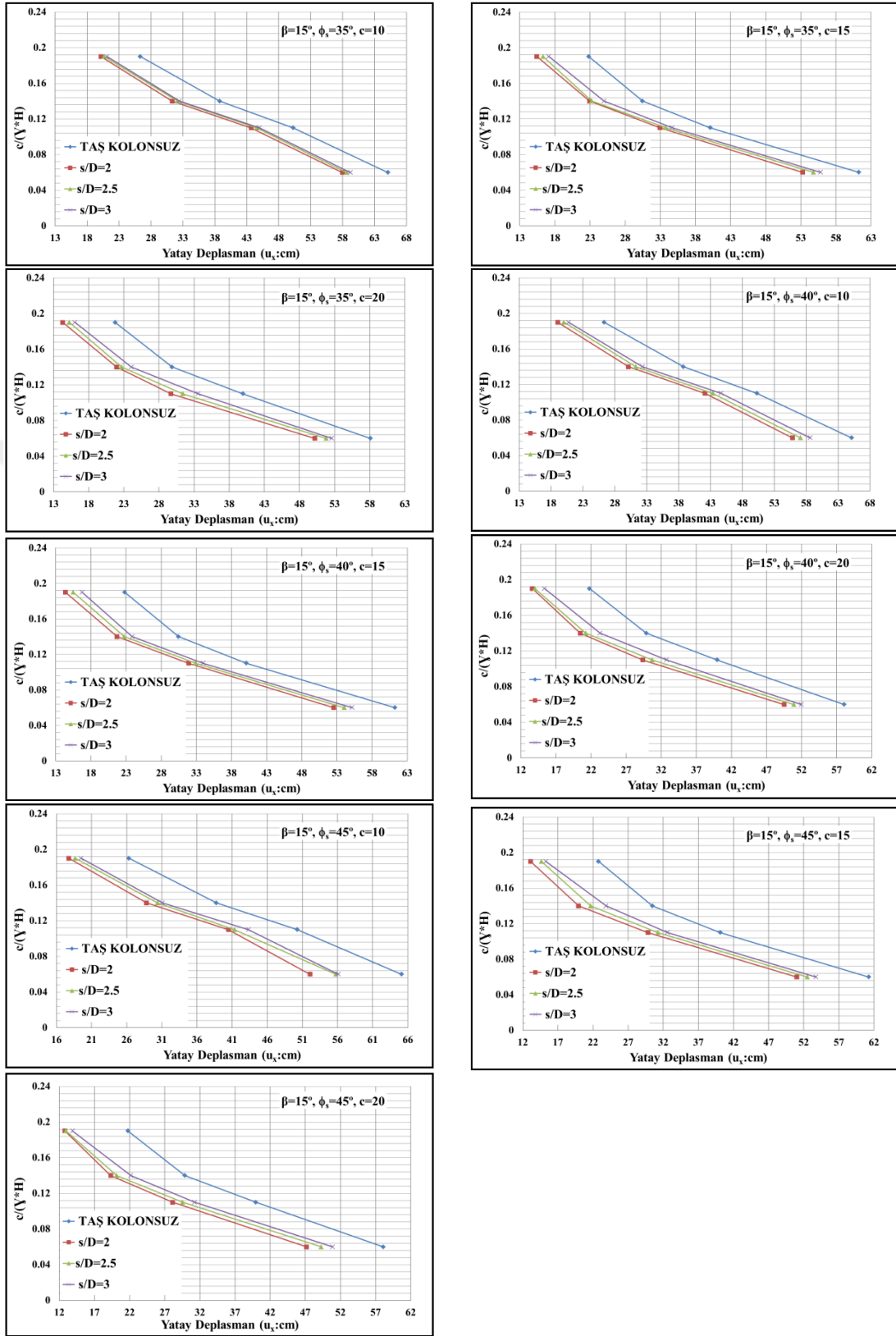
4.5. Deprem Kuvveti Etkisi Olmadan Taş Kolonsuz ve Taş Kolonlu Şevlerin Kalıcı Yatay Deplasmanlarının (u_x) Bulunması

Çalışmanın bu kısmında deprem kuvveti etkisinde taş kolonlu ve taş kolonsuz şev modellerinin yatay yöndeki meydana gelen deplasmanları bulunmuştur. Diğer bütün model parametreleri ve deprem kuvvet etkisi için kullanılan psedo-statik katsayı (k_n) diğer deprem kuvveti etkisi sonuçlarında olduğu gibi 0,182 olarak belirlenmiş ve analizler bu katsayıya göre yapılmıştır. Analiz sonucunda şevde meydana gelen maksimum yatay deplasman değerleri bulunmuştur. Analiz sonuçlarında elede edilen bu değerler Tablo 4.6-a-b-c'de ve ayrıca yatay deplasmanın $c/(\gamma.H)$ oranına göre değişimi Şekil 4.14-a-b-c'de verilmiştir.



Tablo 4.6-a. $\beta=15^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ-40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modeli analiz sonuçlarından elde edilen yatay deplasman (u_x) değerleri.

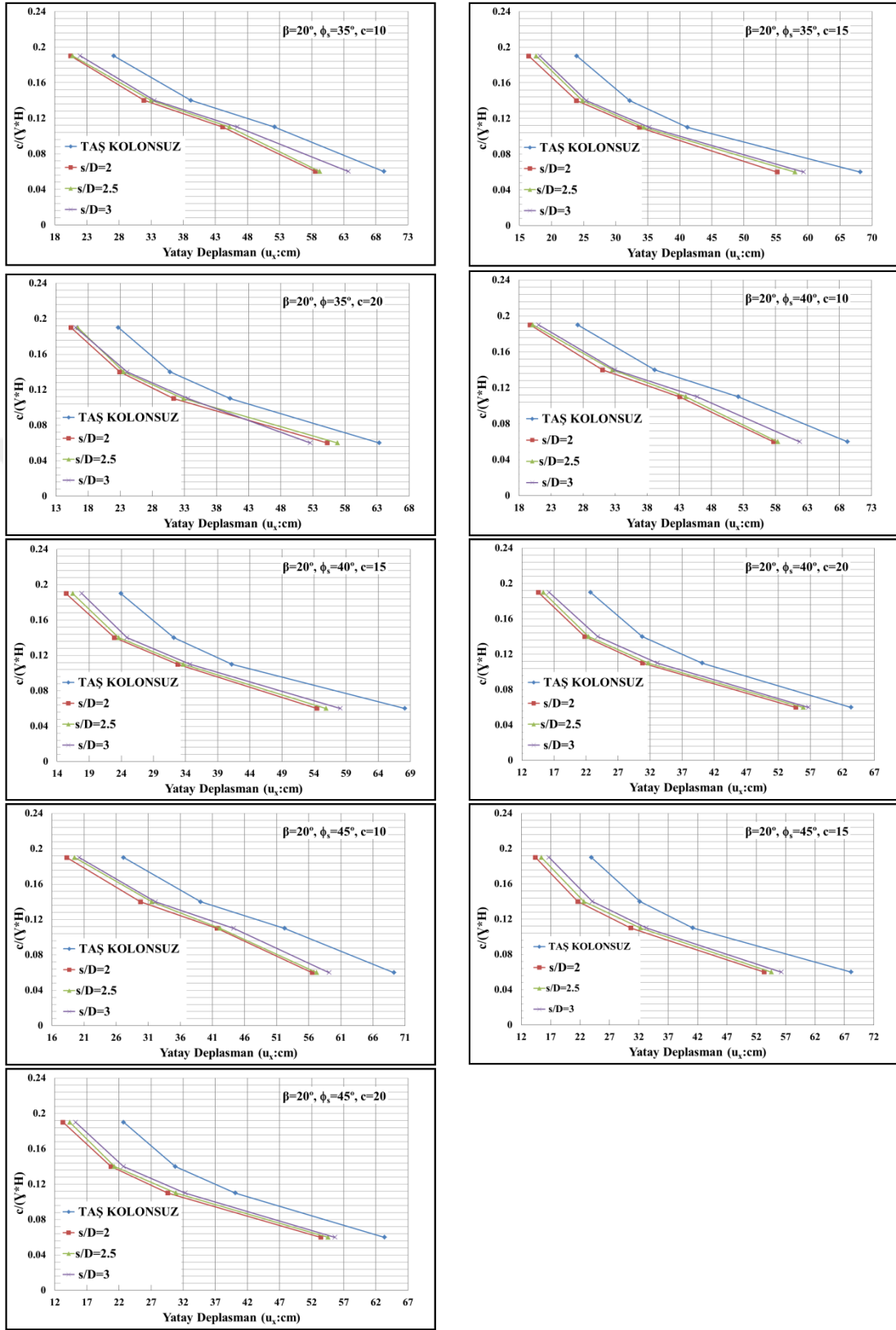
Deprem Kuvveti Etkisindeki Yatay Deplasman Değerleri (u_x)									
Taş Kol. içsel sürtünme açısı (ϕ_s)	Şev açısı (β)	Zeminin Kohezyon ve İçsel Sürtünme katsayısı (c/ϕ_c)	$c/(\gamma.H)$ Değerleri	Taş Kolonsuz Şevlerde Yatay Deplasman (u_x) (cm)	Taş Kolonlu Şevlerde Yatay Deplasman (u_x)				
					s/D Oranları				
				T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3		
$\phi_s=35^\circ$	$\beta=15^\circ$	c=10 $\phi_c=10^\circ$	c/($\gamma.H$) =0.19	26.320	20.170	20.660	21.090		
			c/($\gamma.H$) =0.14	38.750	31.320	32.160	32.470		
			c/($\gamma.H$) =0.11	50.280	43.680	44.580	45.010		
			c/($\gamma.H$) =0.06	65.120	57.960	58.630	59.240		
						T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		c=15 $\phi_c=10^\circ$	c/($\gamma.H$) =0.28	22.790	15.410	16.310	17.120		
			c/($\gamma.H$) =0.21	30.460	22.910	23.240	24.970		
			c/($\gamma.H$) =0.17	40.110	32.960	33.780	34.700		
			c/($\gamma.H$) =0.08	61.270	53.250	54.810	55.830		
						T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		c=20 $\phi_c=10^\circ$	c/($\gamma.H$) =0.37	21.780	14.310	15.270	16.050		
			c/($\gamma.H$) =0.28	29.870	21.970	22.680	24.080		
c/($\gamma.H$) =0.22	39.960		29.720	31.400	33.590				
c/($\gamma.H$) =0.11	58.090		50.170	51.820	52.610				
				T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3		
$\phi_s=40^\circ$	$\beta=15^\circ$	c=10 $\phi_c=10^\circ$	c/($\gamma.H$) =0.19	26.320	19.040	20.020	20.730		
			c/($\gamma.H$) =0.14	38.750	30.120	31.270	32.330		
			c/($\gamma.H$) =0.11	50.280	42.150	43.380	44.670		
			c/($\gamma.H$) =0.06	65.120	55.840	57.110	58.640		
						T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		c=15 $\phi_c=10^\circ$	c/($\gamma.H$) =0.28	22.790	14.360	15.470	16.730		
			c/($\gamma.H$) =0.21	30.460	21.710	22.740	23.870		
			c/($\gamma.H$) =0.17	40.110	31.910	32.910	33.960		
			c/($\gamma.H$) =0.08	61.270	52.560	54.050	55.160		
						T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		c=20 $\phi_c=10^\circ$	c/($\gamma.H$) =0.37	21.780	13.610	14.000	15.350		
			c/($\gamma.H$) =0.28	29.870	20.440	21.240	23.280		
c/($\gamma.H$) =0.22	39.960		29.360	30.730	32.790				
c/($\gamma.H$) =0.11	58.090		49.520	50.920	51.990				
				T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3		
$\phi_s=45^\circ$	$\beta=15^\circ$	c=10 $\phi_c=10^\circ$	c/($\gamma.H$) =0.19	26.320	17.780	18.690	19.510		
			c/($\gamma.H$) =0.14	38.750	28.820	30.380	31.070		
			c/($\gamma.H$) =0.11	50.280	40.480	41.350	43.330		
			c/($\gamma.H$) =0.06	65.120	52.080	55.770	56.130		
						T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		c=15 $\phi_c=10^\circ$	c/($\gamma.H$) =0.28	22.790	13.120	14.650	15.280		
			c/($\gamma.H$) =0.21	30.460	19.950	21.670	23.870		
			c/($\gamma.H$) =0.17	40.110	29.820	31.250	32.620		
			c/($\gamma.H$) =0.08	61.270	51.030	52.530	53.760		
						T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		c=20 $\phi_c=10^\circ$	c/($\gamma.H$) =0.37	21.780	12.800	12.970	13.890		
			c/($\gamma.H$) =0.28	29.870	19.320	20.170	22.190		
c/($\gamma.H$) =0.22	39.960		28.120	29.560	31.260				
c/($\gamma.H$) =0.11	58.090		47.180	49.270	50.870				



