



**ÇELİK CÜRUFU İLE İMAL EDİLEN TAŞ KOLONLARIN
SAYISAL ANALİZİ**

Sacit SARIMURAT

**DOKTORA TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANA BİLİM DALI**

**GAZİ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

OCAK 2021

Sacit SARIMURAT tarafından hazırlanan “ÇELİK CÜRUFU İLE İMAL EDİLEN TAŞ KOLONLARIN SAYISAL ANALİZİ” adlı tez çalışması aşağıdaki jüri tarafından OY BİRLİĞİ ile Gazi Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalında DOKTORA TEZİ olarak kabul edilmiştir.

Danışman: Prof. Dr. Seyhan FIRAT

İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı, Gazi Üniversitesi

Bu tezin, kapsam ve kalite olarak Doktora Tezi olduğunu onaylıyorum.

.....

Başkan: Prof. Dr. Berna UNUTMAZ

İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı, Hacettepe Üniversitesi

Bu tezin, kapsam ve kalite olarak Doktora Tezi olduğunu onaylıyorum.

.....

Üye: Prof. Dr. Erdal ÇOKCA

İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı, Orta Doğu Teknik Üniversitesi

Bu tezin, kapsam ve kalite olarak Doktora Tezi olduğunu onaylıyorum.

.....

Üye: Prof. Dr. Mehmet ORHAN

İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı, Gazi Üniversitesi

Bu tezin, kapsam ve kalite olarak Doktora Tezi olduğunu onaylıyorum.

.....

Üye: Prof. Dr. Nihat Sinan IŞIK

İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı, Gazi Üniversitesi

Bu tezin, kapsam ve kalite olarak Doktora Tezi olduğunu onaylıyorum.

.....

Tez Savunma Tarihi: 14/01/2021

Jüri tarafından kabul edilen bu tezin Doktora Tezi olması için gerekli şartları yerine getirdiğini onaylıyorum.

.....

Prof. Dr. Cevriye GENCER

Fen Bilimleri Enstitüsü Müdürü

ETİK BEYAN

Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Tez Yazım Kurallarına uygun olarak hazırladığım bu tez çalışmada;

- Tez içinde sunduğum verileri, bilgileri ve dokümanları akademik ve etik kurallar çerçevesinde elde ettiğimi,
- Tüm bilgi, belge, değerlendirme ve sonuçları bilimsel etik ve ahlak kurallarına uygun olarak sunduğumu,
- Tez çalışmada yararlandığım eserlerin tümüne uygun atıfta bulunarak kaynak gösterdiğimi,
- Kullanılan verilerde herhangi bir değişiklik yapmadığımı,
- Bu tezde sunduğum çalışmanın özgün olduğunu,

bildirir, aksi bir durumda aleyhime doğabilecek tüm hak kayıplarını kabullendiğimi beyan ederim.

Sacit SARIMURAT

.../.../2021

ÇELİK CÜRUFU İLE İMAL EDİLEN TAŞ KOLONLARIN SAYISAL ANALİZİ

(Doktora Tezi)

Sacit SARIMURAT

GAZİ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

Ocak 2021

ÖZET

Sıvılaşma kaynaklı hasarları önlemede en etkin çözümlerden biri taş kolon uygulamalarıdır. Zemin iyileştirme amacıyla uygulanan taş kolon uygulamalarında hem zeminlerin drenaj kapasitesi hem de rölatif sıkılıkları arttırılmaktadır. Böylece dinamik yükler altında oluşan aşırı boşluk suyu basıncı azalmakta ve sıvılaşma nedeniyle oluşan hasarlar en aza indirilmektedir. İnşaat Mühendisliği'nde yaygın bir şekilde kullanılan sonlu elemanlar yönteminde zemin davranışı ileri düzey zemin modelleri kullanılarak modellenilebilmekte, zeminde oluşan deformasyonlarla gerilme dağılımları daha gerçekçi olarak belirlenebilmektedir. Sonlu elemanlar yöntemiyle yapılmış olan bu çalışmada yapılan analizlerde dinamik yüklemeler altında boşluk suyu basıncı oluşumlarını görebilmek için hipoplastik malzeme modeli kullanılmıştır. Ancak ANSYS sonlu elemanlar programında tanımlı olmayan bu modelin kullanımına olanak sağlanması için programa üç boyutlu iki fazlı bir eleman (u20p8) tanımlanmıştır. Geliştirilen bu eleman için iki fazlı model temel alınmıştır. Çalışmada taş kolon malzemesine alternatif olarak, bazik oksijen fırınlarından (BOF) elde edilen, çelik üretim işlemi atık malzemelerinden olan, çelik cürufu kullanılmıştır. Çelik cürufu, erimiş demirin istenmeyen elementlerden arındırılması sırasında çelik üretim sürecinde elde edilen çelik fabrikalarının yan ürünlerinden biridir. Çelik cürufu kolonların dinamik yükler altında zeminlerdeki sıvılaşmayı önleyici etkisi incelenmiş ve yapılan analizlerde performanslarının taş kolonlara nazaran bir miktar daha düşük olmasına rağmen uygun tasarımlar elde edilerek kullanılması durumunda alternatif olarak kullanılabilceği görülmüştür. Ayrıca taş ve çelik cüruf kolonlar için parametrik analizler yapılarak alan oranı, hidrolik iletkenlik ve rölatif sıkılık gibi parametrelerin performanslarını arttırdığı tespit edilmiştir. Bu çalışmayla, doğada atıl olarak istiflenen çelik cürufları için yeni bir kullanım alanı açılarak endüstriyel atıkların geri dönüşümüne katkıda bulunulması hedeflenmiştir.

Bilim Kodu : 91105
Anahtar Kelimeler : Hipoplastik malzeme modeli, Zemin sıvılaşması, Taş kolon, ANSYS, Çelik cürufu
Sayfa Adedi : 168
Danışman : Prof. Dr. Seyhan FIRAT
İkinci Danışman : Doç. Dr. Hacı Ercan TAŞAN

NUMERICAL ANALYSIS OF STONE COLUMNS

MADE WITH STEEL SLAG

(Ph. D. Thesis)

Sacit SARIMURAT

GAZİ UNIVERSITY

GRADUATE SCHOOL OF NATURAL AND APPLIED SCIENCES

January 2021

ABSTRACT

One of the most effective solutions to prevent liquefaction-induced damage is stone column applications. With stone column applications both the drainage capacity and the relative density of the soils increase. Thus, excessive pore water pressure created under dynamic loads is reduced and damage caused by liquefaction is minimized. In the finite element method, which is widely used in Civil Engineering, soil behavior can be modeled by using advanced soil models, and stress distributions can be determined more realistically with the deformations in the soil. The hypoplastic material model was used to see pore water pressure formations under dynamic loads in the analyzes performed in this study. However, a three-dimensional two-phase element (u20p8) has been defined in the program to enable the use of this model, which is not defined in the ANSYS program. In the study, steel slag obtained from basic oxygen furnaces (BOF), which is one of the waste materials of the steel production process, was used as an alternative for the stone column material. It is one of the by-products of steel mills obtained in the steel production process during the purification of molten iron from unwanted elements. The effect of steel slag columns to prevent liquefaction in soils under dynamic loads has been investigated and it has been observed that although the performance of them is slightly lower than that of stone columns, they can be used as an alternative if appropriate designs are obtained and used. In addition, by performing parametric analysis for stone and steel slag columns, it has been determined that parameters such as area ratio, hydraulic conductivity and relative density increase their performance. With this study, it is aimed to contribute to the recycling of steel slags by opening a new area of using for them.

Science Code : 91105

Key Words : Hypoplastic material model, Soil liquefaction, Stone column, ANSYS, Steel slag

Page Number : 168

Supervisor : Prof. Dr. Seyhan FIRAT

Co-Supervisor : Assoc. Prof. Dr. Hacı Ercan TAŞAN

TEŞEKKÜR

Bu zorlu süreçte gerek bilgi ve birikimiyle gerekse rehberliği ve samimiyetiyle bana yol gösteren değerli danışmanım Prof. Dr. Seyhan FIRAT'a, ODTÜ'de misafir öğretim elemanı olarak görev yaparken tanıştığım, tezime yön veren, her türlü bilgisini benimle paylaşıp yardımını esirgemeyen ikinci danışmanım Doç. Dr. Hacı Ercan TAŞAN'a, tez çalışmam boyunca yardımını esirgemeyen, her konuda engin bilgisine başvurduğum Prof. Dr. Nihat Sinan IŞIK'a, jürimde bulunarak çalışmalarına her türlü katkıyı sağlayan Prof. Dr. Berna UNUTMAZ'a, büyük kesme deneyini yapabilmem için Hacettepe Üniversitesi laboratuvarında çalışmama imkân sağlayan Prof. Dr. Adil BİNAL ve desteklerini esirgemeyen Prof. Dr. Erkan ÇELEBİ hocalarıma sonsuz teşekkürlerimi sunarım. Ayrıca çalışmam boyunca hiçbir konuda benden yardımını esirgemeyen mimar Murat GÜVEN'e müteşekkirim. Tüm hayatım boyunca beni koşulsuz destekleyen kıymetli annem ve babama, tez çalışmamın başlangıcından sonuna kadar gösterdikleri sabır ve anlayışları ile en büyük destekçilerim olan sevgili eşim, oğlum ve kızıma çok teşekkür ederim.

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
ÖZET	iv
ABSTRACT.....	v
TEŞEKKÜR.....	vi
İÇİNDEKİLER	vii
ÇİZELGELERİN LİSTESİ.....	x
ŞEKİLLERİN LİSTESİ.....	xi
RESİMLERİN LİSTESİ	xvii
SİMGELER VE KISALTMALAR.....	xviii
1. GİRİŞ.....	1
2. YAPILMIŞ OLAN ÇALIŞMALAR	7
3. ZEMİN İYİLEŞTİRME YÖNTEMLERİ VE TAŞ KOLONLAR.....	17
3.1. Zemin İyileştirme Yöntemleri.....	18
3.1.1. Mekanik iyileştirme	18
3.1.2. Hidrolik iyileştirme	18
3.1.3. Fiziksel ve kimyasal iyileştirme.....	19
3.1.4. Donatılarla iyileştirme.....	19
3.2. Taş Kolonlar.....	19
3.2.1. Taş kolon imalat yöntemleri	20
3.2.2. Taş kolon elemanlarının özellikleri	22
3.2.3. Taş kolon tasarım kriterleri	24
4. MALZEME.....	31
4.1. Demir-Çelik Sektörü	31
4.2. Çelik Cürufu.....	32
5. MODEL VE YÖNTEMLER.....	37

	Sayfa
5.1. Sonlu Elemanlar Yöntemi	39
5.2. İki Fazlı Model	42
5.3. Hipoplastik Bünye Modeli	43
5.3.1. Hipoplastik bünye modeli parametrelerinin tanımlanması ve belirlenme yöntemleri	45
5.3.2. Hipoplastik model parametreleri genel değerlendirme	56
5.4. Kozeny-Carman Eşitliği	58
5.5. Sınır Koşullarında Yay-Sönümleyici Eleman Uygulanması.....	61
5.6. Dinamik Yüklemlerde Dekonvolüsyon İşlemi	63
5.7. Model ve Yöntemin Santrifüj Deneyi ile Doğrulanması	69
5.7.1. Doğrulama çalışması.....	70
5.7.2. Fraser Nehri kumu	71
5.7.3. CT4 santrifüj deneyinin sonlu elemanlar modeli	73
5.7.4. Sonuçların değerlendirilmesi	75
5.7.5. Sonuçlar	92
5.8. Model ve Yöntemin Sayısal Hesaplamalarla Doğrulanması	92
5.8.1. Türkiye bina deprem yönetmeliğine göre hesaplamalar	92
5.8.2. Sayısal analiz sonuçlarına göre sıvılaşma ve oturma değerleri	97
5.8.3. Sonuçlar	99
6. ÇELİK CÜRUFU MALZEME PARAMETRELERİNİN BELİRLENMESİ	101
6.1. Elek Analizi.....	101
6.2. Paralel Derecelendirme Yöntemiyle Deney Numunelerinin Hazırlanması	103
6.3. Mekanik ve Fiziksel Parametreler.....	104
6.3.1. Özgül ağırlık	105
6.3.2. Hidrolik iletkenlik (geçirimsizlik).....	106
6.3.3. Maksimum ve minimum kuru yoğunluk ve boşluk oranları.....	107

	Sayfa
6.4. Hipoplastik Bünyeye Modeli Parametreleri.....	108
6.4.1. Kritik içsel sürtünme açısı, ϕ_c	109
6.4.2. Rijitlik parametreleri h_s ve n	113
6.4.3. Sıfır gerilme boşluk oranları, üstel parametre α ve üstel parametre β	114
6.4.4. Taneler arası birim deformasyon parametreleri	115
6.4.5. Hipoplastik malzeme parametreleri değerlendirmeleri.....	116
7. SUYA DOYGUN KUMLU ZEMİNLERDE TAŞ KOLON VE ÇELİK CÜRUF KOLON ANALİZLERİ	117
7.1. Farklı Dinamik Yüklemeler İçin Analizler	119
7.1.1. Taş kolonsuz zeminler için analiz sonuçları	120
7.1.2. Taş kolonlu zeminler için analiz sonuçları	122
7.2. Farklı Hidrolik İletkenlik Değerleri için Analiz Sonuçları	128
7.3. Farklı Sıkılık (D_r) değerleri için Analiz Sonuçları	130
7.4. �elik Cüruf Kolonla Yapılan İyileştirmeler İçin Analiz Sonuçları	132
7.5. �elik Cüruf Kolonlar için Farklı Taneler Arası Birim Deformasyon Parametreleri ile Yapılan Analizler.....	133
7.6. Taş Kolon ve �elik Cüruf Kolon Performans Karşılaştırmaları	137
7.7. Farklı Tasarımlardaki �elik Cüruf Kolonlarla Yapılan Analizler	139
7.8. Yüksek Alan Oranları Kullanılarak Yapılmış Farklı Tasarımlardaki Taş Kolon ve �elik Cüruf Kolonlarla Yapılan Analizler	143
7.9. Farklı Bina Yükleri İçin Taş Kolon ve �elik Cüruf Kolonlarla Yapılan Analizler.....	146
7.10. Sonuçlar.....	151
8. SONUÇ VE ÖNERİLER	153
KAYNAKLAR	157
�ZGE�Mİş	167

ÇİZELGELERİN LİSTESİ

Çizelge	Sayfa
Çizelge 2.1. Santrifüj deneyi sonuçları	11
Çizelge 3.1. Taş kolon malzemeleri için Brown uygunluk değerleri	23
Çizelge 4.1. Çelik üretim dağılımı	31
Çizelge 4.2. Çelik cürufu geri kazanım ve atık miktarları (ton) ve oranları	35
Çizelge 5.1. Hipoplastik model parametreleri ve elde edilme yöntemleri	45
Çizelge 5.2. Zeminlerde tane şekil faktörleri	60
Çizelge 5.3. Literatür taraması sonucu elde edilen malzeme parametreleri	72
Çizelge 5.4. Fraser Nehri kumu için hipoplastik malzeme özellikleri	73
Çizelge 6.1. Çelik cürufu elek analizi değerleri	102
Çizelge 6.2. Çelik cürufu elek analizi sonuçları	103
Çizelge 6.3. Farklı araştırmacılara göre çelik cürufu (BOF) Gs değerleri	105
Çizelge 6.4. Çelik cürufu için yapılan özgül ağırlık deney sonuçları	106
Çizelge 6.5. Çelik cürufu için yapılan laboratuvar deneyleri sonucu elde edilen hidrolik iletkenlik değerleri	107
Çizelge 6.6. Çelik cürufu minimum, maksimum yoğunluk ve boşluk oranları	108
Çizelge 6.7. Literatürde bulunan ve çelik cürufu için seçilen taneler arası birim deformasyon parametreleri	115
Çizelge 6.8. Çelik cürufu hipoplastik malzeme parametreleri	116
Çizelge 7.1. Analizlerde kullanılan malzemelere ait hipoplastik malzeme parametreleri	119
Çizelge 7.2. Çelik cürufu için seçilen farklı taneler arası birim deformasyon parametreleri	133
Çizelge 7.3. Farklı tasarımlardaki çelik cüruf kolonlu ve taş kolonlu analizler için oturma miktarları değerleri ve sıvılaşma durumu değerlendirmesi	152

ŞEKİLLERİN LİSTESİ

Şekil	Sayfa
Şekil 3.1. Üstten beslemeli kuru taş kolon yönteminin uygulanması	21
Şekil 3.2. Üstten beslemeli ıslak taş kolon yönteminin uygulaması	21
Şekil 3.3. Kuru dipten beslemeli taş kolon yöntemi	22
Şekil 3.4. Tekil taş kolonlar göçme mekanizmaları (a) ucu sağlam tabakada olan veya yüzen uzun taş kolon, (b) kısa taş kolon (c) yüzen kısa taş kolon	24
Şekil 3.5. Farklı şekildeki taş kolona yüklemeleri: (a) rijit temelle yapılan yükleme (b) plakalarla yapılan yükleme (c) dolgu yüklemesi	25
Şekil 3.6. Taş kolon grupları için göçme mekanizmaları: (a) dolgu yüklemesi (yanal genişleme durumu) (b) dairesel göçme (c) küçük kolon grubu (kabarma göçmesi durumu) (d) kısa kolon grubu, yumuşak zemin zımbalama göçmesi	26
Şekil 3.7. Eşkenar üçgen şeklindeki taş kolon dizilim: (a) uygulama planı (b) geometri	28
Şekil 3.8. Birim hücre prensibi	28
Şekil 4.1. Dünya ham çelik üretiminin en fazla gerçekleştiği ilk on ülke (2019)	32
Şekil 4.2. Demir-çelik üretimi akış şeması	33
Şekil 4.3. Bazik oksijen çelik üretimi konverteri	34
Şekil 5.1. Burland üçgeni	37
Şekil 5.2. ANSYS sonlu elemanlar programıyla yapılan sayısal analizlerin akış şeması	41
Şekil 5.3. İki fazlı model	42
Şekil 5.4. Üç boyutlu iki fazlı sonlu eleman modeli, u20p8	43
Şekil 5.5. Basınç eğrisinden n parametresinin belirlenmesi	47
Şekil 5.6. n (a) ve hs (b) parametrelerinin hesaplanan basınç eğrileri üzerindeki etkileri	48
Şekil 5.7. En gevşek durumdaki (minimum yoğunluk) idealize edilmiş yuvarlak (a) ve köşeli (b) taneler için dizilimler	50
Şekil 5.8. Farklı r_e değerleri için α , $\emptyset p$ ve $\emptyset c$ arasındaki ilişki	52