Şekil 4.14-a. $\beta=15^\circ$ ve $\phi_s = 35^\circ-40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modellerinde yatay deplasman (u_x) değerinin değişimi.

Tablo 4.6-b. $\beta=20^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ-40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modeli analiz sonuçlarından elde edilen yatay deplasman (u_x) değerleri.

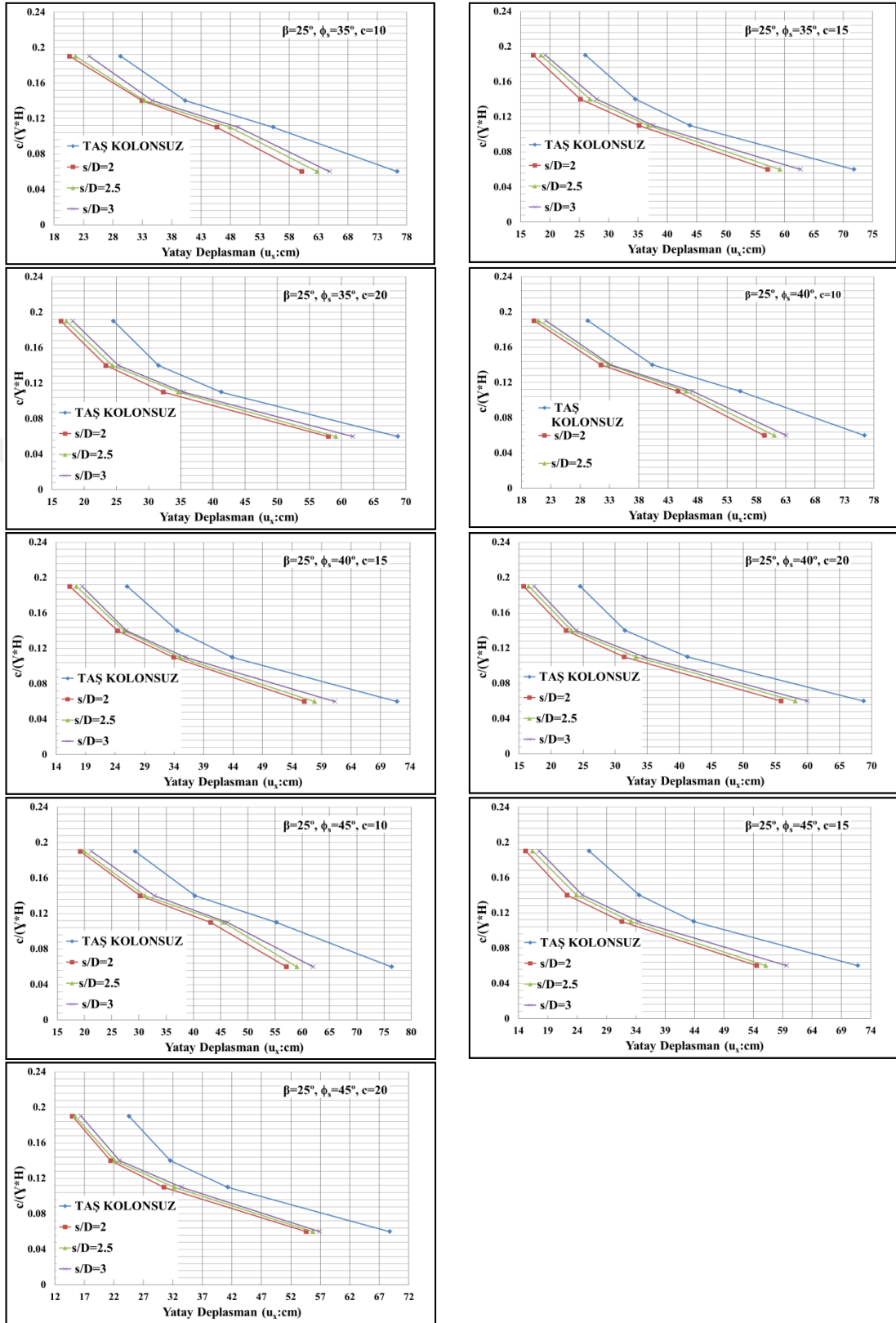
Deprem Kuvveti Etkisindeki Yatay Deplasman Değerleri (u_x)									
Taş Kol. içsel sürtünme açısı (ϕ_s)	Şev açısı (β)	Zeminin Kohezyon ve İçsel Sürünme katsayısı (c/ϕ_c)	$c/(\gamma.H)$ Değerleri	Taş Kolonsuz Şevlerde Yatay Deplasman(u_x)(cm)	Taş Kolonlu Şevlerde Yatay Deplasman(u_x)				
					s/D Oranları				
				T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3		
$\phi_s=35^\circ$	$\beta=20^\circ$	c=10 $\phi_c=10^\circ$	$c/(\gamma.H)$	27.170	20.460	20.760	21.960		
			$c/(\gamma.H)$	39.170	31.870	32.970	33.490		
			$c/(\gamma.H)$	52.230	44.130	45.210	46.410		
			$c/(\gamma.H)$	69.260	58.560	59.270	63.720		
						T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		c=15 $\phi_c=10^\circ$	$c/(\gamma.H)$	23.930	16.430	17.600	18.180		
			$c/(\gamma.H)$	32.170	23.890	24.820	25.410		
			$c/(\gamma.H) =$	41.210	33.690	34.420	35.270		
			$c/(\gamma.H)$	68.160	55.260	57.960	59.340		
						T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		c=20 $\phi_c=10^\circ$	$c/(\gamma.H)$	22.710	15.320	16.400	17.090		
			$c/(\gamma.H)$	30.760	22.920	23.540	24.940		
			$c/(\gamma.H)$	40.120	31.340	32.860	34.140		
			$c/(\gamma.H)$	63.350	55.200	56.860	57.430		
						T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		$\phi_s=40^\circ$	$\beta=20^\circ$	c=10 $\phi_c=10^\circ$	$c/(\gamma.H)$	27.170	19.740	20.170	21.060
$c/(\gamma.H)$	39.170				31.030	32.590	32.980		
$c/(\gamma.H)$	52.230				43.070	44.040	45.830		
$c/(\gamma.H)$	69.260				57.710	58.360	61.790		
				T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3		
c=15 $\phi_c=10^\circ$	$c/(\gamma.H)$			23.930	15.410	16.440	17.840		
	$c/(\gamma.H)$			32.170	22.930	23.600	24.880		
	$c/(\gamma.H) =$			41.210	32.780	33.660	34.710		
	$c/(\gamma.H)$			68.160	54.740	55.910	58.120		
				T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3		
c=20 $\phi_c=10^\circ$	$c/(\gamma.H)$			22.710	14.560	15.350	16.260		
	$c/(\gamma.H)$			30.760	21.790	22.400	23.830		
	$c/(\gamma.H)$			40.120	30.830	31.750	33.180		
	$c/(\gamma.H)$			63.350	54.480	55.880	56.730		
				T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3		
$\phi_s=45^\circ$	$\beta=20^\circ$			c=10 $\phi_c=10^\circ$	$c/(\gamma.H)$	27.170	18.310	19.530	20.260
		$c/(\gamma.H)$	39.170		29.790	31.530	32.120		
		$c/(\gamma.H)$	52.230		41.730	42.190	44.320		
		$c/(\gamma.H)$	69.260		56.420	57.230	59.170		
						T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		c=15 $\phi_c=10^\circ$	$c/(\gamma.H)$	23.930	14.400	15.420	16.720		
			$c/(\gamma.H)$	32.170	21.610	22.640	24.080		
			$c/(\gamma.H) =$	41.210	30.630	32.300	33.310		
			$c/(\gamma.H)$	68.160	53.420	54.600	56.260		
						T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		c=20 $\phi_c=10^\circ$	$c/(\gamma.H)$	22.710	13.260	14.320	15.230		
			$c/(\gamma.H)$	30.760	20.730	21.280	22.680		
			$c/(\gamma.H)$	40.120	29.610	30.860	32.300		
			$c/(\gamma.H)$	63.350	53.350	54.440	55.620		