Şekil	Sayfa
Şekil 5.9. Farklı deformasyon geçmişlerine göre taneler arasındaki birim deformasyon (h) değişimi	54
Şekil 5.10. Taneler arası birim deformasyon değişimi	54
Şekil 5.11. Model kalibrasyonu için karakteristik rijitlik değerleri	55
Şekil 5.12. Farklı χ değerleri için β_r vs. ϵ_{SOM}/R korelasyonu	56
Şekil 5.13. Viskoz sınırın COMBIN14 yay-sönümleyici elemanı kullanılarak tanımlanması: a) COMBIN14 elemanı, b) 2 boyutlu SEM uygulaması ve c) 3 boyutlu SEM uygulaması	62
Şekil 5.14. Üç boyutlu (3B) elemanlarda yay-sönümleyici elemanı uygulaması	62
Şekil 5.15. Zemin mühendislik ana kayası tanımı	63
Şekil 5.16. Zeminde deprem dalgalarının odaklanması ve tekrarlı yansımalar	64
Şekil 5.17. Kobe depremi ivme-zaman grafiği	65
Şekil 5.18. İzmit depremi (SKR İstasyonu) ivme-zaman grafiği.....	66
Şekil 5.19. El Centro depremi ivme-zaman grafiği	66
Şekil 5.20. Kobe depremi filtrelenmiş ivme-zaman grafiği.....	68
Şekil 5.21. İzmit depremi (SKR İstasyonu) filtrelenmiş ivme-zaman grafiği	68
Şekil 5.22. El Centro depremi filtrelenmiş ivme-zaman grafiği.....	69
Şekil 5.23. Fraser Nehri kumu tane dağılım eğrisi	72
Şekil 5.24. Model geometrisi	74
Şekil 5.25. C-CORE CT4 ivme-zaman grafiği	75
Şekil 5.26. Farklı doygunluk dereceleri için sayısal analiz sonucu elde edilen boşluk suyu basınçları ($t=12$ s).....	76
Şekil 5.27. Farklı doygunluk dereceleri için elde edilen R_u - zaman sonuçları	77
Şekil 5.28. P1 - deney ve sayısal analiz boşluk suyu basıncı-zaman karşılaştırmaları...	78
Şekil 5.29. P2 - deney ve sayısal analiz boşluk suyu basıncı-zaman karşılaştırmaları...	78
Şekil 5.30. P3 - deney ve sayısal analiz boşluk suyu basıncı-zaman karşılaştırmaları...	79
Şekil 5.31. P4 - deney ve sayısal analiz boşluk suyu basıncı-zaman karşılaştırmaları...	79
Şekil 5.32. P5 - deney ve sayısal analiz boşluk suyu basıncı-zaman karşılaştırmaları...	80

Şekil	Sayfa
Şekil 5.33. P6 - deney ve sayısal analiz boşluk suyu basıncı-zaman karşılaştırmaları...	80
Şekil 5.34. P7 - deney ve sayısal analiz boşluk suyu basıncı-zaman karşılaştırmaları...	81
Şekil 5.35. P8 - deney ve sayısal analiz boşluk suyu basıncı-zaman karşılaştırmaları...	81
Şekil 5.36. P9 - deney ve sayısal analiz boşluk suyu basıncı-zaman karşılaştırmaları...	82
Şekil 5.37. Farklı zamanlarda oluşan boşluk suyu basıncı miktarları.....	83
Şekil 5.38. P1 - deney ve sayısal analiz R_u -zaman karşılaştırmaları	85
Şekil 5.39. P2 - deney ve sayısal analiz R_u -zaman karşılaştırmaları	85
Şekil 5.40. P3 - deney ve sayısal analiz R_u -zaman karşılaştırmaları	86
Şekil 5.41. P4 - deney ve sayısal analiz R_u -zaman karşılaştırmaları	86
Şekil 5.42. P5 - deney ve sayısal analiz R_u -zaman karşılaştırmaları	87
Şekil 5.43. P6 - deney ve sayısal analiz R_u -zaman karşılaştırmaları	87
Şekil 5.44. P7 - deney ve sayısal analiz R_u -zaman karşılaştırmaları	88
Şekil 5.45. P8 - deney ve sayısal analiz R_u -zaman karşılaştırmaları	88
Şekil 5.46. P9 - deney ve sayısal analiz R_u -zaman karşılaştırmaları	89
Şekil 5.47. Sayısal analiz sonucunda kendi ağırlığı altında gerçekleşen oturmalar	90
Şekil 5.48. Sayısal analiz sonucunda dinamik yükleme sonrası gerçekleşen oturmalar	90
Şekil 5.49. L1 - deney ve sayısal analiz oturma-zaman karşılaştırmaları.....	91
Şekil 5.50. L2 - deney ve sayısal analiz oturma-zaman karşılaştırmaları.....	91
Şekil 5.51. Temiz kumda sıvılaşmaya karşı emniyet katsayısının (FSL) fonksiyonu olarak zemin yüzeyi oturması ve yanal deformasyonlar için kullanılan abak Ishihara ve Yoshimine (1992)'den revize edilmiştir).....	94
Şekil 5.52. Zemin modeli.....	97
Şekil 5.53. Analizler sonucu elde edilen boşluk suyu basıncı oranı değerleri (R_u)	98
Şekil 5.54. Analizler sonucu elde edilen oturma değerleri	99
Şekil 6.1. Çelik cürufu tane dağılımı eğrileri.....	102
Şekil 6.2. Çelik cürufu için kayma gerilmesi-yanal deformasyon grafiği	112
Şekil 6.3. Çelik Cürufu için kesme deneyi yenilme zarfları	112

Şekil	Sayfa
Şekil 6.4. Basınç deneyi sonuçları grafiği	114
Şekil 6.5. hs-Ps grafiği	114
Şekil 7.1. Model görünüşleri ve ölçüleri	117
Şekil 7.2. Modeldeki taş kolon görünüşleri ve A-A kesiti	118
Şekil 7.3. Sonuçların değerlendirildiği aralık ve noktalar	119
Şekil 7.4. Taş kolonsuz zemin için farklı deprem ivmelerine göre 4 m derinlikteki R_u karşılaştırmaları	120
Şekil 7.5. Taş kolonsuz zemin için farklı deprem ivmelerine göre 8 m derinlikteki R_u karşılaştırmaları	121
Şekil 7.6. Taş kolonsuz zemin için farklı deprem ivmelerine göre oturma karşılaştırmaları	121
Şekil 7.7. A-A kesiti toplam boşluk suyu basıncı değerleri (Pa) a) Kobe b)İzmit c) El Centro	123
Şekil 7.8. A-A kesiti toplam yer değiştirme değerleri (m) a) Kobe b)İzmit c) El Centro	123
Şekil 7.9. Taş kolonlu zemin için farklı deprem ivmelerine göre 4 m derinlikteki R_u karşılaştırmaları	124
Şekil 7.10. Taş kolonlu zemin için farklı deprem ivmelerine göre 8 m derinlikteki R_u karşılaştırmaları	124
Şekil 7.11. Taş kolonlu zemin için farklı deprem ivmelerine göre 11.7 m derinlikteki R_u karşılaştırmaları	125
Şekil 7.12. Taş kolonlu zemin için farklı deprem ivmelerine göre 13.3 m derinlikteki R_u karşılaştırmaları	125
Şekil 7.13. ... Taş kolonlu zemin için farklı deprem ivmelerine göre 15 m derinlikteki R_u karşılaştırmaları	126
Şekil 7.14. Taş kolonlu zemin için farklı deprem ivmelerine göre oturma karşılaştırmaları	126
Şekil 7.15. İzmit depremiyle yapılan analizler sonucu (a) Taş kolonsuz ve (b) Taş kolonlu modeller için farklı zamanlardaki boşluk suyu basıncı değerleri	127
Şekil 7.16. Farklı hidrolik iletkenlik değerleri için 4 m derinlikteki R_u karşılaştırmaları	128
Şekil 7.17. Farklı hidrolik iletkenlik değerleri için 8 m derinlikteki R_u karşılaştırmaları	129

Şekil	Sayfa
Şekil 7.18. Farklı hidrolik iletkenlik değerleri için oturma karşılaştırmaları	129
Şekil 7.19. Farklı D_r değerleri için 4 m derinlikteki R_u karşılaştırmaları (Taş Kolon)...	130
Şekil 7.20. Farklı D_r değerleri için 8 m derinlikteki R_u karşılaştırmaları	131
Şekil 7.21. Farklı D_r değerleri için oturma karşılaştırmaları (taş kolon)	131
Şekil 7.22. Çelik cüruf kolonlu zemin için farklı derinliklerdeki R_u değerleri.....	132
Şekil 7.23. Çelik cüruf kolonlu zemin için oturma değerleri.....	133
Şekil 7.24. Parametre 1,2,3 için 2 m derinliklerdeki R_u değerleri karşılaştırmaları	134
Şekil 7.25. Parametre 1,2,3 için 4 m derinliklerdeki R_u değerleri karşılaştırmaları	135
Şekil 7.26. Parametre 1,2,3 için 6 m derinliklerdeki R_u değerleri karşılaştırmaları	135
Şekil 7.27. Parametre 1,2,3 için 8 m derinliklerdeki R_u değerleri karşılaştırmaları	136
Şekil 7.28. Parametre 1,2,3 için oturma değeri karşılaştırmaları	136
Şekil 7.29. Taş kolonsuz, taş kolonlu ve çelik cüruf kolonlu zemin için 4 m derinlikteki R_u karşılaştırmaları	137
Şekil 7.30. Taş kolonsuz, taş kolonlu ve çelik cüruf kolonlu zemin için 8 m derinlikteki R_u karşılaştırmaları	138
Şekil 7.31. Taş kolonsuz, taş kolonlu ve çelik cüruf kolonlu zemin için oturma karşılaştırmaları	138
Şekil 7.32. Çelik cüruf kolonlu analizler için farklı derinliklerdeki R_u değerleri ($d=1.1$ m, $s=1.8$ m).....	139
Şekil 7.33. Çelik cüruf kolonlu analizler için farklı derinliklerdeki R_u değerleri ($d=1.2$ m, $s=2$ m).....	140
Şekil 7.34. Çelik cüruf kolonlu analizler için farklı derinliklerdeki R_u değerleri ($d=1$ m, $s=1,68$ m).....	141
Şekil 7.35. Çelik cüruf kolonlu analizler için farklı derinliklerdeki R_u değerleri (2 kat permeabilite değeri)	142
Şekil 7.36. Farklı tasarımlardaki çelik cüruf kolonlu ve taş kolonlu analizler için oturma miktarları karşılaştırmaları	142
Şekil 7.37. Alan oranları (ac) 0,20, 0,48 ve 0,55 için kolon dizilimleri	143
Şekil 7.38. Taş kolonlu analizler için farklı derinliklerdeki R_u değerleri ($ac=0,48$).....	144

Şekil	Sayfa
Şekil 7.39. Çelik cüruf kolonlu analizler için farklı derinliklerdeki R_u değerleri ($ac=0,48$).....	144
Şekil 7.40. Taş kolonlu analizler için farklı derinliklerdeki R_u değerleri ($ac=0,55$)	145
Şekil 7.41. Çelik cüruf kolonlu analizler için farklı derinliklerdeki R_u değerleri ($ac=0,55$).....	145
Şekil 7.42. Çelik cüruf kolonlu ve taş kolonlu analizler için $ac=0,48$ ve $ac=0,55$ için oturma miktarları karşılaştırmaları	146
Şekil 7.43. Taş kolonlu analizler için bina yükü olmayan durum için R_u değerleri ($ac=0,55$).....	147
Şekil 7.44. Çelik cüruf kolonlu analizler için bina yükü olmayan durum için R_u değerleri ($ac=0,55$).....	147
Şekil 7.45. Taş kolonlu analizler için bina yükünün 25 kN/m^2 olduğu durum için R_u değerleri ($ac=0,55$).....	148
Şekil 7.46. Çelik cüruf kolonlu analizler için bina yükünün 25 kN/m^2 olduğu durum için R_u değerleri ($ac=0,55$)	148
Şekil 7.47. Taş kolonlu analizler için bina yükünün 50 kN/m^2 olduğu durum için R_u değerleri ($ac=0,55$).....	149
Şekil 7.48. Çelik cüruf kolonlu analizler için bina yükünün 50 kN/m^2 olduğu durum için R_u değerleri ($ac=0,55$)	149
Şekil 7.49. Taş kolonlu analizler için bina yükünün 100 kN/m^2 olduğu durum için R_u değerleri ($ac=0,55$).....	150
Şekil 7.50. Çelik cüruf kolonlu analizler için bina yükünün 100 kN/m^2 olduğu durum için R_u değerleri ($ac=0,55$).....	150
Şekil 7.51. Çelik cüruf kolonlu ve taş kolonlu analizler için farklı bina yükleri için oturma miktarları karşılaştırmaları ($ac=0,55$).....	151

RESİMLERİN LİSTESİ

Resim	Sayfa
Resim 4.1. Karabük demir ve çelik fabrikaları (KARDEMİR)	33
Resim 6.1. Sabit düzeyli geçirimsizlik deneyinin yapılışı	107
Resim 6.2. Büyük ölçekli kesme deneyi için ölçülerin alınması ve deney numunesinin hazırlanması.....	110
Resim 6.3. Büyük ölçekli kesme deneyinin yapılması	111
Resim 6.4. Basınç deneyinin yapılışı.....	113

SİMGELER VE KISALTMALAR

Bu çalışmada kullanılmış simgeler ve kısaltmalar, açıklamaları ile birlikte aşağıda sunulmuştur.

Simgeler	Açıklamalar
e	Boşluk oranı
s	Taş kolonlar arası mesafe
D_e	Eşdeğer dairenin etkili çapı
a_c	Kolon alan oranı
a_s	Zemin alan oranı
A_c	Taş kolon alanı
A_s	Zemin alanı
R_u	Boşluk suyu basıncı oranı
$\emptyset_c$	Kritik içsel sürtünme açısı
h_s	Granüle malzeme rijitliği
R_u	Boşluk suyu basıncı oranı
n	Tane basınç değişimi için üstel parametre
e_{d0}	Sıfır basınç altındaki minimum boşluk oranı
e_{i0}	Sıfır basınç altındaki maksimum boşluk oranı
e_{c0}	Sıfır basınç altındaki kritik limit boşluk oranı
e_p	Oranlı bir basınç altındaki boşluk oranı
e_{p0}	Sıfır basınç altındaki boşluk oranı
α	Genleşme parametresi
β	Yoğunluk-rijitlik ilişkisini kontrol eden parametre
R	Elastik oranın açısı
m_R	180°'lik birim deformasyon yön değişimi parametresi
m_T	Rijitlik artışı parametresi
β_r	Taneler arası birim deformasyon gelişimi parametresi
χ	Rijitlik azalmasını kontrol eden parametre
D_{10}	Zemin örneğinin %10'unun elek altına geçtiği tane çapı
D_{50}	Zemin örneğinin %50'sinin elek altına geçtiği tane çapı

Kısaltmalar**Açıklamalar**

ASTM	American Society for Testing and Materials
APDL	Advertising Permit and Developer's License
BOF	Bazık oksijen fırını
C-CORE	Centre for Cold Ocean Resources Engineering
CT	Centrifuge Test
ÇCK	Çelik cüruf kolon
EAF	Elektrik ark fırını
FHWA	Federal Highway Administration
FSL	The factor of safety against liquefaction
ICE	Institution of Civil Engineers
LRI	Liquefaction Remediation Initiative
MUN	Memorial University of Newfoundland
NSREC	Natural Sciences and Engineering Research Council
SEM	Sonlu elemanlar metodu
SKR	Sakarya
SPT	Standart penetrasyon deneyi
TK	Taş kolon
TMMOB	Türk Mühendis ve Mimar Odaları Birliği
UBC	University of British Columbia
YASS	Yeraltı su seviyesi
YF	Yüksek fırın

1. GİRİŞ

Suya doymun kumlu zeminlerde dinamik yükler altında oluşan boşluk suyu basıncı artışları ile efektif gerilmeler düşmekte bunun sonucu olarak zemin taşıma gücü azalmakta veya tamamen sıfıra yakın değerlere inmektedir. Bu olay sıvılaşma olarak adlandırılmaktadır. Yapıların tasarımı aşamasında zeminlerin sıvılaşma potansiyelinin bilinmesi ve buna göre gerekli önlemlerin alınması gerekmektedir.

Günümüze kadar meydana gelmiş olan birçok depremin sebep olduğu sıvılaşma kaynaklı zemin hareketleri, kohezyonsuz zeminlerde ciddi hasarlara neden olmuştur. Özellikle doymuş kumlu zeminlerde meydana gelen sıvılaşmalar her zaman büyük zararlara yol açmışlardır. Sıvılaşma, doymun bir kum zemin kütlelerinin kayma direncinin büyük bir yüzdesini kaybettiği ve zeminin kayma direncini kaybetmesi sebebiyle sıvıya benzer şekilde aktığı bir yenilme olayıdır. Yani zeminde meydana gelen deprem gibi tekrarlı hareketler sebebiyle suya doymun kohezyonsuz bir zeminin aşamalı olarak yumuşaması ve ardından yenilmesidir. Bu durumlarda zemin hareketleri bir metreyi aşabilmekte ve zemin üzerinde inşa edilmiş olan yapılarda ciddi hasarlara ve pek çok zaman da yıkımlara sebep olmaktadır. Depremlerde, en fazla sıvılaşma tehlikesi taşıyan zeminlerin, gevşek nehir kumları, delta çöktilleri ve yeraltı su seviyesinin altında oluşturulan dolgular olduğu görülmüştür.

Sıvılaşma ve bundan kaynaklı meydana gelebilecek zararları en aza indirmek için zeminlerin olumsuz koşullarının doğru bir şekilde tespit edilmesi ve bu doğrultuda önlemler alınması gerekmektedir. Zeminlerin özellikle deprem gibi durumlarda nasıl davranacağını tespit edebilmek ve dinamik davranışlarını incelemek için kullanılan en etkili deneysel yöntemlerden biri santrifüj deneyidir. Santrifüj deneyinde zemin bir kutu içerisine hapsedilerek dinamik etkilere maruz bırakılır ve zemin içerisine yerleştirilen yardımcı elemanlar yardımıyla zeminin istenilen noktalarında istenilen zamandaki veriler gözlemlenebilir. Deneysel olarak elde edilen bu veriler bize zeminin gerçek bir dinamik etkiye maruz kaldığında nasıl tepki vereceğini ve bu etkilerin yıkıcı olmaması için alınabilecek önlemlerin neler olması gerektiği konusunda karar vermemizde yardımcı olur.