Şekil 4.14-b. $\beta=20^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ-40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modellerinde yatay deplasman (u_x) değerinin değişimi.

Tablo 4.6-c. $\beta=25^\circ$ ve $\phi_s = 35^\circ- 40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modeli analiz sonuçlarından elde edilen yatay deplasman (u_x) değerleri.

Deprem Kuvveti Etkisindeki Yatay Deplasman Değerleri (u_x)									
Taş Kol. içsel sürtünme açısı (ϕ_s)	Şev açısı (β)	Zeminin Kohezyon ve İçsel Sürünme katsayısı (c/ϕ_c)	$c/(\gamma.H)$ Değerleri	Taş Kolonsuz Şevlerde Yatay Deplasman(u_x) (cm)	Taş Kolonlu Şevlerde Yatay Deplasman(u_x)				
					s/D Oranları				
				T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3		
$\phi_s=35^\circ$	$\beta=25^\circ$	c=10 $\phi_c=10^\circ$	c/(\gamma.H) =0.19	29.320	20.610	21.630	23.960		
			c/(\gamma.H) =0.14	40.310	32.950	33.370	34.710		
			c/(\gamma.H) =0.11	55.280	45.690	47.970	49.340		
			c/(\gamma.H) =0.06	76.410	60.120	62.760	64.870		
						T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		c=15 $\phi_c=10^\circ$	c/(\gamma.H) =0.28	26.050	17.150	18.460	19.210		
			c/(\gamma.H) =0.21	34.560	25.180	26.780	27.980		
			c/(\gamma.H) =0.17	43.880	35.210	36.780	37.630		
			c/(\gamma.H) =0.08	71.830	57.950	59.230	62.740		
						T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		c=20 $\phi_c=10^\circ$	c/(\gamma.H) =0.37	24.560	16.380	17.220	18.210		
			c/(\gamma.H) =0.28	31.550	23.390	24.360	25.310		
c/(\gamma.H) =0.22	41.300		32.310	34.660	35.470				
c/(\gamma.H) =0.11	68.770		57.120	59.130	61.810				
				T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3		
$\phi_s=40^\circ$	$\beta=25^\circ$	c=10 $\phi_c=10^\circ$	c/(\gamma.H) =0.19	29.320	20.140	20.930	22.190		
			c/(\gamma.H) =0.14	40.310	31.530	32.810	33.210		
			c/(\gamma.H) =0.11	55.280	44.660	46.070	47.210		
			c/(\gamma.H) =0.06	76.410	59.340	61.060	63.070		
						T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		c=15 $\phi_c=10^\circ$	c/(\gamma.H) =0.28	26.050	16.310	17.430	18.430		
			c/(\gamma.H) =0.21	34.560	24.430	25.520	25.910		
			c/(\gamma.H) =0.17	43.880	33.920	34.970	35.970		
			c/(\gamma.H) =0.08	71.830	56.090	58.860	61.270		
						T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		c=20 $\phi_c=10^\circ$	c/(\gamma.H) =0.37	24.560	15.710	16.510	17.370		
			c/(\gamma.H) =0.28	31.550	22.330	23.180	23.910		
c/(\gamma.H) =0.22	41.300		31.410	33.260	34.570				
c/(\gamma.H) =0.11	68.770		55.900	57.240	59.980				
				T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3		
$\phi_s=45^\circ$	$\beta=25^\circ$	c=10 $\phi_c=10^\circ$	c/(\gamma.H) =0.19	29.320	19.220	19.960	21.280		
			c/(\gamma.H) =0.14	40.310	30.220	31.120	32.880		
			c/(\gamma.H) =0.11	55.280	43.190	45.590	46.310		
			c/(\gamma.H) =0.06	76.410	57.100	59.020	62.030		
						T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		c=15 $\phi_c=10^\circ$	c/(\gamma.H) =0.28	26.050	15.220	16.420	17.540		
			c/(\gamma.H) =0.21	34.560	22.280	23.870	24.880		
			c/(\gamma.H) =0.17	43.880	31.630	33.180	34.520		
			c/(\gamma.H) =0.08	71.830	54.820	56.150	59.710		
						T.K. Yok	s/D=2	s/D=2.5	s/D=3
		c=20 $\phi_c=10^\circ$	c/(\gamma.H) =0.37	24.560	14.950	15.400	16.410		
			c/(\gamma.H) =0.28	31.550	21.420	22.110	22.930		
c/(\gamma.H) =0.22	41.300		30.470	32.210	33.510				
c/(\gamma.H) =0.11	68.770		54.610	55.730	56.910				



Şekil 4.14-c. $\beta=25^\circ$ ve $\phi_s=35^\circ-40^\circ-45^\circ$ için deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu geometrik şev modellerinde yatay deplasman (u_x) değerinin değişimi.

Deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu şev modelleri üzerine yapılan analiz sonuçlarından (Tablo 4.6-a-b-c ve Şekil 4.14-a-b-c);

- Genel olarak deprem etkisinde bulunan yatay deplasman (u_x) değerleri deprem kuvveti etkisinde bulunan güvenlik sayı değerleriyle uyumluluk gösterdiği yani güvenlik sayısının artmasıyla yatay deplasmanın düştüğü güvenlik sayısının düşmesiyle yanal deplasmanın arttığı,
- Taş kolonlu şevlerin yatay deplasman (u_x) değerlerinin taş kolonsuz şeve göre ortalama olarak %23 daha düşük olduğu,
- Şev açısı (β) büyüdükçe yatay deplasman (u_x) değerinin yükseldiği,
- $c/(\gamma.H)$ oranı (c sabit H değeri artarken) değerleri arttıkça yatay deplasmanın (u_x) azaldığı,
- Kayma mukavemet parametrelerinin (c :zemin kohezyon, ϕ_s taş kolon malzemesi içsel sürtünme açısı) artması ile yatay deplasmanın da (u_x) arttığı,
- s/D Oranı arttıkça yatay deplasman (u_x) değerinin azaldığı görülmektedir.



5. TARTIŞMA VE SONUÇ

Yapılan çalışmada zemin iyileştirme yöntemlerinden biri olan taş kolonun şevlerin deprem kuvveti etkisindeki davranışı sonlu elemanlar modeli ile detaylı olarak incelenmiştir. Çalışmada taş kolon yöntemi kullanılmış olup çalışma kapsamında zemin problem türlerinden biri olan deprem yükü etkisindeki şev stabilite problemlerinde taş kolonların uygulanabilirliği üzerinde durulmuştur. Yapılan çalışma kapsamında belirlenen şev modelleri taş kolonsuz ve taş kolonlu olarak modellenmiş olup, hem statik hemde deprem kuvveti etkisinde şevin güvenlik durumu incelenmiştir. Buna ek olarak yine deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu şevlerde yatay yöndeki deplasmanları belirlenmiştir. Genel olarak yapılan analiz sonuçları ve değerlendirilmesi maddeler halinde verilmiştir.