Santrifüj deneyleri hem zaman alıcı ve pahalıdır hem de her yapıya uygulanması zordur. Bu nedenle çoğu kez tasarımı yapılan bir yapı ya da sistem modeli oluşturmak ve gerekli deney

şartlarını yerine getirmek mümkün olmayabilir. Eğer mümkün olsa da buradan elde edilen sonuçları doğrulamak için başka yöntemlere de ihtiyaç duyulabilir. Son zamanlarda gelişen bilgisayar teknolojileri, yapılacak hesapların sayısal yöntemlerle yapılabileceğini göstermiş ve mevcut çoğu yöntemin etkili bir şekilde gelişmesini sağlamıştır. Sonlu Elemanlar Metodu (SEM) günümüzde en sık kullanılan yöntemlerden biridir. Bu yöntem ile iyi bir modelleme yaparak gerçek değerlere yakın sonuçlar elde etmek mümkün olmaktadır [1].

Yaklaşık 75 yıldır İnşaat Mühendisliği'nde kullanılan SEM, zemin iyileştirme yöntemlerinin nümerik olarak modellenmesinde de gittikçe önem kazanmaktadır. Bu yöntemde zemin davranışı ileri düzey zemin modelleri kullanılarak modellenebilmekte ve zeminde oluşan deformasyon ve gerilme dağılımları daha gerçekçi olarak belirlenebilmektedir. Yapılan modellemelerin ne kadar gerçekçi olduğunun görülebilmesi ve kullanılan nümerik yöntemin güvenilirliğinin anlaşılması için, yapılmış olan bir deneyin modellenerek analizlerde elde edilen sonuçların laboratuvar sonuçlarıyla karşılaştırılması başvurulan en yaygın yöntemdir. Böylelikle doğrulanmış sayısal model ve yöntemlerle farklı sınır koşullarında farklı zemin modelleri için çalışmalar yapılabilir.

Zeminlerdeki olumsuz koşullar tespit edildikten sonra yapılması gereken, bu olumsuz koşulları iyileştirmek için gereken en etkili yöntemin hangisi olacağına karar vermek ve bu doğrultuda önlemler almak olacaktır. Bu yöntemlerden en yaygın olanları genel anlamda zeminin yoğunluğunun artırılması ve/veya hareket halinde zeminde meydana gelen ani boşluk suyu basıncının drenaj yoluyla düşürülmesi yöntemleridir. Zemin iyileştirme işlemleri pahalı ve zor süreçlerdir ve dünyada bu yöntemlerin en etkili şekilde kullanılması için pek çok araştırmalar yapılmaktadır. Sıvılaşmaya müsait zeminlerde kullanılan iyileştirme yöntemlerinden biri taş kolon uygulamalarıdır. Taş kolon uygulamalarıyla, uygulama yöntemine bağlı olarak, zeminlerde yoğunluk artışı, taş kolon çevresindeki zeminlerde efektif gerilme artışı, kesme dayanımı artışı ve drenaj artışı sağlanmaktadır.

Taş kolon uygulamasında, iyileştirme yapılacak zeminde oluşturulan boşluklara seçilmiş granüler malzemeler doldurularak sıkıştırılmaktadır. Zeminde, sıkıştırılarak oluşturulan bu taş kolonların yapım tekniğine ve uygulamanın yapıldığı zemin cinsine göre, belli miktarlarda sıkışmalar da gerçekleşebilmektedir. Sonuç olarak doğal zeminle uygulama yapılan noktalarda oluşturulan rijit kolonlardan meydana gelen bir kompozit zemin kütlesi oluşturulmakta ve iyileştirme bu şekilde sağlanmaktadır.

Taş kolon imalatlarında genellikle temiz taş malzemeler kullanılmaktadır. Ancak sahada temin edilebilecek farklı malzemelere göre de tasarımlar yapılabilir. Bu çalışmada taş kolon imalatında doğal veya kırma taş yerine çelik cürufu kullanılmaktadır. Böylece çelik cürufunun şimdiye kadarki kullanımları dışında yeni bir kullanım alanı açarak endüstriyel atıkların geri dönüşümde kullanılmasına katkı sunulması hedeflenmektedir. Çelik cürufu, çeşitli metalürji tesislerinden elde edilen atık madde gruplarından biridir. Çelik fabrikaları yan ürünlerinden olan çelik cürufu, çelik üretim işleminde, ergimiş demirin içindeki istenmeyen elementlerden arındırılması aşamasında elde edilmektedir.

Dünyada cürufların değerlendirilmesi amacıyla yapılan birçok bilimsel araştırma mevcuttur. Bu araştırmalara göre cüruflar; inşaat sektöründe demiryolu balastı, beton agregası, çimento sanayi, briket ve tuğla yapımı, cüruf yünü, prefabrik eleman ve blok yapımı, dolgu malzemesi, yol temel ve alt temel malzemesi olarak geniş bir alanda kullanılabilir. Gelişmiş ülkelerde bu kullanım yaklaşık %100 seviyesindeyken diğer ülkelerde kullanım çok azdır ve malzeme stok sahalarında istiflenerek ciddi bir çevre sorunu oluşturmaktadır. Bu nedenle çelik cürufunun kullanım oranının artırılması, çelik şirketlerinin sürdürülebilir kalkınmayı gerçekleştirmesi için zorunlu bir yöntemdir.

Bu çalışma sayısal analiz yöntemi kullanılarak yürütülmüştür. Sayısal analiz için ANSYS [2] sonlu elemanlar programı kullanılmıştır. ANSYS, birçok farklı problemin simülasyonu için uygun olan elemanlara sahip geniş kapsamlı bir programdır. Bu program ara yüz aracılığı ile kullanıcıya eleman kütüphanesine probleme uygun eleman ekleme ve ek malzeme modelini uygulama olanaklarını sağlamaktadır.

Sonlu elemanlar yönteminde yapılan hesapların doğruluğu ve hassasiyeti, başka faktörlerin yanı sıra, kullanılan zemin bünye modeline de bağlıdır. Hâlihazırda kullanılmakta olan Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Pekleşen Zemin Modeli (Hardening Soil Model) gibi pek çok bünye modelleri vardır. Fakat bu modeller özellikle dinamik yüklemeler sırasında zemin davranışını tam olarak yansıtamamaktadırlar. Bunun nedeni zeminin yükleme esnasında değişen sıkışma, gevşeme, rijitlik gibi özelliklerinin hesaba katılmasında yetersiz kalmalarıdır. Bünye modellerinden Mohr-Columb modeli, zemin davranışını basitçe anlamak için kullanılan elastik-mükemmel plastik bir modeldir. Model geri dönüşümlü elastik ve geri dönüşümsüz (kalıcı) plastik olmak üzere iki bölümden oluşmaktadır. Bu model zeminin yenilme davranışını iyi bir şekilde ifade edebilse de zemin davranışını tam

olarak yansıtmakta yetersiz kalmaktadır. Çünkü bu modelde zemindeki sıkılaşma ve gevşeme özellikleri göz ardı edilmekte ve plastik kısma kadar zeminde herhangi bir değişim olmadığı varsayılmaktadır. Bu model gibi diğer modellerin de zemin davranışını yansıtmada bazı eksiklikleri bulunmakta ve zamanla değişen zemin özelliklerini yansıtamamaktadırlar.

Kolymbas [3] tarafından 1985 yılında geliştirilen ve son yıllarda kullanımı giderek yaygınlaşan hipoplastik bünye modelinin kohezyonsuz zeminlerin davranışını yansıtmadaki başarısı pek çok araştırmacı tarafından kanıtlanmıştır. Bu çalışmada kullanılan ve daha sonraki bölümlerde detayları anlatılmış olan bu model elastik ve plastik deformasyonlar arasında bir ayrım yapmamaktadır. Hipoplastik model, özellikle kohezyonsuz zeminlerin dinamik yükleme altındaki davranışlarının analizi için çok uygundur. Çalışma kapsamında, sonlu elemanlar analizlerinde suya doygun zeminde tekrarlı yükleme altında oluşabilecek boşluk suyu basınç birikimleri için geliştirilmiş ve hipoplastik bünye modeli ile ANSYS programına eklenmiş olan, üç boyutlu sonlu eleman (u20p8) kullanılmıştır. Geliştirilen bu eleman için iki fazlı model temel alınmıştır [1].

Bu çalışmada suya doygun gevşek kumlu zeminlerde dinamik yükleme sonucunda oluşan sıvılaşma davranışının önlenmesi için uygulanan taş kolonların etkisi incelenmiştir. Taş kolonlarla ilgili yapılan çalışmalardan farklı olarak, doğada atıl vaziyette bulunan çelik cürufu malzemesinin taş kolonlarda kullanılmasının uygunluğu araştırılmıştır. Böylece atık malzemelerin geri dönüşümü için yeni bir alan açılmasına katkı sunulması amaçlanmıştır. Çalışmada kullanılan ANSYS sonlu elemanlar programına tanımlanmamış olan hipoplastik bünye modelinin kullanımının mümkün kılınabilmesi için u20p8 elemanından faydalanılmıştır. İki fazlı üç boyutlu olan eleman, ANSYS programına tanımlanarak suya doygun gevşek kumlu zeminler için yapılan analizler yüksek derece doğrulukta gerçekleştirilmiştir.

Yukarıda kısaca içeriğinden bahsedilen tez çalışması 8 bölümden oluşmaktadır. Giriş kısmında, sıvılaşma hakkında kısaca bilgiler verilmiş, sıvılaşmaya müsait zeminlerin tespit edilme yöntemlerinden biri olan santrifüj deneyi anlatılarak bu tez çalışmasının ana konuları olan taş kolonlar ve çelik cürufu hakkında bilgiler sunulmuştur. Sayısal analizlerde kullanılmış olan programla ilgili gerekli açıklamalar yapılarak malzeme modeli kısaca anlatılmıştır.

Bölüm 2’de, “Yapılmış Olan Çalışmalar” başlığı altında, literatür çalışmalarına yer verilmiştir. Çelik cürufu ve taş kolonların sıvılaşmaya karşı kullanımı ile hipoplastik modelle yapılmış olan çalışmaların bazıları bu bölümde anlatılarak bu konular hakkında yapılan araştırma sonuçları anlatılmıştır.

Bölüm 3’de, zemin iyileştirme yöntemleriyle alakalı genel bilgiler verilmiş olup bu çalışmada zemin iyileştirme yöntemi olarak kullanılacak olan taş kolonlar detaylı olarak incelenmiştir.

Bölüm 4’de, demir-çelik sektörünün öneminden bahsedilerek üretim sonrasında atık olarak doğaya bırakılan çelik cürufu hakkında bilgiler sunulmuştur.

Bölüm 5’te model ve yöntemler anlatılmıştır. Burland [4] üçgeni kısaca anlatıldıktan sonra zemin sıvılaşması, iki fazlı model, hipoplastik bünye modeli ve parametrelerinin belirlenme yöntemi, Kozeny-Carman [5,6] eşitliği, dinamik analizlerde sonsuz elemanlar için sınır koşulları ve dekonvolüsyon işlemi detaylı bir şekilde anlatılmıştır. Kullanılan model ve yöntemlerin kullanımının doğru bir şekilde yapıldığının kanıtlanması için literatürde sık sık başvurulmuş bir santrifüj testinin sonlu elemanlar yöntemiyle doğrulaması yapılmıştır. Ayrıca literatürde bulunan hesaplama yöntemiyle sıvılaşma ve oturma hesapları yapılan bir modelin sayısal analiz sonuçlarıyla karşılaştırması yapılmıştır. Elde edilen doğrulama sonuçlarıyla kullanılan model ve yöntemlerin geçerlilikleri kanıtlanmıştır.

Bölüm 6’da çelik cürufu malzeme parametrelerinden bahsedilmiştir. Mekanik, fiziksel ve hipoplastik parametrelerin bulunması için laboratuvar deneyleri yapılarak gerekli hesaplamalar yapılmış ve tüm parametreler tespit edilmiştir.

Bölüm 7’de ise dinamik analizler yapılmıştır. Önceki bölümlerde gerekli açıklamaları yapılan tüm bilgiler kullanılarak suya doygun kumlarda önce standart taş kolonların performans analizleri ve bazı parametrik çalışmaları yapılmıştır. Daha sonra aynı şartlar altında çelik cürufu kolonlar için analizler yapılmış ve çelik cürufuyla yapılan zemin iyileştirmelerde en uygun tasarımların bulunması amacıyla birçok farklı sayısal analizler yapılmıştır.

Bölüm 8 sonuç ve öneriler kısmıdır. Bu bölümde çalışma kapsamında yapılan tüm araştırmalar ve sayısal analizler değerlendirilerek elde edilen sonuçlar özetlenmiş ve bazı önerilerde bulunulmuştur.

2. YAPILMIŞ OLAN ÇALIŞMALAR

Bu bölümde dinamik yüklemeler altında suya doymun gevşek kumlu zeminlerde meydana gelen sıvılaşma olayı, zemin iyileştirme yöntemlerinden taş kolonlar ve çelik cüruflar hakkında yapılan bazı çalışmalar sunulmuştur.

Sıvılaşmanın meydana gelebileceği koşulları göstermeye yönelik ilk girişimlerden birinin, 1936'da Casagrande [7] tarafından önerilen kritik boşluk oranı tanımı olduğu söylenebilir. Drenajın serbest olduğu koşullar altında, yani hacim değişikliğinin gerçekleşebildiği şartlarda, kesme gerilmesi uygulanması durumunda sıkı kumlar gevşeme eğilimi gösterirken gevşek kumlar ise sıkışma yani hacim olarak azalma eğilimindedirler ve genişlerler. Casagrande, devam eden kesme kuvveti karşısında gerilmede hiçbir değişikliğin gerçekleşmediği nihai boşluk oranını kritik boşluk oranı olarak adlandırmıştır [8].

Bu teoriyle kritik değerin üzerinde bir boşluk oranına sahip kumlara drenajsız koşullar altında kesme kuvveti uygulandığında, sıvılaşma üretecek kadar büyüklükte pozitif boşluk suyu basınçlarının gelişebileceği ve efektif basıncın sıfıra veya sıfırın altına düşmesi durumunda sıvılaşma oluşacağı açıklanmıştır. Kritik boşluk oranının altında bir başlangıç boşluk oranına sahip kumlarda ise negatif boşluk suyu basınçları ve bunun sonucunda da efektif gerilmede bir artış oluşacağı açıklanmıştır [7].

Seed ve Lee [9], doymun kumların sıvılaşmasını, konsolidasyonlu drenajsız (CU) dinamik üç eksenli deneylerle incelemişlerdir. Test sonuçları, doymun kumların sıvılaşma tehlikesinin aşağıdaki faktörler tarafından belirlendiğini göstermiştir:

- Boşluk oranı ne kadar yüksekse sıvılaşma o kadar kolay gerçekleşecektir.
- Yanal basınç ne kadar düşükse, sıvılaşma o kadar kolay gerçekleşecektir

Seed ve Lee, büyük titreşim masası deneylerinden ve son deprem sırasında sıvılaşma gözlemlerinden elde edilen verilerin, çalışma kapsamında yapılmış olan dinamik üç eksenli deneylerden elde edilen sonuçları desteklediği sonucuna varmışlardır [4].

Sharp vd. [10] Nevada kumunun sıvılaşması ve deprem kaynaklı yanal yayılmasının tespiti için eğimli bir kutu kullanarak 6 adet santrifüj testi gerçekleştirmiştir. Santrifüj testleri, %45, %65 ve %75 rölatif sıklılıklardaki %2 eğimli, 10 m kalınlığında doymuş homojen kum

tabakasının analizi için gerçekleştirilmiştir. Modelin üstü suyla doldurulmuştur. Yapılan çalışma sonucunda, homojen bir kum tabakasının sıvılaşma tepkisinin belirlenmesinde sıklığın ve geçirgenliğin önemli bir rol oynadığı sonucu elde edilmiştir. Bu iki özelliğin artmasıyla sıvılaşmanın görüldüğü kum tabakasının kalınlığının, yanal yer değiştirmelerin ve oturmaların azaldığı görülmüştür.

Scott vd. [11], VELACS [12] projesi kapsamında yapılan 3 numaralı santrifüj modelini incelemiştir. Bu modelde rölatif sıklıkları %40 olan gevşek ve %70 olan sıkı kum tabakaları aynı kutu içerisinde teste tabi tutulmuşlardır. Modelde suya doygun Nevada kumu kullanılmıştır. Prototip yüksekliği 11 m, genişliği ise sıkı ve gevşek kum tabakalarının her biri için 8,90 m'den toplam 17,80 m olacak şekilde hazırlanmıştır. Santrifüj testi sonucunda elde edilen boşluk suyu basınçlarının gevşek ve sıkı kumda birbirine benzer olarak gerçekleştiği görülmüştür. Deney sonucu oturmalar yönünden incelendiğinde beklenenin aksine sıkı kumda gevşek kuma nazaran daha fazla oturma olduğu gözlenmiştir. Gevşek kumda 17,5 cm olarak gerçekleşen oturmaya karşılık sıkı kumda oluşan 25 cm'lik oturmanın sebebinin sıvılaşma sonucunda sıkı kumdan gevşek kuma doğru bir hareketlenme olduğu şeklinde yorumlanmıştır [13].

Güçlü yer hareketleri sırasında gevşek kohezyonsuz zeminlerde ani ve yüksek hareketlerden dolayı drenaj oluşamaması sonucu yüksek boşluk suyu basıncı oluşumu ve efektif gerilmelerdeki düşüş sıvılaşmaya sebep olmaktadır [14]. Araştırmacılar tarafından sıvılaşmanın meydana gelmesinin engellenmesi veya zarar verici etkilerinin sınırlandırılması için bazı yöntemler önerilmektedir. Bunlar içinde en etkili yöntemlerin zeminin daha sıkı hale getirilmesi için gerekli iyileştirme yöntemlerine başvurulması ve/veya boşluk suyu basıncını daha hızlı sönmüleyebilecek drenaj yollarının oluşturulması olduğu değerlendirilmektedir [15]. Derin vibratörler yardımıyla zeminin sıkılaştırılması iri taneli zeminler için etkili bir yöntemdir fakat tane büyüklüklerinin küçük olması durumunda çok fazla etkili olmamaktadır. Bu durumlarda en etkili yöntem zemin içerisine drenajı hızlandıracak taş kolonların yerleştirilmesidir. Taş kolon yönteminde, daha önce de bahsedildiği gibi, uygulamanın yapılacağı zeminin içerisinde oluşturulan boşluklara, problemin çözümüne uygun olarak seçilmiş olan granüler malzemelerin doldurulmasıyla zemin içerisinde sağlam kolon elemanları oluşturulmaktadır. Bu yöntemle kompozit bir zemin kütlesi oluşturulmakta ve sıvılaşmayı önlemek için zeminde kayda değer bir iyileşme sağlanmaktadır.

Rijit kolonlardaki geçirgenliğin uygulanan zeminden daha fazla olması sebebiyle zeminle kolon arasında basınç farklılıkları oluşmakta, bu basınç farklılıkları zeminden kolonlara doğru su akımı oluşturmakta, bu da zeminde basınç azalmasına sebep olmaktadır. Zeminlerde geçirgenlik düşey doğrultuda, yatay doğrultuya göre daha fazla olduğu için taş kolonların varlığı hem drenaj yolunu kısaltmakta hem de drenaj yönünü daha etkili olan düşey yöne çevirmektedir [16]. Ayrıca taş kolon imalatı zeminde sıvılaşmayı önleyici bir sıkışma meydana getirmektedir. Taş kolon elemanlarının zemine göre daha sert malzemelerden oluşması sebebiyle dinamik yüklemeler kolon elemanlarına daha fazla etkimekte ve zeminlerde daha az gerilme oluşumuna sebebiyet vermektedirler [17].

Taş kolon imalatlarının bu bahsedilen şekillerde ve daha farklı pek çok etkileri olduğu bilinmesine rağmen taş kolon imalatı sonrası oluşan kompozit yapının durumunun tam olarak tespiti mümkün görünmemektedir. Çünkü imalat esnasında taş kolon ve zeminin birleştiği sınırlarda zeminle taş birbirine karışmakta ve tamamen farklı bir malzeme oluşmaktadır. Gerçekte bu karışımın geçirgenliği, uygulanan kolonların etkili geçirgenliği olarak göz önüne alınmalıdır. Bu yüzden taş kolonların uygulamadaki geçirgenliğinin tam olarak tespiti mümkün görünmemektedir [18].

Taş kolon imalatı esnasında derin vibratörler kullanılarak kolon çevresindeki zemin de sıkıştırılmaktadır. Bu sıkışma miktarı zeminin ve kullanılan vibratörün özelliklerine bağlı olarak değişmekte ve kolondan uzaklaştıkça azalmaktadır. Bu sıkışma durumu aynı zamanda zeminin geçirgenliğini de değiştirmekte ve boşluk suyu basıncının daha yavaş bir şekilde sönümlenmesine sebep olmaktadır [19].

Taş kolon uygulaması zeminin gerilme durumunu da değiştirmektedir. Uygulama sonrasında yatay gerilmelerin düşey gerilmelere göre 1,5 kat arttığı görülmektedir [20]. Bu gibi sebeplerden dolayı hem nümerik analizlerde hem de model deneylerde taş kolon imalatının uygulama yönteminin göz önünde bulundurulması gerekmektedir [21]. Taş kolonlar hakkında yapılan araştırmalar bu konularda bir miktar sınırlı kalmıştır.

Nümerik modellerde taş kolon uygulamasının yansıtılması, uygulama esnasında zeminde meydana gelen sıkışmalar ve gerilme değişimlerinin hesaplanması, taş kolon çevresindeki geçirgenlik değişimleri gibi özelliklerin göz önüne alınması mümkün görünmemektedir. Model deneyler de aynı şekilde kolon zemin etkileşimi konusunda, özellikle taban

kısımlarında, yetersiz kalmakta, gerilmeler ve drenaj yollarının deneye yansıtılması çok gerçekçi olamamaktadır [19]. Fakat tüm bu olumsuzluklara rağmen son zamanlarda taş kolonların sıvılaşmayı önleyici etkisi üzerinde çeşitli araştırmalar yapılmıştır.

Bu çalışmada suya doymuş gevşek kumlu zeminlerde taş kolon uygulamalarının etkisi araştırılmıştır. Daha önce de bahsedildiği gibi geleneksel yöntemlerin dışında, granüler malzeme olarak çelik cürufu kullanıldığı takdirde elde edilecek sonuçlar taş malzeme kullanıldığı zaman elde edilecek sonuçlarla karşılaştırılarak atık bir malzeme olan çelik cürufunun faydalı bir şekilde kullanılarak doğadan uzaklaştırılmasına katkı sunulmuştur. Taş kolonların sıvılaşma önleyici olarak drenaj etkisi ve oturmaların azaltılmasındaki rijitlik etkisi ön plana çıkmaktadır. Bu yüzden daha çok literatürde bu özellikler üzerine yapılan çalışmalar incelenmiştir.

Meshkinghalam vd. [22] taş kolonların sıvılaşma potansiyelini azaltmada kullanılması konusunda bir çalışma yapmışlardır. Çalışmada VELACS projesi kapsamında yapılan bir santrifüj deneyi ile doğrulama çalışması yapılmıştır. Sayısal analizlerde FLAC3D programı kullanılmıştır. Çalışmada taş kolonların merkezden merkeze 2,5-3,5 m mesafelerle grup olarak uygulanması durumunda kolonlarda burkulma oluşmasının önlenmesi ve oturmalarda azalmalar gözlemlendiği sonucuna varılmıştır. Çalışmada, taş kolonların drenaj performansının daha çok yüzeyden 3-3,5 m derinlikte ve taş kolon merkezinden 2,5 m kadar bir uzaklığa kadar etkili olduğu görülmüştür.

Adalier vd. [23] taş kolonların tasarımlarına bağlı olarak olası sıvılaşma azaltma mekanizmalarını doğrulamak ve ölçmek amacıyla, dört ayrı model testinden oluşan bir santrifüj test programı yürütmüşlerdir. Bunun için doymuş durumdaki silt malzeme içerisine Nevada kumu kullanılarak oluşturulmuş kum kolonlu ve kum kolonsuz dört adet santrifüj deneyi yapmışlardır. İlk test 7,8 m kalınlığında (prototip ölçeği), doymuş saf silt tabakasının tepkisini araştırmak için yapılmıştır. Bu modelde düşey sabit yük uygulanmamıştır ve on ikinci tekrarlı yüklemede sıvılaşma oluştuğu ve bu nedenle kesme dayanımının tamamen yok olduğu görülmüştür. Sıvılaşmanın etkilerinin yüzeyden aşağıya doğru ilerlediği ve sonunda tüm silt tabakasını etkilediği görülmüştür. Bu test sonunda toplam oturma 10 cm olarak gerçekleşmiştir. Sabit yük uygulanmayan ikinci test laminar konteynere düşeyde toplam 45 adet 1,27 m çapında, merkezden merkeze 2,5 m aralıklarla yerleştirilmiş olan %20 alan değiştirme oranına sahip model üzerinde gerçekleştirilmiştir. Bu modelde silt kısmında

birkaç noktada yirminci tekrarlı yükleme sonucunda sıvılaşma oluşmasına rağmen birinci modelden farklı olarak alt tabakalarda ve taş kolonların içerisinde sıvılaşmanın oluşmadığı görülmüştür. Bu modelde oturma miktarının ilk modele göre %30 azaldığı ve 7 cm olarak gerçekleştiği görülmüştür. Üçüncü testte, 10 m kalınlığındaki doymuş silt tabakasına 10-15 katlı betonarme bir binanın ilettiği basınca karşılık gelecek şekilde 144 kPa'lık bir ortalama yük uygulanmıştır. Testte en yüksek ivmeler 0,08g ve 0,18g olacak şekilde 2 farklı tekrarlı yükleme uygulanmıştır. Her iki yüklemede boşluk suyu basıncı değerlerinin ilk 2 modele göre daha düşük çıktığı ve sıvılaşma oluşmadığı gözlenmiştir. Bu durum suya doymun kumlu zeminlerde bina yükünün sıvılaşmaya karşı olumlu etkisinin olduğu şeklinde yorumlanmıştır. Bu modeldeki 0,08g'lik ilk testte oturma miktarı 17 cm olarak, 0,18g'lik ikinci testte ise 47 cm olarak gerçekleşmiştir. Dördüncü testte, Model 3'teki zemin sistemi 36 adet 1,6 m çapında merkezden merkeze uzaklıkları 2,55 m olan %30'luk alan oranına sahip taş kolonlarla iyileştirilerek oluşturulmuştur. Bu modelle de bir önceki modelde olduğu gibi 2 farklı tekrarlı yükleme yapılmış ve boşluk suyu basınçları üçüncü modele göre oldukça çabuk dağılmıştır. Toplam oturmalarda da her iki durum için ortalama %50 civarında azalma olduğu gözlenmiştir. Dördüncü testte ilk tekrarlı yükleme için oturmalar 7 cm, ikinci tekrarlı yükleme için oturmalar 23 cm olarak gerçekleşmiştir. Bu çalışma sonucunda elde edilen sonuçlar Çizelge 2.1'de özetlenerek verilmiştir.

Çizelge 2.1. Santrifüj deneyi sonuçları [23]

İyileştirme Durumu	Kolon Çapı (cm)	Kolonlar Arası Mesafe (cm)	Alan Oranı (a_c)	Tekrarlı Yükleme (a_{maks})	Bina Yüklemesi (kPa)	Oturma Miktarı (cm)	Zemin Sıvılaşması
Yok	0	0	0,00	0,30g	0	10	Var
Taş Kolon	127	250	0,20	0,30g	0	7	Var
Yok	0	0	0	0,08g	147	17	Yok
Taş Kolon	160	255	0,30	0,08g	147	7	Yok
Yok	0	0	0	0,18g	147	47	Yok
Taş Kolon	160	255	0,30	0,18g	147	23	Yok

Hleibieh ve Herle [24] yapmış oldukları çalışmada suya doymun granüler zeminlerin deprem performansını tespit edebilmek için hipoplastik malzeme modeli kullanarak 3 adet santrifüj testinin Tochnog Professional [25] sonlu elemanlar programıyla doğrulama çalışmasını yapmışlardır. Yapmış oldukları çalışma sonucunda hipoplastik model kullanılarak yapılmış

olan hesaplamaların deney sonuçlarıyla tam bir uyum içinde olduğu ve hipoplastik malzeme modelinin zemin davranışını dinamik koşullar altında gerçekçi bir şekilde yansıtabildiği sonucuna varmışlardır.

Sarımurat vd. [26] yaptıkları çalışmada hipoplastik malzeme modelini kullanarak C-CORE [27] tarafından gerçekleştirilen CT4 santrifüj deneyinin ANSYS programıyla doğrulamasını yapmışlardır. Sayısal analiz sonuçları ile deney sonuçları tam bir uyum sağlamıştır. Çalışmayla sıvılaşma için yapılmış olan sayısal analizlerde hipoplastik malzeme modeli, iki fazlı u20p8 elemanı ve Kozeny-Carman eşitliğinin kullanılmasının analizlerde yüksek derecede güvenilirlik sağlayacağı sonucuna varılmıştır.

Yu vd. [28] sismik tepkilerini incelemek için tekil kazık temelli rüzgar türbini modellerinde bir grup deprem santrifüj testi yapmışlardır. Çalışma kapsamında farklı iyileştirme tekniklerinin etkisinin ölçülmesi için 8 adet değişik modelle çalışılmıştır. Bunlardan ikisi 2 farklı taş kolon tasarımına sahip modelle gerçekleştirilmiştir. Taş kolonları temsil eden malzeme, ortalama 3 mm parçacık boyutuna sahip, zayıf derecelendirilmiş ince çakıllardan oluşmuştur. Her iki durumda da taş kolonlar bir kasa kullanılarak santrifüj konteynerinin dibine kadar monte edilmiştir. Prototip ölçeğinde her kolonun çapı 1 m olacak şekilde oluşturulmuştur. Birinci durumda taş kolonlar temelin dört köşesinin altına yerleştirilirken, ikinci durumda hem köşelere hem de kenarlara olmak üzere sekiz kolon yerleştirilmiştir. Yapının altında ve taş kolonların yanında oluşan boşluk suyu basınçları, taş kolonsuz modeldekilerden daha düşük çıkmıştır. Ancak, serbest alanda yani üzerinde yapı bulunmayan durumda oluşan boşluk suyu basıncında önemli bir değişiklik olmamıştır. Ayrıca çalışmada alan oranının artmasıyla boşluk suyu basınçlarının daha erken ve hızlı bir şekilde dağıldığı gözlenmiştir. Çalışmada oturmalar açısından da önemli sonuçlar elde edilmiştir. Taş kolon uygulanmayan durumda oturmalar 32 cm civarında gerçekleşmişken taş kolonla iyileştirilmiş birinci model için oturma miktarı yaklaşık %30 civarında azalarak 22 cm olarak elde edilmektedir. İkinci taş kolonlu model içinse oturmaların %50 azalarak 16 cm civarına düştüğü görülmektedir.

Bhowmik ve Samanta [29], taş kolon ile iyileştirilmiş yumuşak kil zemini inceledikleri çalışmada 3 boyutlu sayısal bir analizin sonuçlarını sunmuşlardır. Sayısal çalışmadan yumuşak zeminlerin iyileştirilmesi için uygulanan taş kolon sonrası oluşan kompozit

zeminin temel-zemin etkileşimini iyi yönde etkilediği fakat bu iyileşmenin alan oranı düştükçe azaldığı sonucuna varmışlardır.

Zahmatkesh ve Choobbasti [30] yaptıkları çalışmada, yumuşak kil zeminde taş kolon uygulamasının sonlu elemanlar yöntemiyle modellemesini yapmışlardır. Modelleme için Plaxis programı kullanılmış ve drenajlı analiz yapılmıştır. Analizlerde Mohr-Coulomb göçme kriteri ve elastik-tam plastik yapı modeli kullanılmıştır. Çalışma sonucunda; zeminde gerilme değişiminin taş kolon uygulamalarıyla düştüğü, çok yumuşak killerde, taş kolon malzemelerinin sürtünme katsayılarının fazla olmasına bağlı olarak oturmaların da azaltılabildiği sonucuna varılmıştır.

Türkiye, taş ocakçılığı ve madencilik gibi çeşitli faaliyetlerin yaygın olması sebebiyle bu ve benzeri üretimlerin bir sonucu olarak büyük miktarda endüstriyel atık üreten bir ülkedir [31]. Atık malzemelerin, özellikle endüstriyel atıkların, kullanımı için literatürde pek çok çalışmalar bulunmaktadır. Bu malzemelerden biri de çelik cürufıdır. Çelik cürufıların bazı inşaat işlerinde kullanılması için yapılan çalışmalarda genellikle cürufun fiziksel ve kimyasal özellikleri gözden geçirilerek mevcut uygulamalarda kullanılan malzemelerle kıyaslaması yapılmıştır. Pasetto ve Baldo [32] Elektrik Ark Fırını (EAF) cürufıların karayolu yapımında alt temel agregası ve üst asfalt katmanı agregası olarak kullanılması konusunda bir çalışma yapmışlardır. Çalışma EAF cürufıların normalde kaplama katmanlarında kullanılan doğal agregalarla büyük ölçüde eşdeğer fiziksel ve mekanik özelliklerde olduğunu göstermiştir. Ayrıca EAF cürufı ile elde edilen karışımların düşük su aşınması özelliği gösterdiği kanıtlanmıştır. Bu karışımların, İtalyan yol standartlarında belirlenen tüm koşulları karşıladığı ve bu nedenle yol yapımı için uygun olduğu sonucuna varmışlardır.

Karadağ vd. [33] çelikhane cürufunun karayollarında temel ve alt temel malzemesi olarak kullanılabilmesi için bir çalışma yapmışlardır. Çalışma kapsamında çelik cürufunun yol üstyapısında agrega olarak kullanılabilirliği için sonlu elemanlar analizleri yapılarak sonuçlar değerlendirilmiştir. Toplamda 4 farklı durum için yol kesitlerinin dinamik analizleri yapılmış ve sonuçlar karşılaştırılmıştır. Sonuçlardan hem alt temel hem üst temel için çelik cürufu kullanımı yerine, alt temellerde çelik cürufu üst temelde ise kırmataş kullanılması durumunda en iyi performansın elde edildiği sonucu çıkarılmıştır. Bu tasarımda her iki tabakada da kırmataş kullanılması durumunda elde edilen sonuçlardan daha iyi sonuçlar elde

edilmiştir. Fakat her iki tabakada da çelik cürufu kullanılması durumunda da oturmaların aynı şekilde kırmataş kullanılması durumuna göre aynı çıktığı ve çelik cürufunun kırmataş malzemesi yerine kullanılabileceği sonucuna varılmıştır.

Özdoğan vd. [34], yaptıkları saha çalışmasında çelik cürufuyla taş kolon yapımını incelemişlerdir. Çalışmada çelikhane cürufu (BOF) ile hazırlanan taş kolonların performansı araştırılmış ve saha uygulamaları yapılmıştır. Çalışma kapsamında, sahada doğal kırma taş malzeme ve çelikhane cürufu ile olmak üzere iki ayrı taş kolon grupları inşa edilmiştir. Alan oranı 0,16 ile 0,06 arasında değişen, çapları 80 cm, ortalama boyları 11 m ve kolon merkezleri arası mesafe 1,8-3 m olacak şekilde inşa edilen taş kolonlar kare yerleşim planına göre uygulanmıştır. Alan oranı 0,06 olan çelik cürufu kolonlar ise 80 cm çapında, 10 metre boyunda merkez noktaları arasındaki mesafe 3 m olacak şekilde 4'lü kare yerleşim planında inşa edilmiştir. Taş ve çelik cüruf kolonlar üzerine yükleri aktarmak amacı ile 2*2 m ebatlarında başlık kirişi imal edilmiştir. Kolonlar üzerine arazide plaka yükleme deneyleri yapılarak yük-deplasman eğrileri elde edilmiş ve sonuçlar değerlendirilmiştir. Sonuç olarak kum ve siltli kum formasyonuna sahip olan zeminde kırmataş ile yapılan taş kolonlarda 95 ton yüklemeye karşılık yaklaşık 4,1 mm, çelik cürufuyla yapılan taş kolonlarda ise 124 ton yüklemeye karşılık 5,8 mm oturma elde edilmiştir. Çalışma sonucunda çelik cürufunun taş kolon malzemesi olarak kullanılması durumunda olumlu sonuçlar elde edileceği değerlendirilmiştir.