1. Deprem kuvveti etkisi olmadan yapılan analizlerde,taş kolonlu şevlerin güvenlik sayısı taş kolonsuz şevlere göre ortalama 1.001 - 1.416 kat arttırdığı bulunmuştur.
2. Deprem kuvveti etkisinde yapılan analizlerde, taş kolonlu şevlerin güvenlik sayısı taş kolonsuz şevlere göre ortalama 1.001 - 1.293kat arttırdığı bulunmuştur.
3. Deprem kuvveti etkisi olmadan oluşturulan şev modellerinde şev açısının (β : 15°, 20°, 25°) artmasına bağlı olarak taş kolonlu ve taş kolonsuz şevlerin güvenlik sayısı azalmıştır. Taş kolonsuz bütün şev modelleri için şev açısındaki artış şevlerin güvenlik sayısını ortalama olarak %13.6 azaltmıştır. Taş kolonlu bütün şev modellerinde de şev açısındaki artış, şevlerin güvenlik sayısını ortalama olarak %12.6 azaltmıştır.
4. Deprem kuvveti etkisinde oluşturulan şev modellerinde şev açısının (β : 15°, 20°, 25°) artmasına bağlı olarak taş kolonlu ve taş kolonsuz şevlerin güvenlik sayısı azalmıştır. Taş kolonsuz bütün şev modelleri için şev açısındaki artış şevlerin güvenlik sayısını ortalama olarak % 2.1 azaltmıştır. Taş kolonlu bütün şev modellerinde de şev açısındaki artış, şevlerin güvenlik sayısını ortalama olarak %1.7 azaltmıştır.

5. Deprem kuvveti etkisi olmadan $c/(\gamma.H)$ oranında azalış (şev yüksekliğinin (H:3, 4, 5, 10 artışa bağlı olarak), şevlerin güvenlik sayısında ortalama olarak % 26.7'lik bir azaltma meydana getirmiştir. Taş kolonlu bütün şev modelleri için $c/(\gamma.H)$ oranında azalış (şev yüksekliğinin (H: 3, 4, 5, 10 artışa bağlı olarak), şevlerin güvenlik sayısını ortalama olarak % 22.5 azaltmıştır. Oluşan bu durum şevi oluşturan zemin kitlesi ağırlığı miktarının artması ile açıklanabilir.
6. Deprem kuvveti etkisinde $c/(\gamma.H)$ oranında azalış (şev yüksekliğinin (H:3, 4, 5, 10 artışa bağlı olarak), şevlerin güvenlik sayısında ortalama olarak % 22.2'lik bir azaltma meydana getirmiştir. Taş kolonlu bütün şev modelleri için $c/(\gamma.H)$ oranında azalış (şev yüksekliğinin (H: 3, 4, 5, 10 artışa bağlı olarak), şevlerin güvenlik sayısını ortalama olarak % 18.9 azaltmıştır. Oluşan bu durum şevi oluşturan zemin kitlesi ağırlığı miktarının artması ile açıklanabilir.
7. Deprem kuvveti etkisi olmadan yapılan analizlerde bütün şev modelleri için kohezyon (c:10, 15, 20) değerinin artışına bağlı olarak taş kolonsuz şev modellerinde güvenlik sayısı değerleri 0,947 - 3,605 aralığında değişirken taş kolon eklenmesiyle beraber güvenlik sayısı değerleri 1,139 - 4,150 aralığında değişmektedir. Taş kolonsuz şevlerde kohezyon artışı ile güvenlik sayısı değerleri ortalama % 22.78'lik artış sağlarken taş kolonlu şev modellerinde kohezyon artışı ile güvenlik sayısı değerleri ortalama %16.2'lik bir artış sağlamıştır. Bu durum hem şevi oluşturan zeminin kohezyon (c) değerinin artmasının yanında şevi iyileştirmede kullanılan taş kolonun etkisiyle (kayma mukavemet parametreleri) şevin stabilitesini olumlu yönde etkilediğini göstermektedir.
8. Deprem kuvveti etkisinde yapılan analizlerde bütün şev modelleri için kohezyon (c:10, 15, 20) değerinin artışına bağlı olarak taş kolonsuz şev modellerinde güvenlik sayısı değerleri 0.613-1.744 aralığında değişirken taş kolon eklenmesiyle beraber güvenlik sayısı değerleri 0.691-1.832 aralığında değişmektedir. Taş kolonsuz şevlerde kohezyon artışı ile güvenlik sayısı değerleri ortalama % 22.78'lik artış sağlarken taş kolonlu şev modellerinde kohezyon artışı ile güvenlik sayısı değerleri ortalama %16.2'lik bir artış

sağlamıştır. Bu durum hem şevi oluşturan zeminin kohezyon (c) değerinin artmasının yanında şevi iyileştirmede kullanılan taş kolonun etkisiyle (kayma mukavemet parametreleri) şevin stabilitesini olumlu yönde etkilediğini göstermektedir.

- 9.** Deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonlu bir şev modellerinde taş kolon malzemesinin içsel sürtünme açısı ($\phi_s:35^\circ, 40^\circ, 45^\circ$) arttıkça güvenlik sayısı artış göstermiştir. Taş kolon malzemesinin içsel sürtünme açısında artış şevlerin güvenlik sayılarında ortalama % 4.6'lık bir artış meydana getirmiştir. Buradan da görüldüğü gibi taş kolon malzemesinin içsel sürtünme açısının artması şevi daha güvenli hale getirmiştir.
- 10.** Deprem kuvveti etkisinde ise taş kolonlu bir şev modellerinde taş kolon malzemesinin içsel sürtünme açısı ($\phi_s:35^\circ, 40^\circ, 45^\circ$) arttıkça güvenlik sayısı artış göstermiştir. Taş kolon malzemesinin içsel sürtünme artış şevlerin güvenlik sayılarında ortalama % 1.1'lik bir artış meydana getirmiştir. Buradan deprem kuvveti etkisinde de çok fazla olmasada taş kolon malzemesinin içsel sürtünme açısının artışı şevin güvenlik durumuna olumlu katkı yapabileceği düşünülebilir.
- 11.** Deprem kuvveti etkisi olmadan taş kolonlu şev modelleri için taş kolon aralıkları göz önünde bulundurulduğunda s/D oranı arttıkça (s/D:2, 2.5, 3) güvenlik sayılarında ortalama olarak % 1.5'lik bir azalma meydana gelmiştir. Bu durumun taş kolonun etki mesafesine bağlı olduğu, dolayısıyla s/D oranı arttıkça taş kolonun etki etkinliğinin azaldığının göstergesidir.
- 12.** Deprem kuvveti etkisinde taş kolonlu şev modelleri için taş kolon aralıkları göz önünde bulundurulduğunda s/D oranı arttıkça (s/D: 2, 2.5, 3) güvenlik sayılarında ortalama olarak % 2.3'lük bir azalma meydana gelmiştir. Oluşan bu durum deprem kuvveti etkisinde s/D oranı arttıkça taş kolonun etki mesafesine bağlı olarak taş kolonun etkinliğinin azalmasının bir sonucudur.
- 13.** Deprem kuvveti etkisi olmadan ve deprem kuvveti etkisinde bulunan güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (GİF- DEGİF) değerleri incelendiğinde, şev açısındaki

(β) artışına bağlı olarak güvenlik sayıları iyileştirme faktörü değerleri ortalama bir azalma meydana gelmiş ama bütün modeller için bir artış veya azalış olmamıştır.

- 14.** Deprem kuvveti etkisi olmadan ve deprem kuvveti etkisinde bulunan güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (GİF- DEGİF) değerleri (grafiklerden ve tablolardan) incelendiğinde $c/(\gamma.H)$ oranında artış (zemin kohezyonundaki (c) artışa bağlı olarak) güvenlik sayıları iyileştirme faktörü değerinde bir azaltma meydana getirmiştir. Bu durum kohezyon artışının şev içinde taş kolonun etkinliğinin azalttığını göstermektedir.
- 15.** Deprem kuvveti etkisi olmadan ve deprem kuvveti etkisinde bulunan güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (GİF- DEGİF) değerleri incelendiğinde, $c/(\gamma.H)$ oranında azalış (şev yüksekliğinin (H) artışı bağlı olarak) güvenlik sayıları iyileştirme faktörü değerlerinde doğrusal bir artma ve azaltma görülmemiştir.
- 16.** Deprem kuvveti etkisi olmadan ve deprem kuvveti etkisinde bulunan güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (GİF- DEGİF) değerleri incelendiğinde s/D oranı arttıkça güvenlik sayıları iyileştirme faktörü değerinde bir azalma görülmüştür. Bu durum yine s/D oranı arttıkça taş kolonun etki etkinliğinin azalması ile ilişkilidir.
- 17.** Deprem kuvveti etkisi olmadan ve deprem kuvveti etkisinde bulunan güvenlik sayıları iyileştirme faktörü (GİF- DEGİF) değerleri incelendiğinde, taş kolonu oluşturan malzemenin (çakıl) içsel sürtünme açısındaki (ϕ_s) artış güvenlik sayıları iyileştirme faktörü değerlerinin de artışına sebep olmuştur.
- 18.** Deprem kuvveti etkisinde taş kolonlu şevlerde meydana gelen yatay deplasman (u_x) taş kolonsuz şevlere göre düşük bulunmuştur. Deprem etkisinde Taş kolonların şevlerin deplasmanını ortalama olarak 8.6 cm (% 22.9 daha az deplasman) azalttığı görülmüştür. Oluşan bu durum taş kolonun yanal yönde meydana gelebilecek deplasmanlara karşıda etkili olabileceğini göstermektedir.