Hainin vd. [35] çelik cürufunun mühendislik özelliklerinin ve yol inşaatlarında farklı şekillerdeki kullanım yöntemlerinin incelendiği bir literatür çalışması yapmışlardır. Çalışma sonunda çelik cürufunun yüksek mühendislik özelliklere sahip olduğu için endüstriyel atık değil faydalı bir yapı malzemesi olarak değerlendirilmesi gerektiği sonucunu çıkarmışlardır. Çelik cürufunun yeterli kullanım potansiyeline sahip olduğunu ve temel, alt temel, dolgular gibi inşaat yapılarında kullanılabileceğini söylemişlerdir. Fakat çelik cürufunun doğal agregalardan kimyasal ve mineralojik yapı olarak farklı olduğu için farklı uygulama yönergelerine ihtiyaç olduğu sonucuna varmışlardır.

Proctor vd. [36] çoğu zeminlere göre daha fazla ağır metaller içeren çelik cüruflarının kimyasal özelliklerini ve sızdırma potansiyelini incelemişlerdir. Farklı agrega boyutlarına sahip çelik cüruf numuneleri ezilmiş ve her kaynaktan homojen numuneler elde etmek için bir araya getirilmiştir. Oldukça kapsamlı olan bu çalışmadan elde edilen veriler istatistiksel

yöntemlerle analiz edilerek insan ve çevre sağlığı risk değerlendirme çalışmaları yapılmıştır. Ağır metallerin çelik cürufundan süzülmesini değerlendirmek için, çelik cüruf numuneleri test edilmiştir. Elde edilen sonuçlardan çelik cüruf numunelerinin hiçbirinin tehlikeli madde içerikleri yönünden Amerika Birleşik Devletleri Çevre Koruma Ajansı (EPA) standartlarını aşmadığı görülmüştür. Sızıntı sularında yapılan ölçümlerde çelik cüruflarından kaynaklanan kirlenici maddelerin maksimum miktarlarının içme suyu standartları sınır değerlerini aşmadığı belirlenmiştir. Bu olumlu sonuçların, metallerin çelik cürufuna sıkıca bağlanmasından ve asidik koşullar altında bile kolayca ayrışmamasından kaynaklandığı belirtilmiştir. Dolayısıyla çelik cürufu sızıntı sularının içme suyu standartlarını aşan bir seviyede yeraltı suyu kirlenmesine neden olma ihtimalinin düşük olduğu sonucuna varılmıştır.

Bu bölümde tez konusuyla ilgili bazı çalışmalara yer verilmiştir. Yapılan çalışmalardan, suya doygun kumlu zeminlerde taş kolon uygulamalarıyla yapılan zemin iyileştirmeleri sonucunda sıvılaşmanın önlenebildiği, dinamik yüklemeler sonrası gerçekleşen oturmaların taş kolon çapına ve kolonlar arası mesafeye bağlı olarak iyileştirme öncesine göre %30 ile %50 arasında azaldığı görülmektedir. Hipoplastik model kullanılarak yapılan doğrulama çalışmalarında modelin kullanımıyla gerçekçi sonuçlar elde edildiği tespit edilmiştir. Çelik cürufunun taş kolonlarda kullanımı ile alakalı bir çalışma bulunmamasına rağmen, yol alt temel ve temel malzemesi olarak kullanımı konusunda yapılan çalışmalardan çelik cürufunun kırmataş veya çakıl gibi malzemeler yerine kullanılabileceği sonucuna varılmıştır.

3. ZEMİN İYİLEŞTİRME YÖNTEMLERİ VE TAŞ KOLONLAR

Zemin iyileştirme, farklı yükleme koşulları altında, yapıların oturacağı zeminin daha iyi performans sağlaması için güçlendirilmesidir. En geniş anlamıyla bir zeminin mukavemeti, sıklığı, geçirgenliği gibi mühendislik özelliklerinin geliştirilmesi ve/veya zemindeki suyun drene edilmesi için bazı ilave takviyeler yapılması olarak ifade edilmektedir. Bu işlemler zemine yapılacak bir yapıdan önce veya mevcut bir yapı varken uygulanabilmektedir. Problemlili olarak nitelendirilen suya doymuş kum ve kil zeminler, aşırı konsolide killler, plastik olmayan killler, organik zeminler vs. gibi kötü zemin koşullarında farklı seçenekler bulunmaktadır. Bunların bazıları;

- Projeyi yeni ve daha elverişli bir zemine taşımak
- Sağlam zemine oturacak şekilde derin temeller inşa etmek
- Kötü koşullardaki zemini uygun yöntemler kullanarak iyi özelliklerde zeminle değiştirmek
- Mevcut zemine uygun farklı bir proje tasarlamak
- Mevcut zemini iyileştirmek

Mevcut zeminin iyileştirmesi, zeminin maruz kalacağı statik ve dinamik yüklerin sağlıklı bir şekilde aktarılması için zeminin bazı uygulamalarla desteklenmesi yöntemidir. Zayıf yeraltı koşullarına sahip sahaların kullanımının mümkün olabilmesi için günümüzde yapılan yeni projelerde zemin iyileştirme teknikleri giderek daha fazla kullanılmaktadır. Zemin iyileştirme yöntemlerinde temel amaç, mekanik araçlarla zeminin boşluk oranının azaltılması veya zemin boşluklarının çeşitli bileşimdeki karışımlarla doldurulması işlemidir.

Zemin iyileştirme yöntemleri zeminin durumuna göre farklı amaçlarla yapılır. Bunlar; zayıf olan zeminin taşıma kapasitesinin artırılması, toplam oturmanın azaltılıp konsolidasyonun hızlandırılması, dolgular ve şevlerin stabilitesinin artırılması, istinat duvarlarının desteklenmesi ve zeminde bulunan potansiyel sıvılaşma riskinin azaltılması olarak özetlenebilir.

İyileştirme yöntemlerinin uygulanması sonucunda zeminde uygulanan yöntemlere göre farklı iyileşmeler gerçekleşmektedir. Bunlar:

- Kayma mukavemetinde artış
- Kumlu zeminlerde sıkılığın artması, killi zeminlerde kıvamın iyileşmesi,
- Sıkışabilirliğin azalması,
- Büzülme ve şişme potansiyelinin düşmesi,
- Permeabilitenin azalması,
- Borulanmaya karşı mukavemetin artması,
- Potansiyel sıvılaşma riskinin azalması olarak gerçekleşmektedir.

Her problemlı zemin türünün durumuna göre farklı zemin iyileştirme yöntemleri kullanılmaktadır. Bu yüzden her yapı için zemin özellikleri müstakıl şekilde değerlendirilmeli, gerekli laboratuvar ve arazi deneyleri yapılarak zemin yapısı ve yeraltı su durumu tespit edildikten sonra yapılacak iyileştirme yöntemine karar verilmelidir. Genel olarak, problemlı bir zeminde zemin özelliklerinin, uygulama amacının, uygulamanın yapılabileceğı etkili derinliğın, uygulamanın deprem sonrası performansının ve maliyetinin detaylı bir şekilde analiz edilmesi ve ondan sonra hangi zemin iyileştirme yönteminin kullanılacağıının belirlenmesi gerekmektedir.

3.1. Zemin İyileştirme Yöntemleri

Zemin iyileştirme yöntemleri genel olarak dört başlık altında sınıflandırılmaktadır [36].

3.1.1. Mekanik iyileştirme

Zemin yoğunluğunun mekanik kuvvetler uygulanarak arttırılması işlemdir. Bu yöntemde zemindeki boşluklar azaltılarak zemin tanelerinin birbirine daha da yaklaşması ve zeminin sıkılaşması hedeflenmektedir. Yüzeysel sıkıştırma işlemlerinde titreşimli, darbeli veya statik silindirler, daha derin sıkıştırma gereken durumlarda ise derin vibratörler gibi aletler kullanılmaktadır. Yüzeysel kompaksiyon, dinamik kompaksiyon, darbeli kompaksiyon, vibro kompaksiyon, vibro yerdeğiştirme (taş kolonlar) gibi yöntemler bu gruba girmektedirler [36].

3.1.2. Hidrolik iyileştirme

Zemin bünyesinde bulunan serbest boşluk suyunun, kanallar veya kuyular yoluyla dışarı atılması işlemdir. Yani zemindeki su miktarının azaltılması işlemdir. İri taneli zeminlerde,

oluşturulan sondaj kuyularından suyun pompalarla çekilmesi yoluyla yeraltı su seviyesi düşürülürken ince taneli zeminlerde ön yükleme ve elektro kinetik stabilizasyon gibi yöntemler kullanılmaktadır. Geleneksel drenaj işlemleri, ön yükleme ve düşey drenler bu sınıftaki iyileştirmelere örnek olarak verilebilmektedir [36].

3.1.3. Fiziksel ve kimyasal iyileştirme

Zeminde yüzeysel veya belirlenen derinliklerde katkılarla karıştırma işlemi uygulanarak yapılan iyileştirme yöntemidir. Katkı olarak endüstriyel atıklar, doğal malzemeler, birbirleriyle veya zeminle reaksiyona girebilen çimentolu ve kimyasal malzemeler kullanılabilir. Kullanılan malzeme, zemin içerisine ve/veya zeminle yapı arasına, bir sondaj deliği yardımı ile basınç uygulanarak ekleniyorsa işlem enjeksiyon (grouting) olarak adlandırılmaktadır. Zemin ısıtılarak veya dondurularak yapılan işlemler termal iyileştirme olarak adlandırılmaktadır. Isıtma uygulandığında zemin içerisindeki su buharlaşarak zemin minerolojisinde kalıcı değişiklikler yapılmasını sağlamaktadır. Dondurma işleminde ise suyun donarak tüm ayrıık parçacıkların bir araya getirilmesi sağlanmaktadır. Enjeksiyon işlemleri (emdirme, çatlatma, kompaksiyon ve jet enjeksiyonu vs.), katkı malzemelerinin kullanılması (çimento, kireç, uçucu kül, bitüm, kimyasal katkılar ve geosentetikler) bu gruba girmektedir [36].

3.1.4. Donatılarla iyileştirme

Lif, şerit, ağ gibi çekme gerilmelerine dayanıklı malzemeler kullanılarak zeminin gerilme mukavemetinin artırılması işlemidir. Zeminin donatılandırılma işlemi ankrajlar ve çivilerle yapılabildiği gibi beton, çelik, geosentetik gibi elemanlar kullanılarak inşa edilen istinat duvarları gibi zeminin güvenli sınırlarla hapsedildiği yapılar yardımıyla da gerçekleştirilebilmektedir. Toprakarme istinat yapıları, zemin ankrajları, donatılı şevler, zemin çivileri ve geosentetikler bu gruptaki iyileştirme yöntemlerinden bazılarıdır [36].

3.2. Taş Kolonlar

İyileştirme amacıyla zeminlerde belli aralık, çap ve derinliklerde oluşturulan boşlukların daha iyi özelliklerdeki çakıl malzemesiyle doldurulması sonucu oluşturulan kolonlara taş kolonlar denmektedir. Bu işlemde zemin, belli bir derinliğe kadar oluşturulan taş kolonlar sebebiyle kısmen iyileştirilir. Taş kolonlar ve çevresindeki zemin malzemesi statik veya

dinamik dikey yükleri ve/veya kesme kuvvetlerini taşımak için kompozit bir katman oluşturarak iyileşme sağlamaktadır. Taş kolon, uygulama yöntemi, uygulanabilirliği ve maliyeti açısından güvenilir bir zemin iyileştirme tekniği olarak kabul edilmektedir [37]. Zeminde dikey drenaj yolları oluşturma fikri eski bir fikirdir. 1839'da Fransız Albay Burbach'ın, yeraltı suyu seviyesindeki dalgalanmalarla hızla bozulan klasik odun yığınlarının altına granüler kum yığınlarını derin temeller olarak kullandığı belgelenmiştir. Oturmayı azaltma, konsolidasyon sürecini hızlandırma ve taşıma kapasitesini artırma gibi önemli etkileri olan taş kolonlar günümüzde gittikçe artan bir yaygınlıkla kullanılmaya devam etmektedir [38].

Taş kolon yönteminde işlem yapılacak noktada doğal zemin içerisine doğru vibratör kullanılarak oluşturulan bir boşluğa uygun granüler malzeme doldurularak sıkışma sağlanmaktadır. Ancak işlem yapılan zeminde çok fazla bir sıkışma oluşmamaktadır. Sonuç olarak doğal zemin içerisinde oluşturulmuş olan rijit taş kolonlar vasıtasıyla bir kompozit zemin kütlesi elde edilerek gevşek zeminde iyileşme sağlanmaktadır.

3.2.1. Taş kolon imalat yöntemleri

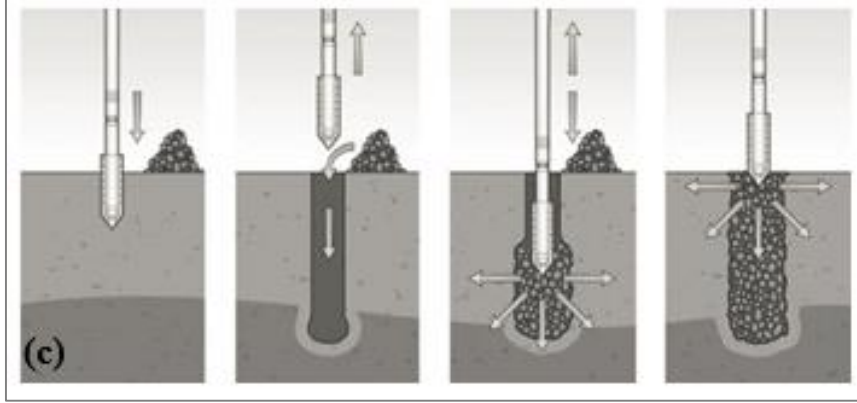
Taş kolon uygulamalarında üç yöntem kullanılmaktadır.

Üstten beslemeli kuru taş kolon yöntemi

Vibratör, sisteme monte edilen ağırlık tijleri ve kendi ağırlığıyla zemine daldırılır ve zemin içerisinde ilerletilir. Bu işlem sırasında vibratörün ucunda bulunan hava jeti ile ilerleme hızlandırılır.

- Vibratör, istenilen derinliğe indirildikten sonra kuyuya taş kolon malzemesinin doldurulabilmesi için, yüzeye çıkarılır.
- Taş kolon malzemesi kademeli bir şekilde kuyuya doldurulur.
- Vibratör kuyuya doldurulmuş malzemenin içerisine daldırılarak kısa manevralarla aşağı/yukarı hareket ettirilerek kuyudaki malzemeyi sıkıştırır.
- Sıkıştırma işleminden sonra vibratör yüzeye çıkarılır ve tekrar aynı işlemler ulaşılmak istenen kolon uzunluğuna ulaşılan kadar tekrarlanır (Şekil 3.1).

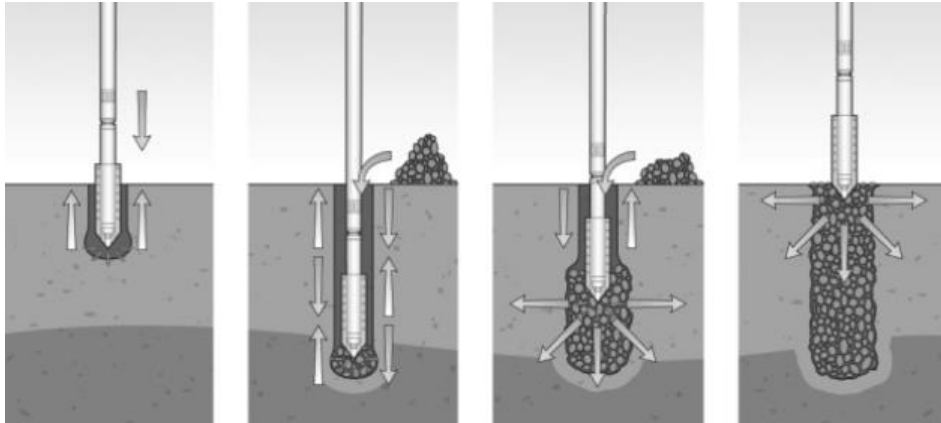
Bu yöntemde vibratörün çıkarılması aşamasında kuyuda oluşturulan vakum etkisi hava jeti kullanılarak azaltılmakta ve kuyudaki olası bir göçme önlenmektedir.



Şekil 3.1. Üstten beslemeli kuru taş kolon yönteminin uygulanması [39]

Üstten beslemeli ıslak taş kolon yöntemi

Üstten beslemeli kuru taş kolon yöntemindeki uygulamalarla aynı şekilde gerçekleştirilir, sadece bu yöntemde delgi işlemi yapılırken, açılan çukurun çökmesini engellemek ve yumuşak zemin malzemesini kaldırmak amacıyla, su jeti kullanılır (Şekil 3.2).