- 19.** Deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz taş kolonlu şev modellerinde üç farklı şev açısı (β : 15°, 20°, 25°) kullanılmıştır. Taş kolonsuz şevlerde şev açısının artışı yatay deplasmanın (u_x) ortalama olarak % 5.5'lik bir artışına neden olmuştur. Aynı şekilde taş kolonlu şevlerde şev açısının artışı yatay deplasmanın (u_x) ortalama olarak % 4.5 artışa neden olmuştur. Bu durum taş kolonun aynı şev açılarında şevlerde meydana gelen yatay deplasmanı azda olsa azalttığıının bir göstergesidir.
- 20.** Deprem kuvveti etkisinde şevi oluşturan zemin için birden farklı kohezyon değeri (c:10, 15,20) kullanılmıştır. Taş kolonsuz şevlerdeki kohezyon artışı yatay deplasmanın (u_x) ortalama olarak % 11.4 azalmasına neden olmuştur. Taş kolonlu şevlerdeki kohezyon artışı yatay deplasmanın (u_x) ortalama olarak % 9.4'lük bir azalmaya neden olmuştur. Bu durum deprem etkisine model şevlerdeki kohezyon etkinliğinin taş kolonlu şevlerin taş kolonsuz şevlere göre daha da azaldığını gösterebilir.
- 21.** Deprem kuvveti etkisinde taş kolonsuz ve taş kolonlu bütün şev modelleri için farklı şev yükseklikleri kullanılmıştır (H:3m, 4m, 5m, 10). Şev yüksekliğinin artışı şevlerin yatay deplasmanında (u_x)ortalama % 33.7'lük bir artmasına neden olmuştur. Taş kolonlu bütün şev modelleri için şev yüksekliğindeki artış şevlerin yatay deplasmanı (u_x) ortalama % 26.3 arttırmıştır.
- 22.** Deprem kuvveti etkisinde ise taş kolonlu şev modellerinde taş kolon malzemesinin içsel sürtünme açısı (ϕ_s :35°, 40°, 45°) arttıkça yatay deplasmanda (u_x) azalmagörülmüştür. Taş kolon malzemesinin içsel sürtünme açısında artış şevlerin yatay deplasmanlarında (u_x) ortalama % 5.7'lik bir azalma meydana getirmiştir. Buradan deprem kuvveti etkisinde de çok fazla olmasada taş kolon malzemesinin içsel sürtünme açısının artışı yatay deplasmanın azalmasında etkili olabileceği söylenebilir.
- 23.** Deprem kuvveti etkisinde taş kolonlu şev modelleri için taş kolon aralıkları göz önünde bulundurulduğunda s/D oranı arttıkça yatay deplasman (u_x) değerlerinde bir artma meydana gelmiştir. Taş kolonun s/D oranında artış şevlerin yatay

deplasmanlarında (u_x) % 4.1'lik bir azaltma meydana getirmiştir. Oluşan bu durum deprem kuvveti etkisinde s/D oranı artıkça taş kolonun etki mesafesine bağlı olarak taş kolonun etkinliğinin azalmasının bir sonucudur.

Yukarıdaki sonuçlar ayrı ayrı irdelendiğinde taş kolonun deprem etkisinde şev iyileştirmelerinde kullanılabileceği sonucu çıkarılabilir. Ancak deprem etkisinde yatay deplasman değerini azaltmak buna bağlı olarakta güvenlik sayısı değerini dahada yukarıya çekmek ve ayrıca meydana gelen yatay deplasmanları daha da azaltmak için taş kolonun etrafına geogrid malzemesi kullanılabileceği önerisi sunulabilir.



KAYNAKLAR

1. Karikari, Y.O. and Agyei, Y.G., Stability of slopes over colluvium: investigation, analysis and stabilisation. In proceedings, Conference on Geotechnical Engineering, Melbourne, Australia, 19-24 November 2000.
2. Das, B.M., Principles of Geotechnical Engineering, PWS Publishing Company, Boston, 1994.
3. Kohgo Y., Yamashita, T., Finite element analysis of fillty pedams-stability during construction by using the effective stress concept, Proc. Conf. Numerical Method in Geomech., ASCE, 111 (2), 238-250, 1998.
4. Siyahi, B.G., Ansal, A.M., Depremler Sırasında Kayma Mukavemetindeki Azalmanın Şev Stabilitesine Etkisi, ZM5, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Beşinci Ulusal Kongresi, ODTÜ, Ankara, 194-205, 20-21 Ekim 1994.
5. Seed, H.B. ve Chan, C.K., Clay strength under earthquake loading condition; J. of the Soil Mech. and Found. Eng. Div., ASCE, Vol. 92, 53-78, 1966.
6. Thiers, G.R. ve Seed, H.B., Strength and stress-strain characteristics of clays subjected to seismic loading conditions; American Society of Testing and Materials, ASTM, 450, 3-56, 1969.
7. Ogawa S., Shibayama T. ve Yamagucji, H., Dynamic strength of saturated cohesive soil; Proc.7th Int. Soil Mech.&Found. Eng., Vol.2, 103-107, 1977.
8. Ansal, A. M. ve Erken, A., Kohezyonlu zeminlerin tekrarlı gerilmeler altında davranışı; Deprem Araştırma Bülteni, 50, 10-53, 1986.
9. Özay, R. ve Erken, A., Killerde dinamik yüklemenin hacim değişimine etkisi; Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Dokuzuncu Ulusal Kongresi, Eskişehir, 342-348, 2002.
10. Özay, R., 2002, Örselenmemiş killi zeminlerin statik mukavemetine deprem yüklerinin etkisi; Doktora Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
11. Hack, R.,Alkema, D., Kruse, G. A. M., Leenders, N. ve Lizi L., Influences of earthquakes on the stability of slopes; Eng. Geology, 91, 4-15, 2007.
12. Özay, R., ve Erken, A., Tekrarlı yük etkisinde kalmış düşük plastisiteli killi zeminlerin davranışı, Beşinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul, 1-5, 2003.

13. Olgun M. ve Acar M. H., Deprem Kuvvetleri Altındaki Şevlerin Stabilitelerini Etkileyen Faktörlerin incelenmesi, J. Fac. Eng. Arch. Selçuk Univ., Vol. 24, No:2, 2009.
14. Popescu, M.E. and Sasahara, K., Land slides – Disaster Risk Reduction, Springer Berlin Heidelberg, 2009.
15. Vekli M., Aytekin M., 2 İkizler S. B., Çalık Ü., Taş kolonla iyileştirilmiş şevlerin stabilite analizi, Erciyes Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Dergisi, 28(2):88-96, 2012.
16. Jeong-Ho Ryu and Jim Man Kim ‘Seismic Performance of Stone-Column-Reinforced Marine SoftSoil’ EJGE Vol. 18 pp 497-508, 2013.
17. Baez J.I. & Martin G.R., 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, 1995.
18. Bromhead, E. N., The Stability of Slope. Surrey University press, A.B.D.,1986.
19. Abramson L. W., Slope Stability and Stabilization methods, John Wiley&Sons, Inc., New York, 1996.
20. Fırat S. ve Kutan S. M., Şev Duraylılığında Kullanılan Kazıkların Yanal Yüklerinin Hesaplanması Metodları, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği VIII. Ulusal Kongresi, İTÜ, İstanbul, 26-27 Ekim, 2000.
21. Gülgün Y. ve Özsoy E. A., Bozoyük Yediler Yerleşim Alanı Kaymasının Stabilitate Analizi, Osmangazi Üniversitesi Müh. Mim. Fak. Dergisi C.XVIII, S.2, 2003.
22. Tano, H., Aydan O., Ulusay, R. ve Kumsar, H., Sev Hareketleri Üzerinde Etkili Olan Jeo-çevresel Faktörlerle İlgili Ortak Araştırma: Babadağ (Türkiye)’deki Krip Turu Sev Duraysızlığının incelenmesi: Ara Rapor. Japon Eğitim, Kültür, Spor, Bilim ve Teknoloji Bakanlığı Destekli Çok Disiplinli Ortak Araştırma Projesi, 2006.
23. Erçin, Ö., Şev Stabilitesi ve Mühendislik Uygulamaları, Yüksek lisans Tezi, Erciyes Üniversitesi, Fenbilimleri Enstitüsü, Kayseri, 2007.
24. Hammouri, N. A., Malkawi, A. I. H. and Yamin, M. M. A., Stability analysis of slopes using the finite element method and limiting equilibrium approach, Bulletin Of Engineering Geology: 67:471–478, 2007.

25. Keskin, M.S. ve Laman, M., Sonlu Elemanlar Yönteminin Şev Stabilitesi Problemlerinin Analizinde Kullanılması. Çukurova Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi Dergisi, 22(1), 101-114, 2007.
26. Laman, M., Yıldız, L., Keskin, M.S. ve Uncuoğlu, E. Donatılı Kum Şeve Oturan Şerit Temelin Deneysel Olarak İncelenmesi. İMO Teknik Dergi, 277:4197-4217, 2007.
27. Mert T., Yapay Sinir Ağları Yöntemini Kullanarak Şev Stabilitesinin İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 2007.
28. Ulusay, R., Heyelanlar ve Muhendislik Şevlerindeki Duraysızlıklar: Turleri, Etkileri ve Zararların Azaltılması, İMO e-kütüphane, 3940, 2007.
29. Keskin, M.S., Bildik, S. ve Laman, M., Donatılı Şevlerin Stabilitesinin Sayısal Olarak İncelenmesi, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Ulusal Kongresi, ZM 12, 16-17 Ekim, Selçuk Üniversitesi, Konya, 339-350, 2008.
30. Fırat, S., Stability Analysis of pile-slope system, Scientific Research and Essay Vol.4 (9), pp. 842-852, September, 2009.
31. Yıldız, L., Donatıyla Güçlendirilmiş Şevli Zemine Oturan Yüzeysel Temel Analizi, Yüksek Lisans Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana, 2008.
32. Akçakal Ö., Şev Stabilite Analizinde Geri Hesap Yöntemiyle Bir Vaka Analizi, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 2009.
33. Kahyaoğlu R. M., Şev Stabilitesi Kazıklarında Yük Transfer Mekanizması İçin Model Çalışma, Doktora Tezi, Dokuz Eylül Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İzmir, 2010.
34. Şenol A., Öztoprak S., Durğunoğlu T., Şev Stabilite Analizinde Geri Hesap Yöntemiyle Bir Vaka Analizi Göktürk Kayması, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onüçüncü Ulusal Kongresi, İstanbul Kültür Üniversitesi, İstanbul 30 Eylül - 1 Ekim 2010.
35. Tülin Ç. ve Yusuf E., Farklı Şev eğimlerindeki Homojen Zeminlerin Kayma Parametre Değişimlerinin Şev Stabilitesine Etkisi Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği On üçüncü Ulusal Kongresi, İstanbul Kültür Üniversitesi, İstanbul 30 Eylül - 1 Ekim 2010.
36. Tekin A., Sonlu Elemanlar Yöntemi ve Limit denge Yöntemi ile Şev Stabilite Analizleri, Yüksek lisans Tezi, İstanbul Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 2011.

37. Yavuz V. S., Şev Stabilitesi Problemlerinin Sonlu Elemanlar Yöntemiyle İki ve Üç boyutlu Analizleri, Yüksek Lisans Tezi, Dicle Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Diyarbakır, 2012.
38. Arkun A. K. Ergena M., Çakır F., Bitki kökleriyle şev stabilizasyonun sonlu elemanlar yöntemiyle incelenmesi SDÜ Orman Fakültesi Dergisi 15: 77-83 2014.
39. Siyahi G.M., Deprem Etkisindeki Şevlerin Stabilitesinin İncelenmesi, Doktora tezi, İstanbul Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 1994.
40. Siyahi G.M., Deprem Etkisindeki Şevlerin Kayma Mukavemetindeki Azalmanın Şev Stabilitesine Etkisi, Zemin Mekaniği Ve Temel Mühendisliği 5. Ulusal Kongresi 1994 pp 194-205, 1994.
41. Glass, C.E., The Influence of Seismic Events on Slope Stability. Bulletin Of SME, pp 89-96, 2000.
42. Dismuke J., Seismic Slope Stability and Analysis of the Upper San Fernando Dam, The University of California at Davis ECI 284, Winter Quarter, Professor Jeremic, 2002.
43. Loukidis, D., Bandini, P. and Salgado, R., Stability of seismically loaded slopes using limit analysis, Geotechnique 53, No. 5, 463–479, 2003.
44. Canik B., Şev Stabilitesinde Kullanılan Kazıkların Deprem Etkisinde Davranışı, Yüksek Lisans Tezi, Sakarya Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Sakarya, 2006.
45. Tan D., Seismic Slope Safety-Determination of Critical Slip Surface Using Acceptability Criteria, PhD Thesis, Imperial College University of London Department of Civil and Environmental Engineering, London, 2006.
46. Hack R. Alkema D., Kruse G. A. M., Leenders N., Luzi L., Influence of earthquakes on the stability of slopes Elsevier Engineering Geology 91 (2007) 4–15, 2007.
47. Krishnamorthy A., Factor of Safety of a Slope Subjected to Seismic Load, Ejge Volume 12, Bundle E 2007.
48. Nozard A., Aminpoor M., Salari H., Seismic Slope Stability Analysis of Jointed Rock Masses on the Northern Abutment of Gotvand Dam, Iran, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, Beijing, China, 2008.

49. Olgun M. Acar H. M., Deprem Kuvvetleri Etkisi Altındaki Şevlerin Stabilitelerini Etkileyen Faktörlerin İncelenmesi, Selçuk Üniversitesi Müh.-Mim. Fak. Dergisi pp 9-20 c.24, s.2, 2009.
50. Türkmen S., Deprem Durumunda Şev Stabilitate Analizi, Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 2009.
51. Miraboutalebi M., Askari F., Farzaneh O., Effect of bedrock inclination on seismic slope stability according to Iran seismically data, International Journal of Civil Engineering Geotechnical Engineering, Vol. 9, No. 4, December pp. 247-254 2011.
52. Jibson R. W., Methods for assessing the stability of slopes during earthquakes - A retrospective, Engineering Geology 122 pp 43–50, 2011.
53. Maula B. H., Zhang L., ‘Assessment of Embankment Factor Safety Using Two Commercially Available Programs in Slope Stability Analysis’ Elsevier, Procedia Engineering 14 pp 559–566, 2011.
54. Guo M., Ge X., and Wang S., ‘Slope stability analysis under seismic load by vector sum analysis method’ Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 3 (3): 282–288, 2011.
55. Arvin M. R., Askari F., Farzaneh O., ‘Seismic behavior of slopes by lower bound dynamic shakedown theory’ Computers and Geotechnics 39, 107–115, 2012.
56. Chatterjee K., Choudhury D., Seismic Stability Analyses of Soil Slopes Using Analytical And Numerical Approaches, Iset Golden Jubilee Symposium, Indian Society of Earthquake Technology Department of Earthquake Engineering Building II T Roorkee, October 20-21, 2012 Paper No. C005, 2012.
57. Erzin Y., Cetin T., The use of neural networks for the prediction of the critical factor of safety of an artificial slope subjected to earthquake forces, Scientia Iranica A, 19 (2), 188-194, 2012.
58. Kontoe S. v.d., yılında yayınlanan An important pitfall of pseudo-static finite element analysis, Computers and Geotechnics 48 (2013) pp 41–50, 2013.
59. Azzam W.R., Finite Element Analysis of Skirted Foundation Adjacent to Sand Slope under Earthquake Loading, Housing and Building National Research Center Journal 2014-1 pp 1-9, 2014.
60. Fırat S. ve Canik B., Şev İyileştirmelerinde Kullanılan Kazıklara Uygulanan Deprem Etkisi, Journal of Polytechnic Cilt:17, Sayı : 1 (Özel Sayı), s.31-34, 2014.

61. Sabahat A. K., Syed M. A., Seismic Stability Analysis Of Highway Embankment By Different Ground Modification Techniques, International Journal of Innovative Research in Advanced Engineering (IJIRAE) ISSN: 2349-2163 Volume 1 Issue 10 pp 54-64, November 2014.
62. Ülgen D. ve Engin H. K., 'Deprem Yükleri Altında Kalıcı Şev Deplasmanlarının Tahmini' Düzce Üniversitesi Bilim ve Teknoloji Dergisi, 2 191-198, 2014.
63. Sahar I., Fadi H. C., Riad A. W., Slope Stability Analysis Under Seismic Loading' Second Conference Earthquake Engineering and Seismology 25-29 AGU 2014.
64. Morales-Esteban A. et al, Stability analysis of a slope subject to real accelerograms by finite elements. Application to San Pedro cliff at the Alhambra in Granada, Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 69 (2015) 28-45, 2015.
65. Durgunoğlu, H.T., Kulaç, H.F., İkiz, S., Karadayılar, T., Taş Kolonlar ile Zemin Islahı Üzerine Bir Uygulama, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 4. Kongresi, İTÜ, Cilt 2, p. 19-30, 1992.
66. Özkuzey Ü. M., Taş Kolonlar Bir Zemin Islahı Metodu, Yüksek Lisans Tezi, Boğaziçi Üniversitesi Fen bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 1992.
67. Osmanoğlu U., Yumuşak ve Gevşek Zeminlerin İyileştirilmesi Yüksek Basıncılı Enjeksiyon Kolonları ve Taş Kolonlar, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 1999.
68. Christoulas S., Bouckovalas G. and Giannaros C., An Experimental Study on Model Stone Columns, Soils and Foundations, 40, 6, 11-22, 2000.
69. Connor S. S., Gorski A. G., A Timely Solution for the Nojoqi Grade Landslide Repair US 101 South of Buellton, 51 st Annual Highway Geology Symposium, Seattle, 1-11, 2000.
70. Bae, W. S., Bang, W. S., Byung, C. A., Behavior of Foundation System Improved with Stone Columns, Proc. 12. International Offshore and Polar Engineering Conf., Kitakyushu, Japan, 675-678, 2002.
71. Han J., and Ye S.L., 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, 2002.
72. Mc Kelvey, D., The Performance of Vibro Stone Column Reinforced Foundations in Deep Soft Ground, Ph.D. Thesis, Queen's University of Belfast, Belfast, 2002.

73. Wissmann, K.J., Fitz Patrick, B.T., White, D.J. and Lien B.H., Improving Global Stability and Controlling Settlement with Geopier Soil Reinforcing Elements, 4th International Conference on Ground Improvement Techniques, Kuala Lumpur, Malaysia. 2002.
74. White, D.J., Wissmann, K.J., Barnes, A.G. and Gaul A.J., Embankment Support :A Comparison of Stone Column and Rammed Aggregate Pier Soil Reinforcement, Transportation Research Board, 81st Annual Meeting, Washington D.C., 2002.
75. Adalier K., Elgamal A., Meneses J. and Baez J. I., Stone Columns as Liquefaction Countermeasure in Non-Plastic Silty Soils, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 23, 571–584, 2003.
76. Kirsch F. and Sondermann W., Field Measurements and Numerical Analysis of the Stress Distribution below Stone Column Supported Embankments and their Stability, Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soil Theory and Practice, Essen, 595-600, 2003.
77. Raju, V.R. Wegner, R. and Vetrivelan, A., Application of vibro techniques for infrastructure Project in India. Proceeding of Indian Geotechnical Conference, Roorkee, India, 2003.
78. Adalier, K. And Elgamal, A., Mitigation of Liquefaction and Associated Ground Deformations by Stone Columns, Journal of Engineering Geology, 72, 4, 275-291, 2004.
79. Afatoğlu, H.A., “Yumuşak Kil Zeminlere Oturan Kum Dolgunun Taşıma Gücü Güvenliğinin Geotekstiller ve Taş Kolonlarla Arttırılması.”, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, 2004.
80. Nalçakan, M. S., Problemlı Zeminlerde Geoteknik Çözümler, Türkiye Mühendislik Haberleri, 430, 29-31, 2004.
81. Özkeskin, A., Settlement Reduction and Stress Concentration Factors in Rammed Aggregate Piers Determined from Full Scale Load Tests, Thesis presented to the Middle East Technical University in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy, 2004.
82. Özkeskin A. ve Erol O., Taş Kolon Uygulamalarında Gerilme Konsantrasyon Faktörlerinin Arazi Yükleme Deneyleri ile Belirlenmesi, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 10. Ulusal Kongresi, İstanbul, 641-646, 2004.