Şekil 3.2. Üstten beslemeli ıslak taş kolon yönteminin uygulanması [39]

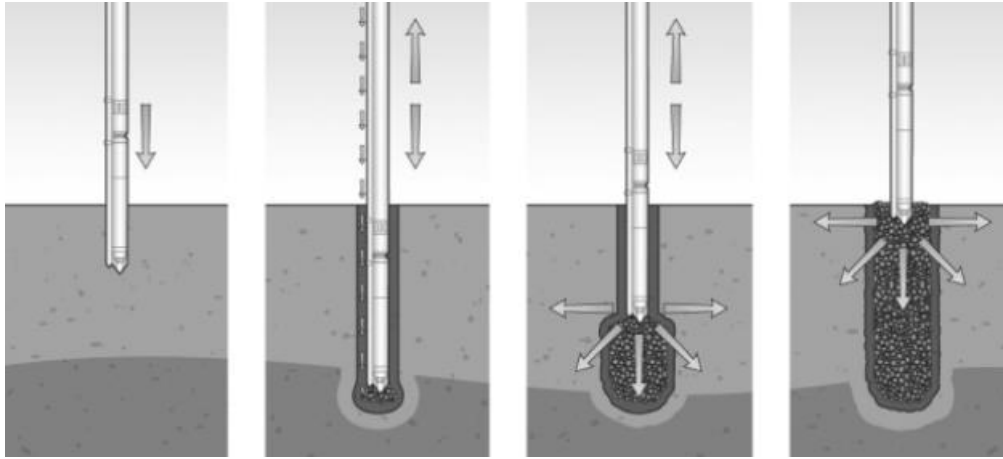
Dipten beslemeli kuru taş kolon yöntemi

Bazı durumlarda uygulama derinlikleri fazla olmakta ve bundan dolayı vibratörün geri çıkarılması aşamasında kuyuda göçmeler oluşabilmektedir. Bu tip durumlarda vibratör dışarı

ıkarılmadan dolgu malzemesi eklenmesi yöntemine Dipten Beslemeli Kuru Taş Kolon Yöntemi denilmektedir. Sistemin aşamaları şu şekildedir:

- Öncelikle kullanılan sistemde dolgu malzemesi için bir kova ile besleme borusu bulunmaktadır ve vibratör de elik bir borunun ucundadır.
- Vibratör ve besleme borusu birlikte belirlenen derinliğe indirilir.
- Belirlenen derinliğe inildikten sonra belli aralıklarla yukarı çekilme esnasında besleme borusu vasıtasıyla akan taş dolgu malzemesi kuyunun dibine aşamalarla doldurulur.
- Kuyuya doldurulan taş dolgunun içerisine vibratör geri daldırılarak titreşim kolon malzemesinin sıkıştırma işlemi yapılır.

Bu doldurma işlemi kuyu tamamen dolduruluncaya dek tekrarlı bir şekilde devam ettirilir (şekil 3.3).



şekil 3.3. Kuru dipten beslemeli taş kolon yöntemi [39]

3.2.2. Taş kolon elemanlarının zellikleri

Taş kolon imalatında kullanılan malzemeler

Taş kolon malzemesi seçiminde dikkat edilmesi gereken hususlardan bazıları şunlardır:

- Taş kolon imalatlarında genellikle tane boyutu 12 mm-75 mm arasında, içerisinde bulunan ince oranı %5 ile %10 arasında olan iyi derecelenmiş çakıl ve taş malzemeler kullanılmaktadır[38]. Bu malzemelerin temin edilmesinde zorlanıldığı koşullarda kırmataş veya benzer özelliklere sahip malzemeler de kullanılabilir.

- Taş kolon malzemesi olarak kullanılacak kırmataş veya çakılın, çöp veya organik malzemelerden arındırılmış temiz ve sert malzemelerden oluşmuş olması gerekmektedir [40].
- Malzeme seçiminde özellikle kolonun yüksek geçirgenlikte olacağı koşullar göz önünde bulundurulmalıdır.
- İmalatta kırmataş kullanılması durumunda, oturmaların en az seviyede tutulabilmesi için malzeme tane çaplarının farklı şekilde oluşturulmasına dikkat edilmelidir.
- Taş kolon imalatında kullanılan malzemelerin içsel sürtünme açısının 40° ile 45° arasında ve Los Angeles aşınma değerinin %45'ten az olması tercih edilmelidir[40].
- Malzemenin kolay bulunabilir olmasına dikkat edilmelidir.
- Farklı bir malzeme kullanılması durumunda bu malzemenin yeraltı suyundan kimyasal olarak etkilenmeyecek bir malzeme olmasına ve ezilip ufalanmayacak özelliklerde olmasına dikkat edilmelidir.

Taş kolonlarda kullanılacak malzemelerin iyi drenaj ve rijitlik özelliklerini sağlayacak şekilde seçilmesi gerekmektedir. Bunun için Brown [41] tarafından taş kolon malzemeleri için bir uygunluk numarası tanımlanmıştır (Eşitlik 3.1).

$$\text{Brown uygunluk değeri} = 1.7 * \sqrt{\frac{3}{D_{50}^2} + \frac{1}{D_{20}^2} + \frac{1}{D_{10}^2}} \quad (3.1)$$

Eşitlikte D_{10} , D_{20} , D_{50} sırasıyla elekten ağırlık olarak %10, %20 ve %50'nin geçtiği çaplara karşılık gelmektedir.

Uygunluk ve derecelendirme değerleri Çizelge 3.1'de gösterilmektedir.

Çizelge 3.1. Taş kolon malzemeleri için Brown uygunluk değerleri [41]

Uygunluk Değeri	0-10	10-20	20-30	30-50	>50
Derecelendirme	Mükemmel	İyi	Normal	Kötü	Uygun Değil

Taş kolon boyu

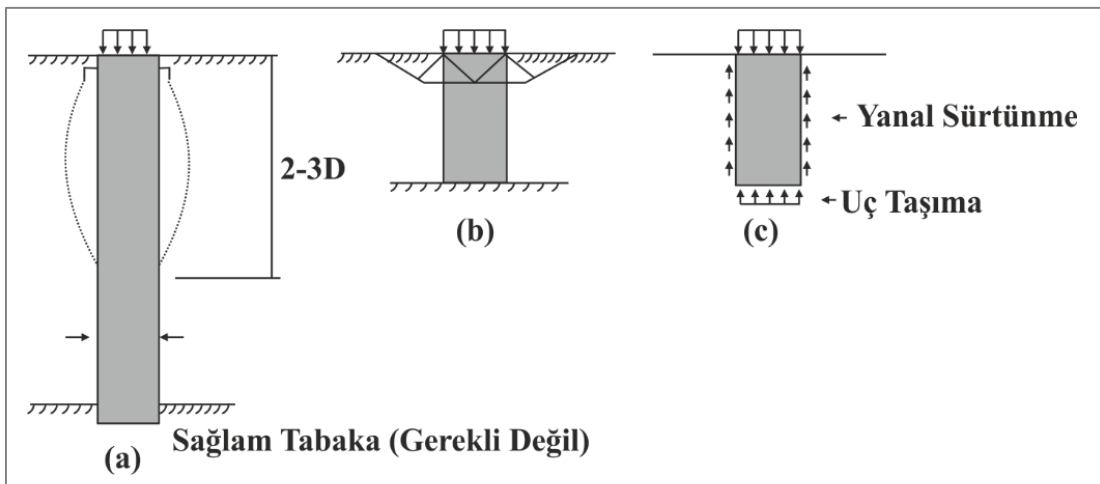
Yüksek derecede taşıma gücü elde edilebilmesi ve oturmaların azaltılabilmesi için taş kolon imalatlarında kolon boylarının sağlam zemin tabakasına kadar uzatılması tercih edilir. Fakat

sağlam zemin tabakasının çok derinde olduğu durumlarda kolon boyları yumuşak zemin tabakası içerisinde de sonlandırılabilirler. Böyle durumlarda taş kolonlar yüzen kolon davranışı gösterirler ve uç mukavemetine sahip olamazlar. Bu yüzden taş kolon uygulamalarının en ekonomik ve en sağlıklı olduğu durumlar sağlam tabaka derinliğinin 10 m'den az olduğu durumlardır.

3.2.3. Taş kolon tasarım kriterleri

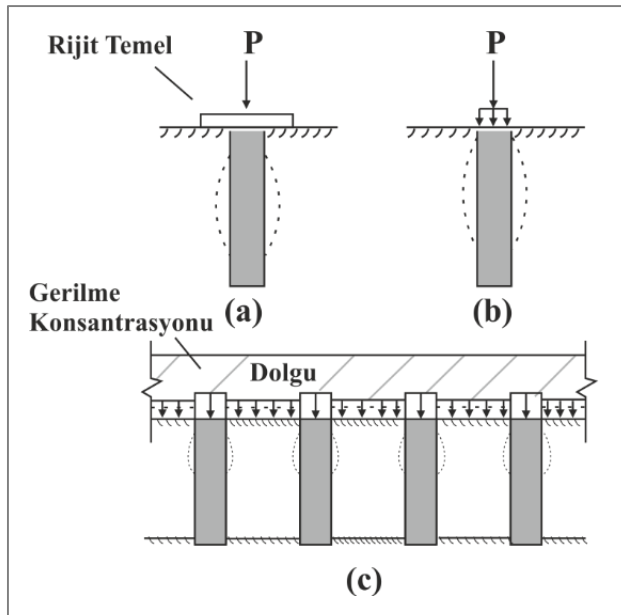
Tekil taş kolonların göçme mekanizmaları

Yumuşak zeminlerde imal edilen taş kolonlar, ya uç noktaları sağlam zeminde olacak şekilde uzatılarak ya da sağlam zemin tabakası çok derinde kaldığı zaman kolonun uçları yumuşak zemin tabakası içerisinde kalacak şekilde yüzen taş kolonlar olarak imal edilebilirler. Tekil taş kolonların göçme mekanizmaları Şekil 3.4'da gösterilmiştir. Sadece kolon alanının yüklemeye maruz kaldığı kolonlar değerlendirildiğinde ucu sağlam tabakaya dayanmış veya dayanmamış, boyu çapının 3 katından fazla olan kolonlar yanal genişlemeyle yenilirler (Şekil 3.4 (a)) [42]. Sağlam zemine kadar ulaşacak şekilde imal edilen kısa taş kolon elemanlarında ise yüzeyde genel veya bölgesel taşıma gücü yenilmesi görülür (Şekil 3.4 (b)). Boyu çapının 2-3 katı kadar olan yüzen taş kolonlarda ise göçme kolonun uç kısmında zayıf zemine gömülme şeklinde zımbalama yenilmesi oluşabilir (Şekil 3.4 (c)) [40].



Şekil 3.4. Tekil taş kolonlar göçme mekanizmaları (a) ucu sağlam tabakada olan veya yüzen uzun taş kolon, (b) kısa taş kolon (c) yüzen kısa taş kolon [40]

Küçük model deneylerden elde edilen sonuçlara göre, tekil taş kolon elemanlarının taşıma gücü ve oturma davranışları yükün uygulanma yöntemine önemli şekilde bağlıdır (Şekil 3.5). Yükün kolon alanından daha geniş bir alana rijit bir plaka ile aktarıldığı durumlarda taş kolon, çevresindeki yumuşak zeminde yatay ve düşey gerilmelerin, dolayısıyla yanıl genişlemelerin azalmasını sağlar. Bu da taşıma gücünde artış, oturmalarda ise azalmaya sebep olur (Şekil 3.5 (a)). Kolon çapıyla aynı ebatta bir plaka ile yük uygulanması durumunda ise, oturmalar bir miktar fazla olabilir, çünkü yanıl gerilmelerde artış olmayacaktır (Şekil 3.5 (b)). Şekil 3.5 (c)'de gösterildiği gibi mevcut zemin ve kolon kompozit yapıyla yükün taşınması durumunda oturmaların önemli ölçüde azalması sağlanmaktadır [40].

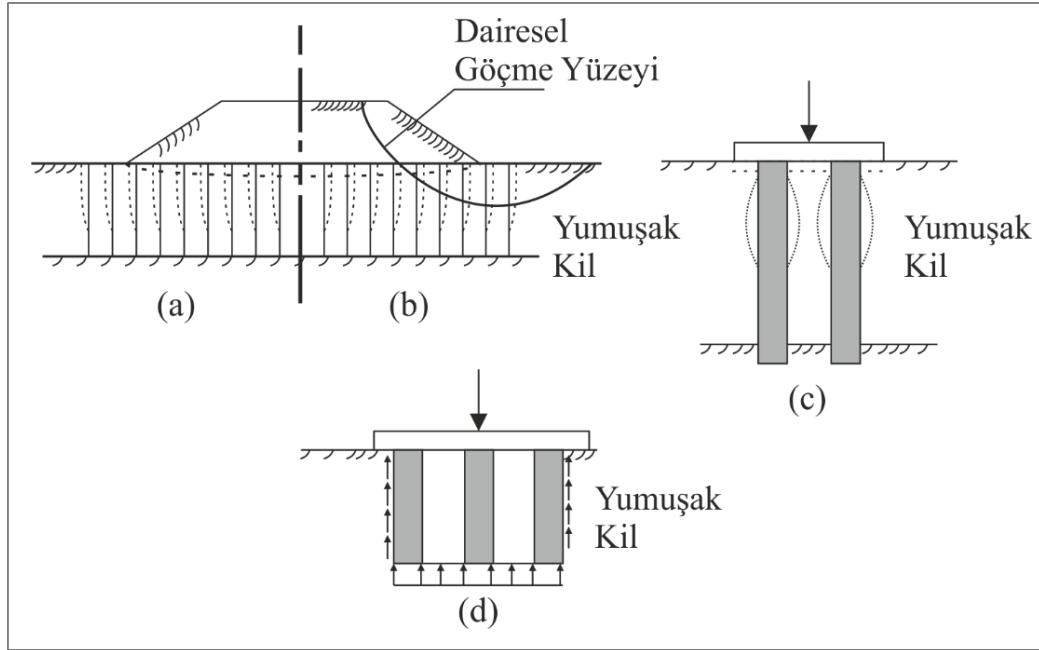


Şekil 3.5. Farklı şekildeki taş kolona yüklemeleri: (a) rijit temelle yapılan yükleme (b) plakalarla yapılan yükleme (c) dolgu yüklemesi [40]

Taş kolon grupları göçme mekanizmaları

Tekil bir taş kolonun taşıma kapasitesi grup halindeki her bir taş kolonun kapasitesine göre bir miktar daha azdır. Grup halindeki taş kolon içerisinde bulunan bir kolon tekil olarak değerlendirilirse, bu taş kolonun çevresine başka taş kolonlar imal edildiğinde kolonlarla arasında kalan zemin başka kolonlar ile sarılmış, iç taraftaki kolonun yanıl genişleme davranışı sınırlandırılmış ve bunun sonucu olarak da nihai taşıma kapasitesi artmış olur. Yükleme geniş bir alanda yapıldığında, taş kolonda ve zeminde meydana gelen oturma eşit olmaktadır (Şekil 3.6 (c)). Zayıf olan zeminlerde temel altındaki zemin dolgu yüklemesiyle

yanal olarak ötelenir. Bu durum yayılma yani zeminde yanal genişleme olarak adlandırılır (Şekil 3.6 (a), (b)). Zayıf zeminlerde inşa edilen taş kolonlarla zemin arasındaki yanal destek zemindeki bu genişleme sebebiyle azalır ve taş kolondaki yanal genişlemenin de daha fazla olmasına yol açar [40]. Tekil bir taş kolonun taşıma kapasitesi grup halindeki her bir taş kolonun kapasitesine göre bir miktar daha azdır. Grup halindeki taş kolon içerisinde bulunan bir kolon tekil olarak değerlendirilirse, bu taş kolonun çevresine başka taş kolonlar imal edildiğinde kolonlarla arasında kalan zemin başka kolonlar ile sarılmış, iç taraftaki kolonun yanal genişleme davranışı sınırlandırılmış ve bunun sonucu olarak da nihai taşıma kapasitesi artmış olur. Yükleme geniş bir alanda yapıldığında, taş kolonda ve zeminde meydana gelen oturma eşit olmaktadır (Şekil 3.6 (c)). Zayıf olan zeminlerde temel altındaki zemin dolgu yüklemesiyle yanal olarak ötelenir. Bu durum yayılma yani zeminde yanal genişleme olarak adlandırılır (Şekil 3.6 (a), (b)). Zayıf zeminlerde inşa edilen taş kolonlarla zemin arasındaki yanal destek zemindeki bu genişleme sebebiyle azalır ve taş kolondaki yanal genişlemenin de daha fazla olmasına yol açar [40].



Şekil 3.6. Taş kolon grupları için göçme mekanizmaları: (a) dolgu yüklemesi (yanal genişleme durumu) (b) dairesel göçme (c) küçük kolon grubu (kabarma göçmesi durumu) (d) kısa kolon grubu, yumuşak zemin zımbalama göçmesi [40]

Birim hücre

Yumuşak zeminlerde taş kolonlar kullanılarak iyileştirme yapıldığında çok sayıda kolon grup halinde imal edilerek grup etkisi sağlanmakta ve kolonların birbirleriyle etkileşimi sayesinde zeminde iyileştirme sağlanmaktadır. Grup halindeki taş kolonların yükleme altındaki davranışları birim hücre prensibi ile açıklanmaktadır. Bu prensibe göre grup yerleşiminin içindeki her bir kolon elemanının aynı şekilde davrandığı ve tek bir kolon davranışının bütün modeli temsil ettiği varsayılmaktadır.

Eşdeğer çap

Taş kolonların oturma analizleri ve stabilite analizleri için her bir kolon elemanını, kendi çevresindeki zeminle beraber düşünmek gerekmektedir. Bu alan her ne kadar düzgün altıgen bir formda olsa da hesaplarda aynı alana sahip bir daire olarak düşünülebilir (Şekil 3.7) [40].

Taş kolon grupları genellikle üçgen formda imal edilir fakat kare formda imalatlarla da rastlanmaktadır. Üçgen form, uygulama alanında en fazla yoğunluğun gerçekleşmesi için daha uygundur.

Eşitkenar üçgen bir taş kolon yerleşimi için eşdeğer dairenin etkili çapı:

$$D_e = 1,05*s \quad (3.2)$$

Kare yerleşim için ise:

$$D_e = 1,13*s \quad (3.3)$$

s = Kolon merkezleri arası mesafe

Sonuçta elde ettiğimiz D_e çapındaki eşdeğer daire birim hücre olarak adlandırılır [40]. Şekil 3.7 ve Şekil 3.8’de birim hücre geometrisi gösterilmektedir.

$$a_s = 1 - a_c \quad (3.6)$$

Burada A_c , taş kolon alanını, A_s , zemin alanını, A ise birim hücre alanını ifade etmektedir (Şekil 3.8).

Alan oranı, a_c , kolon çapı D ve kolonlar arası mesafe s kullanılarak aşağıdaki şekilde ifade edilebilir (Eşitlik 3.7).

$$a_c = C_1 \left(\frac{D}{s} \right)^2 \quad (3.7)$$

Eşitlikteki C_1 kolonların dizilimine bağlı bir katsayı olup kare dizilim kullanılmışsa $C_1 = \pi/4$, üçgen dizilim kullanılmışsa $C_1 = \frac{\pi}{2\sqrt{3}}$ olarak alınmaktadır. Taş kolonla zemin iyileştirme çalışmalarında alan oranı, a_c , önemli bir parametre olarak kullanılmaktadır [40].

4. MALZEME

Demir ve çelik, binlerce yıldır uygarlığın gelişiminde önemli roller oynamıştır. İnşaat, tarım, makine ve aletlerin imalatı, elektrik üretimi ve dağıtımı, tıp sektörü ve ev aletlerinde yaygın olarak kullanılan bu malzemeler, kömür ve pamukla birlikte sanayi devriminin temelini oluşturan ana malzemelerdir. On sekizinci yüzyılın başlarından bu yana dökme demiri eritip oksitledikten sonra cüruftan ayırarak sıcak metale dönüştürmek, çelik üretiminde önemli bir artış gerçekleşmesini sağlamıştır [43].

4.1. Demir-Çelik Sektörü

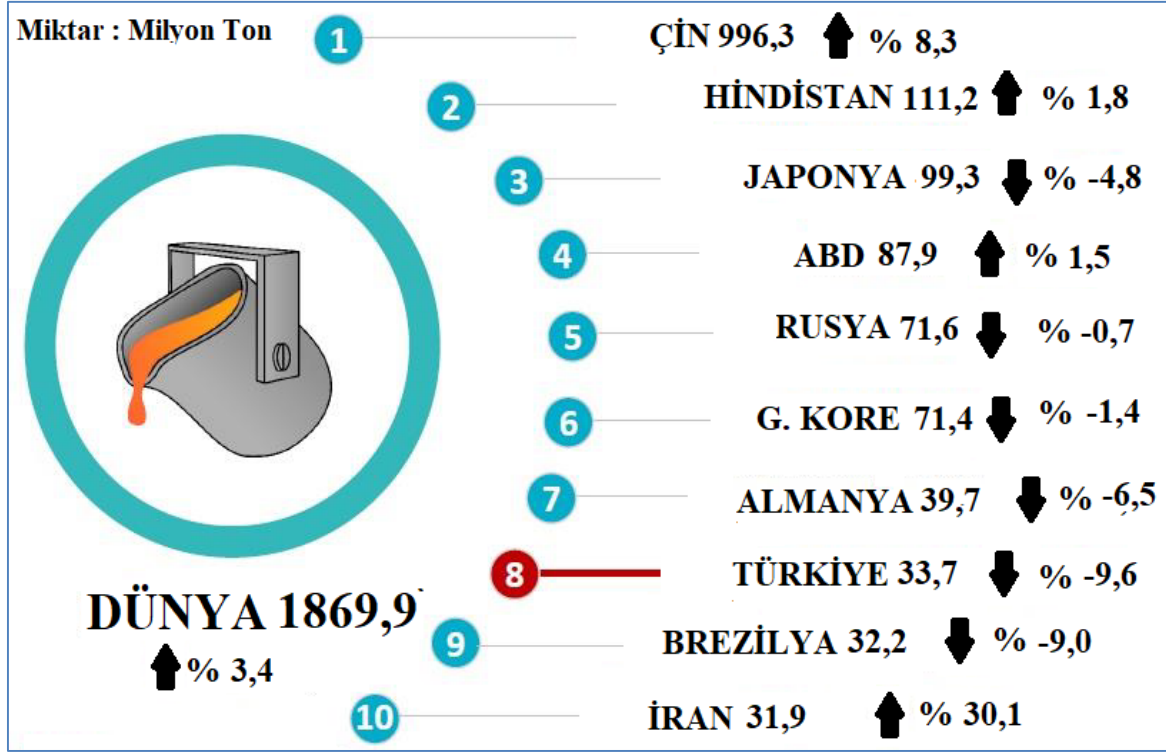
Dünya çapında çelik üretimi 65 üretici ülke tarafından gerçekleştirilmektedir. 2019 yılı itibariyle dünyada 1,8 milyar ton ham çelik üretilerek 2018 yılına göre % 3,4'lük bir artış gerçekleşmiştir. Orta Doğu ve Asya hariç tüm bölgelerde ham çelik üretimi 2019 yılında daralmıştır. Çin'in dünyada egemen olduğu çelik üretimi Çizelge 4.1'de gösterilmektedir [44].

Çizelge 4.1. Çelik üretim dağılımı [44]

Yıl	2017	2018	2019
Dünya	1732,2	1808,4	1869,9
Çin	870,9	920,0	996,3
Diğer Ülkeler	861,3	888,3	873,6

Türk Demir Çelik Endüstrisi, 2019 yılı itibariyle dünyadaki 65 çelik üreticisi ülke arasında sekizinci sırada (Şekil 4.1), Avrupa'da ise Almanya'nın ardından ikinci sırada bulunmaktadır. Sektörün 2019 yılındaki üretimi 33,7 milyon ton olmuştur. Bir önceki döneme göre %9,6'lık bir düşüş olmasına rağmen ülkemiz ilk 10 ülke arasındaki yerini korumuştur [44].

Dünyada ve ülkemizde üretilen ham çelikler, demir cevherinden üretim yapan Bazık Oksijen Fırını (BOF) tesisleriyle hurda kullanan İndüksiyon ve EAF tesislerinde yapılmaktadır. Sektörün üretim altyapısına bakıldığında daha çok hurdaya dayalı olan bir üretim altyapısı görülmektedir.



Şekil 4.1. Çelik üretiminin en fazla gerçekleştiği ilk on ülke (2019) [44]

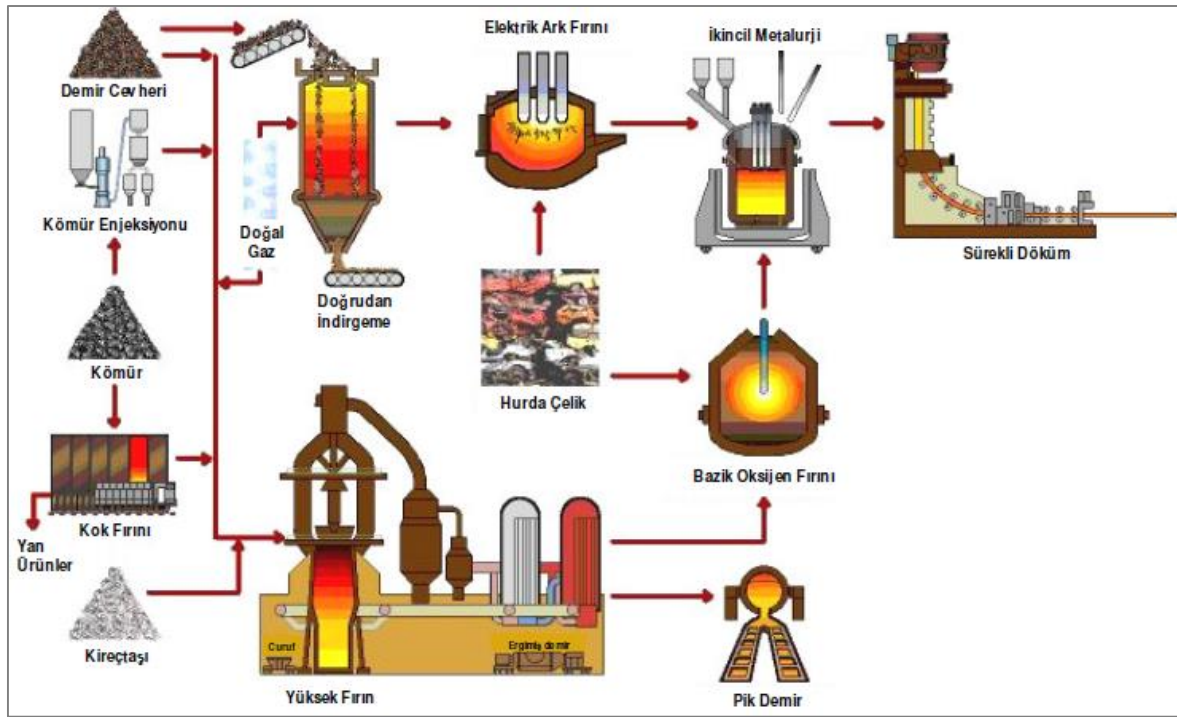
Ülkemizde 2019 yılı itibari ile demir cevheri kullanarak üretim yapan 3 adet Entegre Demir Çelik tesisi ve hurda kullanarak üretim yapan 32 İndüksiyon ve Elektrik Ark Ocağı tesisi bulunmaktadır. Ülkemizde yaklaşık 51,8 milyon ton olan ham çelik kapasitesinin yaklaşık %76'sının hurda kullanarak, kalan %24'ünün ise demir cevheri kullanarak üretim yapan tesislere ait olduğu görülmektedir. Sektörün ağırlıklı ark ocaklı tesislere yönelmiş olması, entegre tesislere nazaran daha düşük ölçekte finansman kullanılarak bu yatırımların gerçekleştirilebilmesinden ve entegre tesislerde temel hammadde olarak kullanılan demir cevheri yataklarının ülkemizde yeteri kadar bulunmamasından kaynaklanmaktadır [44].

4.2. Çelik Cürufu

Dünyada demir-çelik üretimi için daha çok kullanılan BOF yöntemi ülkemizde 3 adet büyük entegre tesisimizde kullanılmaktadır. Bu demir-çelik tesisleri birkaç kilometrekare kadar alana sahip büyük endüstriyel tesislerdir (Resim 4.1). Bu tesislerde gerçekleştirilen BOF yöntemiyle yapılan üretimlerde temel hammadde olarak demir cevheri kullanılmaktadır. Üretim akış şeması Şekil 4.2'de gösterilmiştir.



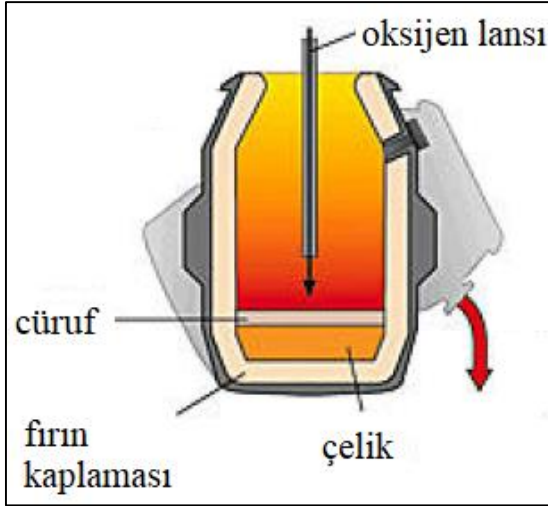
Resim 4.1. Karabük demir ve çelik fabrikaları (KARDEMİR) [45]



Şekil 4.2. Demir-çelik üretimi akış şeması [44]

Bu yöntemle yapılan işlemler sonrasında pik demir elde edilmektedir. İçerisinde fazla miktarlarda karbon, silisyum, fosfor ve kükürt bulundurduğundan sert ve kırılgan olan pik demirden mukavemeti daha yüksek, işlenmesi daha kolay çelik malzeme üretebilmek için, pik demirin, içindeki istenmeyen elementlerden oksitlenme yoluyla arındırılması gerekmektedir. Çelik cürufu, bu işlem sırasında, yani erimiş pik demirin çelik üretim fırınlarında saflaştırılması sırasında ortaya çıkan bir yan üründür. Hammadde olarak sıcak metal ve hurdaya ek olarak, konvertöre yanmış kireç, kireçtaşı, dolomit gibi cüruf oluşturan

eritken maddeler eklenir. Konvertöre oksijen üfleyerek, çelik bileşimdeki istenmeyen elementler oksitlenir ve çıkarılır. Ortaya çıkan oksitler akışkan malzemelerle birleşerek erimiş cürufları oluştururlar. Yoğunluk farkından dolayı cüruflar konvertördeki akışkan çelik üzerinde yer alırlar (Şekil 4.3). Bu işlem sırasında demirin bir kısmı oksitlenerek demir oksit formunda cürufa karışarak cürufa akışkanlık sağlar [44].



Şekil 4.3. Bazik oksijen çelik üretimi konverteri [44]

Modern fırınlarda, erimiş metal ve cüruf birlikte dökülür (genellikle cüruf, erimiş metal sonrasında gelir). Sonrasında sıcak metal ve cüruf dökümhanede bulunan sıyırıcıda ayrılır ve ardından her biri ayrı bir konveyörde (taşıyıcı) devam eder. Fırından çıkan cüruf, konveyörler aracılığıyla bir öğütme tesisinde cüruf yığınlarına veya bir açık çukura akar. Demir ve çelik işleri dışında yüksek fırın cürufunun kullanılabilmesi için cüruf kimyası ile fiziksel özellikleri yeterli olmalıdır. Bunu sağlamak için ek bazı önlemler alınmalıdır. Sıvı yüksek fırın cürufu için üç ana süreç kullanılır:

- Su kullanılarak cüruf granülasyon süreci (%75)
- Cüruf peletleme süreci (%2)
- Cüruf çukuru süreci (hava soğutma olarak da adlandırılır) (%23) [43].

Granülasyon, yüksek fırın cüruf süreçleri arasında en yaygın kullanılan yöntemdir. Süreç, yüksek fırının yakınında bir granülleştirme kapısında veya bazen de granülasyon odalarında bulunan yüksek basınca sahip bir su spreyinden erimiş cürufun geçirilmesi sonucu

dökülmesini içerir. Bu şekilde cüruf granülasyonu süreci için kapalı/açık devrede tatlı su ya da bazen de açık devrelerde deniz suyu kullanılmaktadır [43].

BOF teknolojisi ile çelik üreten tesislerde 1 ton çeliğin üretimi için gereken cüruf miktarı 150 kg civarındır. BOF cürufunun kimyasal bileşimi ve miktarı; konvertöre yüklenen hammaddeye, elde edilecek çelik cinsine ve çalışma uygulamasına göre değişir [44].

Çelik cürufu, çeşitli metalürjik tesislerden elde edilen atık bir malzemedir. Endüstriyel atıklar sıralamasında ülkemizde demir çelik sektörünün ön planda olduğu görülmektedir. Ülkemizde 2014 yılında ortaya çıkan çelik cürufu miktarı yaklaşık 5,4 milyon ton civarındadır. Çizelge 4.2 çelik cürufunun iller bazında toplam, atık ve geri kazanım miktarlarını göstermektedir.

Çizelge 4.2. Çelik cürufu geri kazanım ve atık miktarları (ton) ve oranları [46]

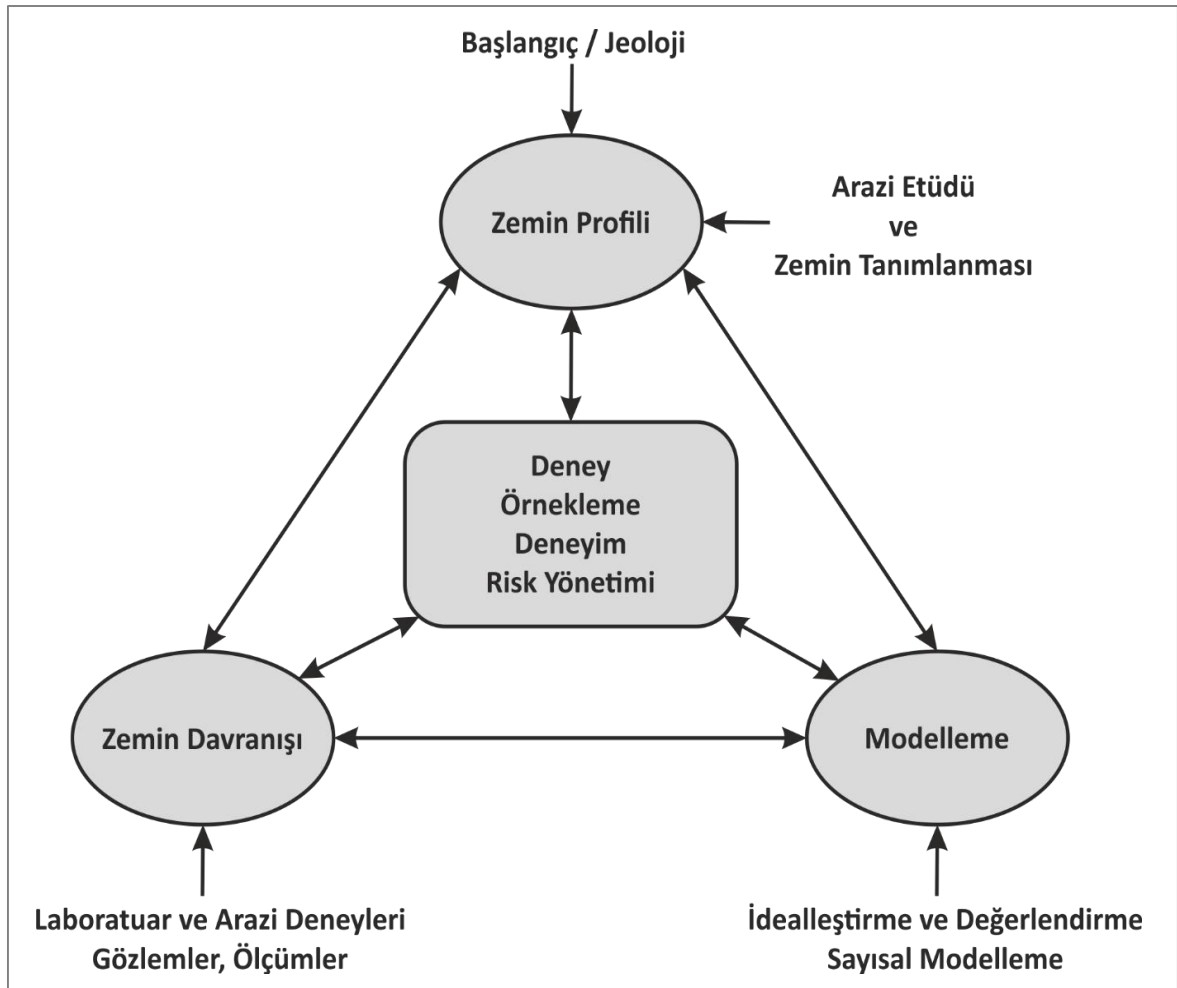
İl	Çelik Cürufu Üretimi	Geri Kazanım Miktarları	Atık Miktarları	Geri Kazanım Oranları	Atık Oranları
Kocaeli	874327	380210	494117	43,49%	56,51%
Bursa	35500	28000	7500	78,87%	21,13%
Tekirdağ	132000	85000	47000	64,39%	35,61%
Çanakkale	459343	408814	50529	89,00%	11,00%
Bilecik	8400	4400	4000	52,38%	47,62%
İzmir	490580	307673	182907	62,72%	37,28%
Zonguldak	449848	188521	261327	41,91%	58,09%
Karabük	266760	243540	23220	91,30%	8,70%
Samsun	150206	0	150206	0,00%	100,00%
Osmaniye	619819	11074	608745	1,79%	98,21%
Hatay	1131695	230540	901155	20,37%	79,63%

Demir çelik sektörünün yan ürünleri olan çelik cüruflarının ortalama %50 civarında bir miktarının geri kazanılarak kullanılması mümkün olmaktadır. Fakat atık malzeme olarak değerlendirilen diğer kısmının kullanımı için de dünyada birçok farklı bilimsel araştırmalar yapılmaktadır [47]. Bu araştırma verilerine göre; cüruflar, yüksek dayanıma sahip oldukları için geniş bir kullanım alanına sahiptir. Genellikle altyapı malzemesi, arazilerde tesviye malzemesi, su yapıları ve yol yapımlarında balast ve dolgu malzemesi, demiryolu balastı ve

beton agregası gibi pek çok alanda kullanılabilmektedirler. Pek çok inşaat uygulamasında kullanımı mümkün olan çelik cüruflarının (BOF ve EAF) artık satılabilir bir ürün olarak tamamının değerlendirilebilmesi gerekmektedir. Gelişmiş ülkelerde çelik cürufu kullanımı yaklaşık %100 seviyesindeyken diğer ülkelerde kullanım çok azdır ve malzeme stok sahalarında istiflenerek ciddi bir çevre sorunu oluşturmaktadır. Bu nedenle çelik cürufu malzemesi için araştırma çalışmaları yapılarak kullanım oranının artırılması, atık sınıfına giren bu malzemelerin faydalı bir şekilde kullanılması için yeni kullanım alanlarının oluşturulması gerekmektedir.