83. Plomteux, C., Porbaha, A., and Spaulding, C., CMC Foundation System for Embankment Support, A Case History. Proc. of GeoSupport Conference Orlando, 980–992p, Florida, USA., 2004.
84. Raju, V.R., Yee, Y.W., Tam, E. and Seenivas, P., Vibro replacement for the construction of a 15 m high highway embankments over a mining pond, Malaysian Geotechnical conferance, Kuala Lumpur, 2004.
85. Raju, V.R. Hari Krishna, R. and Wegner, R., Ground improvement using vibro replacement in Asia 1994-2004, a 10 year review. 5th international conferance on ground imp., Kuala Lumpur, Malaysia, 2004.
86. Clemente, J. L. M., Senapathy H. ve Davie D. R., Performance Prediction of Stone- Column-Supported Foundations, 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, 1327-1330, 2005.
87. Heitz C., Kempfert H. G. ve Alexiew D., Embankment Project on Soft Subsoil with Grouted Stone Columns and Geogrids, 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, 1359-1363, 2005.
88. Maurya R. R., Sharma B. V. R ve Naresh D. N., Footing Load Tests on Single and Group of Stone Columns 16th International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, 1385-1388, 2005.
89. Patel, B. R. ve Shroff, A. V., Study on Composite Stone Column in Soft Kaolinitic Clay, 16th International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, 1413-1417, 2005.
90. Tan S. A. and Khine, K. O., Finite Element Modeling of Stone Columns – A Case History, 16th International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, 1425-1428, 2005.
91. Al-Homoud, A. S. And Degen, W. S., Marine Stone Columns to Prevent Earthquake Induced Soil Liquefaction, Geotechnical and Geological Engineering, 24, 775– 790, 2006.
92. Malarvizhi, S. N. ve Ilamparuthi K., Modeling of Geogrid Encased Stone Column, 2. International Congress on Computational Mechanics and Simulation, Assam, 1-6, 2006.
93. Murugesan, S. ve Rajagopal, K., Geosynthetic-Encased Stone Columns: Numerical Evaluation, Geotextiles and Geomembranes, 24, 349–358, 2006.
94. Rollins, K.M. Price, B.E., Dibb, E. and Higbee, J., Liquefaction Mitigation of Silty Sands in Utah Using Stone Columns with Wick Drains, ASCE, Geotechnical Special Publication 152, 343-348, 2006.

95. Ambily, A. P. and Gandhi, S. R., Behavior of Stone Columns Based on Experimental and FEM Analysis, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133, 4, 405-415, 2007.
96. Black, J. A., Sivakumar, V., Madhav, M. R., Hamill, G. A., Reinforced Stone Columns in Weak Deposits: Laboratory Model Study, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133,9, 1154-1161, 2007.
97. Deb, K., Basudhar, P. K. and Chandra S., Generalized Model for Geosynthetic-Reinforced Granular Fill-Soft Soil with Stone Columns, *International Journal of Geomechanics*, 7, 4, 266-276, 2007.
98. Demir H., ‘Taş Kolon ve Geopier Uygulaması ile Zemin İyileştirmesini’ konulu bu çalışma Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yüksek Lisans Tezi, 2007.
99. Guetif Z., Bouassida, M. and Debats, J. M., Improved Soft Clay Characteristics Due to Stone Column Installation, *Computers and Geotechnics*, 34, 104–111, 2007.
100. Liew, S.S. and Tan, S.K., Performance of Reinforced Soil Wall Supported on Stone Columns, *Proc. 16th Southeast Asian Geotechnical Conferences*, Malaysia, 2007.
101. McCabe, B. A., McNeill, J. A. and Black, J. A., Ground Improvement Using the Vibro-Stone Column Technique, *Engineers Ireland West Region and the Geotechnical Society of Ireland*, 1-12, 2007.
102. Elshazly H., Elkasabgy M. and Elleboudy, A., Effect of Inter-Column Spacing on Soil Stresses Due to Vibro-Installed Stone Columns: Interesting Findings, *Geotechnical and Geological Engineering*, 26, 225–236, 2008.
103. Deb, K., Basudhar, P. K. and Chandra S., Response of Multilayer Geosynthetic- Reinforced Bed Resting on Soft Soil with Stone Columns, *Computers and Geotechnics*, 35, 323–330, 2008.
104. Kuruoğlu Ö., Tokmaklanmış Taş Kolon Gruplarına Oturan Temellerdeki Oturmaların Tahmini İçin Yeni Bir Yaklaşım, *Doktora Tezi, Ortadoğu Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü* 2008.
105. Arman H., Fırat S., Vural I., and Gunduz Z., ‘Soil and foundation stability improvement by stone column: A case study in Adapazari city, Turkey’ *Scientific Research and Essay Vol.4 (10)*, pp. 972-983, October, 2009.
106. Isaac D. S., Girish M. S., Suitability of Different Materials for Stone Column Construction, *Vol. 14 2009 ejs* pp 12, 2009.

107. Selçuk L., Zemin Sıvılaşmasına Karşı Optimum Taş Kolon Tasarımının Sonlu Elemanlar Yöntemi İle Modellenmesi, Doktora Tezi, Ankara Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, 2009.
108. Vekli M., Taş Kolon ile Şev İyileştirmesinin Deneysel ve Sayısal Olarak İncelenmesi, Doktora tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, 2009.
109. Moayedi H., Huat B. B. K., Mokhberi M., Moghaddam A. A., Moghaddam S. A., Using Stone Column as a Suitable Liquefaction Remediation in Persian Gulf Coast, Ege Vol. 15, Bund. P 1758-1767, 2010.
110. Zahmatkesh, A. and Choobbasti, A.J., Settlement Evaluation of Soft Clay Reinforced by Stone Columns, Considering the Effect of Soil Compaction, IJRAS, Vol.3, No.2, [45] pp.159-166, 2010.
111. Abusharar S. W., Han J., Two-dimensional deep-seated slope stability analysis of embankments over stone column-improved soft clay, Engineering Geology 120, 103–110, 2011.
112. Kolekar Y. A., Mir O. S., Murty D. S., () Behaviour of Stone Column Reinforced Marine Clay Under Static and Cyclic Loading, Proceeding of Indian Geotechnical Conference Kochi Paper No: H-133 December 15-17 2011.
113. Ataman Ş., Darbeli Taş Kolonlar (Geopier) ile İyileştirilmiş Zeminlerin Model Deneylerle İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü 2011.
114. Deb K., Dhar A., Optimum design of stone column-improved soft soil using multiobjective optimization technique, Computers and Geotechnics 38, 50–57, 2011.
115. Kurt E., Darbeli Kırmataş Kolon ve Taş Kolon Elemanlarına Ait Yükleme Testlerinin Sayısal Analizi ve Sonuçlarının Karşılaştırılması, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, 2011.
116. Namal H. E., Yumuşak Kili Zeminlerde Taş Kolonlarla Zemin İyileştirilmesinin Laboratuvar Model Deneyleriyle Araştırılması, Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, 2011.
117. Kim J.Man., Son S. W., Mahmood K., Ryu J. H., Site Response and Shear Behavior of Stone Column-Improved Ground under Seismic Loading, 15 WCEE Lisboa, 2012.
118. Sunnetcioğlu M. E., Yumuşak Kilde Taş Kolonların Oturma Azaltıcı Etkisinin Laboratuvar Model Çalışmaları İle İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, Ortadoğu Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, 2012.

119. Vekli, M., Aytekin M., İkizler, S.B., Çalık, Ü., Experimental and numerical investigation of slope stabilization by stone columns, *Natural Hazards*,64 (1), 797-820, 2012.
120. Adeli N., Taş Kolonların Analiz ve Tasarımı, Çukurova Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, 2013.
121. Das P., Pal S. K., A Study of the Behavior of Stone Column in Local Soft and Loose Layered Soil 2013 *ejge* Vol. 18, Bund. I pp 1778-1786, 2013.
122. Deb K., Mohapatra S. R., Analysis of stone column-supported geosynthetic-reinforced embankments, *Applied Mathematical Modelling* 37 (2013) 2943–2960, 2013.
123. Ghazavi M., Afshar J. N., Bearing capacity of geosynthetic encased stone columns, *Geotextiles and Geomembranes* 38 (2013) 26-36, 2013.
124. Mirsalehi S., ‘Simulation of the Numerical Behavior of Stone and Geosynthetic Encapsulated Sand Columns in Tuzla Area’, Yüksek Lisans Tezi, Doğu Akdeniz Üniversitesi, Fenbilimleri Enstitüsü, 2013.
125. Raju K.V.S.B., Govinda R. L., Chandrashekhar A.S., ‘Cyclic Response of Stone Columns’ *International Journal Of Scientific & Engineering Research*, Volume 4, Issue 5, ISSN 2229-5518, 2013.
126. Ryu J.-H. and Kim J. M., Seismic Performance of Stone-Column- Reinforced Marine Soft Soil, *Ejde* Vol. 18, pp. 497-508, 2013.
127. Yıldırım C.H., ‘Vaka Analizleri Üzerinden Sonlu Eleman Modellemesiyle Taş Kolonların Oturmasına’ konulu bu çalışma, Yüksek Lisans tezi, Ortadoğu Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, 2013.
128. Yıldız M. ‘Sayısal Modelleme İle Taş Kolonlarda Gerilme Yığılmasının Belirlenmesi’ konulu bu çalışma, Yüksek Lisans Tezi, Ortadoğu Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, 2013.
129. Zhang Z., Han J., Ye G., Numerical investigation on factors for deep-seated slope stability of stone column-supported embankments over soft clay, *Engineering Geology* 168, 104–113, 2014.
130. Gueguin M., Hassen G., De Buhan P., Stability analysis of homogenized stone column reinforced foundations using a numerical yield design approach, *Computers and Geotechnics*, 64, 10–19, 2015.
131. Skempton, A. W., Soil Mechanics in Relation to Geology, *Proc. Yorkshire Geological Society*, 29, 1, 33-62. 1953.

132. Varnes, D. J., Slope Movement Types and Processes, Transportation Research Board, Special Report 176, NAS-NRC Publ., 11-33,1978.
133. Walker, B. F. ve Fell, R. F., Soil Slope Instability and Stabilization, Sydney, 1987.
134. Önalp, A., İnşaat Mühendislerine Geoteknik Bilgisi, Cilt 2, 1. Baskı, K.T.Ü. Yayın No. 3, Trabzon, 1983.
135. Kara, H., B., ‘Heyelanlar ve Devebağirtan Heyelanları Üzerine Bir Araştırma’, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, 1980.
136. Sowers, G. B. ve Sowers, G. F., Introductory Soil Mechanics and Foundation, 3RD Edition, Mc Millan, New York, 1970.
137. Varnes, D. J., Landslides Types and Processes, Landslides and Engineering Practice, Highway Research Board, Special Report 29, 1958.
138. Blong, R., J., A Numerical Classification of Selected Landslides of the Debris Slide- Avalanche –Flow Type Engineering Geology, 7, 99-114, 1973.
139. Hutchinson, J. N., A Geotechnical Classification of Landslides, Croom Helm, 1978.
140. Abramson, L. W., Slope Stability and Stabilization methods, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1996.
141. Demir, S., “Darbeli Kırmataş Kolonların İmalatında Zemin Davranışının İncelenmesi.” Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul, 2011.
142. URL-1, [http:// www.emabrt.hu/tev_kavics_a.html](http://www.emabrt.hu/tev_kavics_a.html), 10 Mart 2009.
143. URL-2, http://www.vibroflotation.com/Vibro/vibroflotation_fr.nsf/site/Stone-Columns.Wet-Stone-Columns, 15 Nisan 2008.
144. Munfakh, G. A., Soil Reinforcement by Stone Columns-Varied Case Applications, Int. Conf. On Insitu Soil and Rock Reinforcement, Paris, 157-162, 1984.
145. URL-3, [http:// www.vibroflotation.com/Vibro/vibroflotation_fr.nsf/site/Stone-Columns.Dry-Stone-Columns](http://www.vibroflotation.com/Vibro/vibroflotation_fr.nsf/site/Stone-Columns.Dry-Stone-Columns), 15 Nisan 2008.
146. Jebe, W. and Bartels, K., The Development of Compaction Methods with Vibrations from 1976 to 1982, 8th ECSMFE, Helsinki, 259-266, 1983.

147. URL-4, <http://www.zetas.com.tr/index.php?id=221000&dil=TR>, 25 Haziran 2015.
148. Barksdale, R. D. and Bachus R. C., Design and Construction of Stone Columns, Federal Highway Administration, Vol. 1, Washington, D.C., 194 s, 1983.
149. Greenwood, D. A. ve Kirsch K., Specialist Ground Treatment by Vibratory and Dynamic Methods, Satae of the Art Report, Pilling and Ground Treatment, Thomas Telford, London, 17-45, 1984.
150. Mathav M. R. ve Vitkar P. P., Strip footing on weak clay stabilized with a granular trench or pile, Canadian Geotechnical Journal, 15, 4, 605-609, 1978.
151. Tunç, A., Yol Mühendisliğinde Geoteknik ve Uygulamaları, Atlas Dağıtım, 912s, 2002.
152. Mitchell, J.K. and Wentz, F.J. Performance of improved ground during the Loma Prieta Earthquake, University of California, Berkeley, UCB/EERC Report 91/12, 93p, 1991.
153. Baez, J.I. and Martin, G.R. Permeability and shear wave velocity of vibro replacement stone columns. Soil Improvement for Earthquake Hazard Mitigation. ASCE Geotechnical Special Publication, 49, 66-81, 1995.
154. Mitchell, J.K., Baxter, C.D.P. and Munson, T.C. Performance of improved ground during earthquakes. Proc. Soil improvement for earthquake hazard mitigation. ASCE Geotechnical Special Publication, vol. 49, pp.1-36, 1995.
155. Rocscience Inc., Application of Finite Element Method to Slope Stability, Toronto, 2004.
156. Türkiye Standartları, İnşaat Mühendisliğinde Zemin Deneyleri, Ankara, 1900.
157. Türkiye Standartları, Yamaç ve Şevlerin Dengesi ve Hesap Metotları, Ankara 1991. Ankara, 2006.
158. Önalp, A. ve Arel, E., Geoteknik Bilgisi II Yamaç ve Şevlerin Mühendisliği, Birsen Yayınevi, 2004.
159. Bromhead, E.N.,: The Stability of Slopes 2. Editon, Blackie Academic and Proffesional, London, 1992.
160. Janbu, N., Bjerrum, L., ve Kjaernsl, B., Veiledning Ved Losning Av Fundamentering Soppgaver, Norwegien Geotechnical Institute, Pub. No.16, Oslo, 1956.

161. Gitirana Jr., G. F. N. 2005 'Weather- Related Geo Hazard Assessment Model for Railway Embankment Stability' Ph. D. Thesis. University of Saskatchewan, Saskatoon, SK, Canada, 411p.
162. Lowe, I., and Karafiath, L., Stability of Earth Dams Upon Drawdown, Proc.,1. Panamerica Conf. On Soil Mech. And Found. Eng., Mexico City, 1960.
163. Das, M.B., Principles of Geotechnical Engineering, Thomson, 2006.
164. Newmark, N.M., Effects of Earthquakes on Dams And Embankments, Geotechnique, London, 15(2), 139-160, 1965.
165. Day, R.W., Geoteknik Deprem Mühendisligi El Kitabı, s. 247-304, 2004.
166. M.Y. Özkan, M. Özyazıcıoğlu and U.D. Aksar, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 26, 405, 2006.
167. Terzaghi, K., Mechanisms of Landslides. Eng. Geology, Berkeley-ABD, 1950.
168. Rao, S. S., The Finite Element Method in Engineering, Pergamon Pres, Oxford, 625s, 2005.
169. Zienkiewicz, O.C. The Finite-Element Method. 3rd ed., New York, McGraw-Hill Book Co., 787p., 1977.
170. Frank, L. S., Applied Finite Element Analysis for Engineers, Harcourt Brace Jovanovich College Publishers, Holt, 658s, 1985.
171. Brinkgreve, R., PLAXIS Version 8, finite element code for soil and rock analyses, A. A. Balkema, Netherlands, 2002.
172. Plaxis 2D (2AE), Finite Element Code For Soil Rock Analyses, User Manual, Delf, 202s, 2006.
173. Rathje, E.M. ve Bray, J.D., One and two dimensional seismic analysis of solidwastelandfills; Can. Geotech. J. 38 (4), 850–862, 2001.

ÖZGEÇMİŞ

1987 yılında doğan Cenk Cuma ÇADIR, lise öğrenimini Kayseri Pınarbaşı Çok Programlı Lisesinde tamamlamıştır. 2006 yılında kazandığı Malatya İnönü Üniversitesinde Jeoteknik Teknikerliği Bölümünü 2008 yılında başarıyla bitirmiştir. Daha sonra 2009 yılında kazandığı Jeofizik Mühendisliği Bölümünü başarıyla sürdürürken 2010 yılında İnşaat Mühendisliği Programında Çift Anadal yapmaya hak kazanmış ve sırasıyla 2012 yılında Jeofizik Mühendisliği Bölümünü, 2013 yılında da İnşaat Mühendisliği Bölümünü başarıyla tamamlamıştır. Eğitim hayatına 2013 yılında Bozok Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Geoteknik Anabilim Dalında yüksek lisanssa, 2014 yılında da Ankara Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Jeofizik Mühendisliği Sismoloji Anabilim Dalında yüksek lisanssa başlayarak devam etmiştir.

Yrd. Doç. Dr. Mustafa VEKLİ danışmanlığında hazırladığı “Taş Kolonile İyileştirilmiş Şevlerin Sonlu Eleman Yöntemi ile Sismik Analizi” başlıklı teziyle 2016 yılında mezun olmuştur.

2014 yılından beri Bozok Üniversitesi Mühendislik - Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği bölümünde Araştırma Görevlisi olarak çalışmaya başlamış ve buradaki görevine halen devam etmektedir.

İletişim Bilgileri

Adres : Bozok Üniversitesi MMF İnşaat Mühendisliği Bölümü - YOZGAT

Telefon : +90 (507) 099 3809

E-Posta : cencumacadir@gmail.com.tr