5. MODEL VE YÖNTEMLER

Zemin, doğrusal olmayan bir şekilde davranan ve genellikle gerilmeye maruz kaldığında anizotropik ve zamana bağlı davranış gösteren karmaşık bir malzemedir. Zemin davranışının çeşitli yönlerini ayrıntılı olarak tanımlamak ve bu modelleri sonlu elemanlar modellemesine uygulamak için zemin özelliklerini tanımlayan en uygun yapısal modeller uygulanmalıdır. Fakat zeminlerin karmaşık davranışını her koşulda tamamen tanımlayabilecek hiçbir zemin modelinin olmadığı vurgulanmalıdır. Bu yüzden seçilecek modelin zemin özelliklerini en iyi yansıtan özelliklerde olması araştırmacının en büyük sorumluluklarındandır. Şekil 5.1’de Burland üçgeni bu durumu ifade etmek için oldukça faydalıdır.



Şekil 5.1. Burland üçgeni [4]

Üçgendeki faaliyetlerin her birinin kendine özgü bir metodolojisi ve titizliği vardır. Ancak hepsi birbirine bağlıdır. Başarılı sonuçların elde edilebilmesi için Burland üçgeni dengede

tutulmalı ve tüm hususlar uygun şekilde değerlendirilmelidir. Burland üçgeninin köşelerinde geoteknik mühendisliğinin en önemli üç özelliği vardır. Bunlardan zemin katmanlarının ve zeminin davranışının anlaşılması geoteknik mühendisliğinin temel konusudur. Zemin davranışının anlaşılması için gerekli laboratuvar ve saha testlerinin yapılması, bununla birlikte genel davranışla ilgili bilgi sahibi olunması gereklidir. Bunlar belirlendikten sonra zeminin beklenen herhangi bir koşulda vereceği tepkinin öngörülmesi ve buna uygun modellemenin seçilmesi de doğru sonuçlar elde edebilmek için gerekli son adım olarak önümüze çıkmaktadır. Zemin davranışını anlamak ve modelleme yapmak, kurucu bir modelin ne olduğu konusunda biraz bilgi ya da kavram gerektirir. Bu bölüm çalışma kapsamında yapılmış olan analizlerde kullanılan modellerin anlatımını içermektedir.

Dinamik ve tekrarlı yükler altında kumlu zeminlerin davranışı, özellikle gözeneklilik ve geçirgenlik değişimlerinden dolayı, zemin özellikleri bakımından incelenmesi en karmaşık olan konulardan biridir. Yükleme, boşaltma ve yeniden yükleme yapılması durumunda kumlarda gevşeme ve sıkışma meydana geldiği için zeminde kayda değer bir boşluk hacmi değişimi gerçekleşmekte ve bu da zeminin geçirgenliğinin değişmesine yol açmaktadır [48].

Eğer doygun ve yumuşak bir kum numunesi dinamik yüklemeye maruz bırakılırsa, drenajın tamamen serbest olması durumunda sıkışma gerçekleşecek, eğer drenaja kapalı olursa da yoğunlaşma eğilimi göstereceğinden bunun bir sonucu olarak içerisinde boşluk suyunun artmasına bağlı olarak efektif gerilme kaybına uğrayacaktır. Terzaghi'nin [49] efektif gerilme durumu Eşitlik 5.1 ile göstermiştir. Eşitliğe göre zemindeki gerilme sabit kalıp boşluk suyu basıncı arttığında efektif gerilme azalmaktadır. Zemindeki efektif gerilmenin azalması zeminde mukavemet ve rijitlik kaybına sebep olarak deformasyonların oluşmasına yol açacaktır [50].

$$\sigma' = \sigma - u \quad (5.1)$$

Mohr-Coulomb göçme kriterine göre kayma mukavemeti τ , efektif gerilmeye (σ'), içsel sürtünme açısına (ϕ') ve kohezyona (c) bağlıdır (Eşitlik 5.2).

$$\tau = \sigma' \cdot \tan(\phi') + c \quad (5.2)$$

Sonuç olarak, zeminde boşluk suyu basıncının artması efektif gerilmenin düşük olmasına yol açacağından zeminin kayma mukavemeti de düşecektir ve bazı durumlarda sıvılaşma olacaktır. Sıvılaşma durumunu belirleyen R_u değeri Eşitlik 5.3'te gösterilmektedir.

$$R_u = \frac{\Delta u}{\sigma_{v0}} = 1 \quad (5.3)$$

Eğer $R_u=1$ olursa, aşırı boşluk suyu basıncı Δu ile düşey gerilme σ_{v0} birbirine eşit hale gelmiş demektir ve bu da zeminin efektif gerilme yönünden yenildiği ve sıvılaşmanın olduğu anlamına gelir.

Suya doymuş zeminlerin çevrimsel ve dinamik yükleme altındaki davranışlarının yeterince doğru bir şekilde tanımlanması için zemin geçirgenliği değişiminin dikkate alınmasının gerekli olduğu kabul edilir [51]. Bu amaçla, çalışma üç boyutlu tamamen birleştirilmiş iki fazlı bir sonlu eleman modeli kullanılarak yürütülmüştür. Zemindeki gerilme-şekil değiştirme davranışı ile çevrimsel ve dinamik yüklere maruz kalan kumlu zeminlerin dayanımını tanımlayabilmek amacıyla hipoplastik bünye modeli ve zemindeki boşluk oranı - geçirgenlik değişimi için Kozeny-Carman ilişkisi [52] kullanılmıştır.

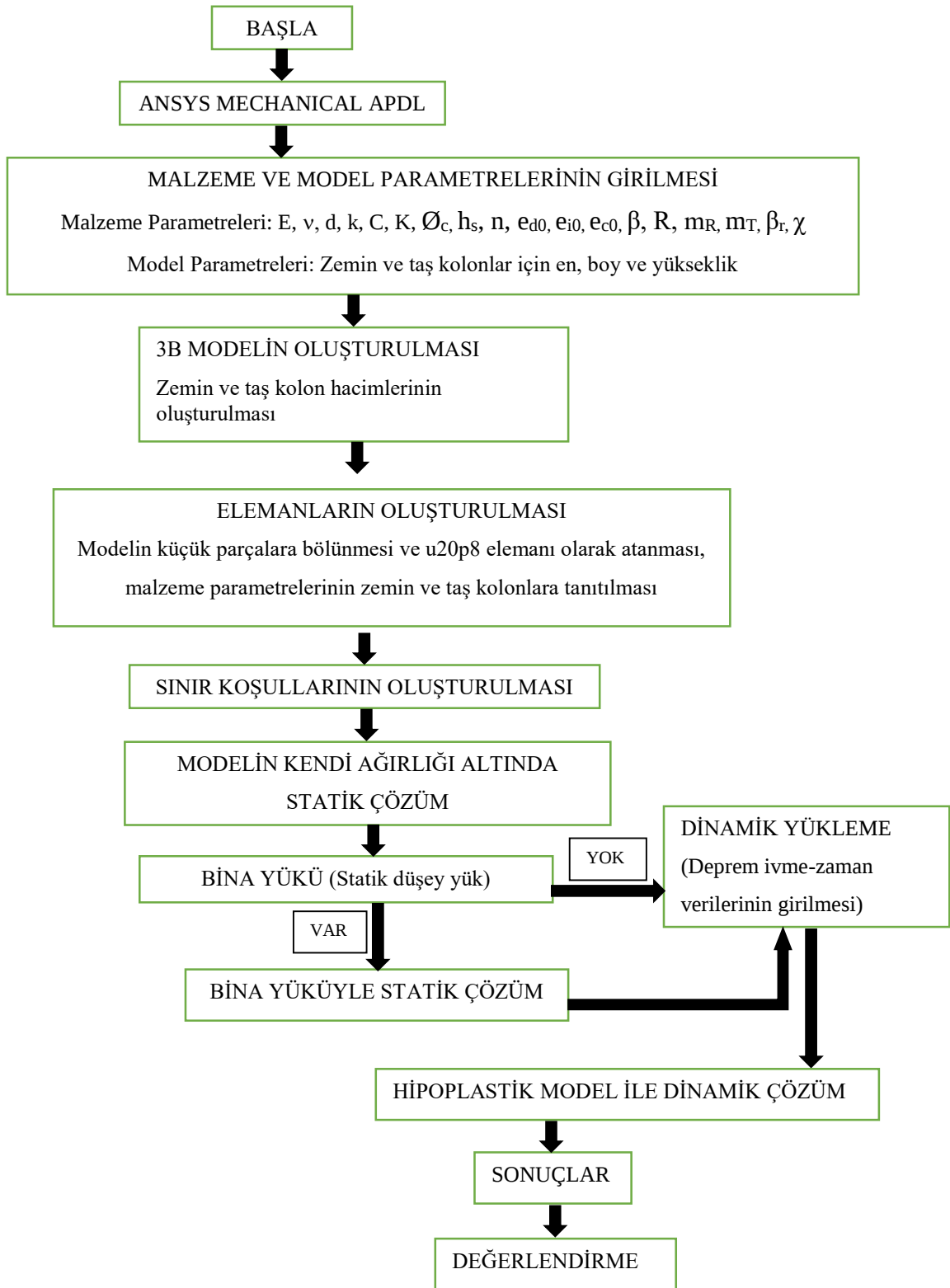
5.1. Sonlu Elemanlar Yöntemi

İnşaat Mühendisliği'nde son yıllarda yoğun bir şekilde kullanılan sonlu elemanlar yöntemi zemin iyileştirme yöntemlerinin nümerik olarak modellenmesinde gün gittikçe daha yoğun bir şekilde kullanılmaktadır. Zemin davranışı ileri düzey zemin modelleri kullanılarak oluşturulabilen bu yöntemde, zeminde oluşan deformasyon ve gerilme dağılımları daha gerçekçi olarak modellenebilmektedir.

Sonlu elemanlar modelinin ana ilkesi, analiz yapılacak modelin, daha küçük elemanlara bölünmesi ve bu elemanların da sınırlarında oluşturulan düğüm noktalarıyla birbirine bağlanmış olmasıdır. Modelde oluşturulan elemanlar ne kadar küçük boyutta seçilirse analiz o kadar çok eleman ve dolayısıyla o kadar çok düğüm noktasıyla yapılmış olur. Bu durumda daha ayrıntılı ve doğru sonuçlar elde edilmiş olur fakat hesaplama süresi de aynı oranda artmış olur. Dolayısıyla analizler yapılırken doğru sonuçlar elde etmek için en uygun koşulların seçilmesi büyük önem arz etmektedir. Kullanılan modelin büyüklüğüne göre bazen analizler günlerce sürebilmektedir.

Bu tez çalışmasında, zemin içerisinde birden fazla sayıda inşa edilecek taş kolonların sonlu elemanlar yöntemiyle analizi yapılmıştır. Analizler kırma taş ve çelik cürufu için ayrı ayrı yapılarak sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Çalışma kapsamında yapılmış olan tüm analizler ANSYS [2] sonlu elemanlar programıyla üç boyutlu olarak gerçekleştirilmiştir. Bu program doğal olarak var olan birçok yapının bilgisayar ortamında gerçeğine çok yakın bir şekilde modellenerek oluşturulabilmesini sağlayan bir yazılım paketidir. Kullanılmış olan ANSYS sonlu elemanlar yazılımı ile lineer olmayan malzeme modelleri, çeşitli temas (contact) algoritmaları ve zamana bağlı olan yükleme özellikleri kullanılarak karmaşık mühendislik problemlerinin çözümleri için analizler pratik, güvenilir ve hızlı olarak gerçekleştirilebilmektedir. Programın gerçek gücü analitik olarak çözümü olmayan veya çözümü çok fazla zaman alan problemlerin çözülebilmesiyle daha fazla ön plana çıkmaktadır. Sayısal analizlerin akış şeması ana hatlarıyla Şekil 5.2’de gösterilmektedir.

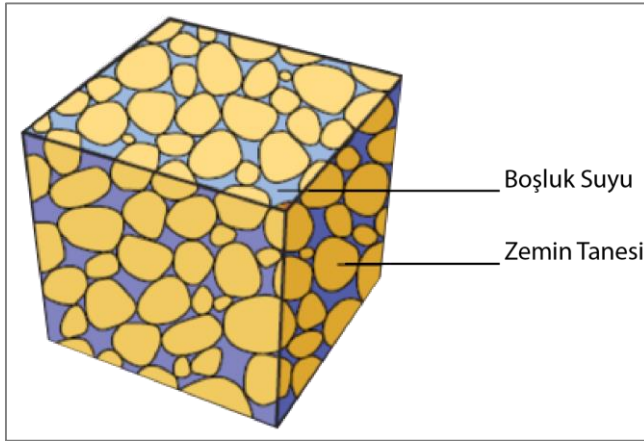


Şekil 5.2. ANSYS sonlu elemanlar programıyla yapılan sayısal analizlerin akış şeması

5.2. İki Fazlı Model

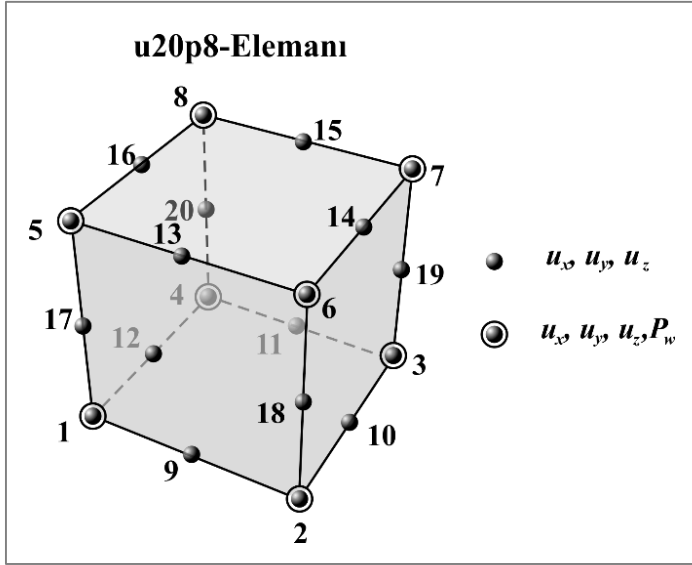
Bu çalışmada suya doymun zeminlerde boşluk suyu basıncı oluşumunun incelenebilmesi için analizler iki fazlı model kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Bu şekilde sonlu elemanlar modeline tanımlanan iki fazlı model ile analizlerde suya doymun zeminlerde gerçekleşen boşluk suyu basıncının gelişimi gerçekçi bir yaklaşımla incelenebilmiştir.

İki fazlı modelin teorisi ilk olarak Biot [53] tarafından formüle edilmiş daha sonra ise Zienkiewicz ve Shiomi [54] tarafından geliştirilmiştir. Model, zemin davranışının boşluk suyu basıncından önemli ölçüde etkilendiği problemlerin sayısal olarak araştırılması için oldukça elverişli bir şekilde kullanılabilir. Bu model zeminin tamamen suya doymun olduğu durumlar için formüle edilmiştir. Doymun zeminlerde zemin taneleri ve boşluk suyu basıncı arasındaki mekanik etkileşimi araştırmak için kullanılan bu model u-p modeli olarak adlandırılmaktadır. Modelde zeminin, tane yapısına karşılık gelen bir katı fazdan ve boşluk suyunu ifade eden bir sıvı fazdan oluştuğu varsayılmaktadır (Şekil 5. 3). Modeldeki sistemin değişkenleri, katı fazın yer değiştirmeleri, u ve boşluk suyu basıncı, p olarak tanımlanmaktadır [1]. Tanımlanan her iki fazın, yani hem boşluk suyunun hem de zemin yapısını oluşturan tanelerin münferit olarak sıkıştırılmaz olduğu varsayılmaktadır.



Şekil 5.3. İki fazlı model [1]

Bu çalışmada u-p modeli temel alınarak u20p8 olarak adlandırılan üç boyutlu bir model kullanılmıştır (Şekil 5. 4). Modelde yer değiştirme için yirmi düğüm noktası ve boşluk suyu basıncı için sekiz düğüm noktası (u20p8) kullanılmıştır [1].



Şekil 5.4. Üç boyutlu iki fazlı sonlu eleman modeli, u20p8 [1]

5.3. Hipoplastik Bünye Modeli

Zemin gibi karmaşık davranışa sahip bir malzemenin modellenmesinde karşılaşılan zorlukların en başında uygun malzeme modeline karar verilmesi gelmektedir. Kullanılan pek çok modelin zemin davranışını yansıtmakta bazı eksiklikleri bulunmakta ve zamana göre değişen zemin özellikleri tam olarak ifade edilememektedir. Çünkü zemin, modellerin birçoğunda yapılan kabullerin aksine, yüklemeler altında ne tam elastik ne de tam plastik davranan bir malzemedir. Araştırmacılar tarafından zemin davranışını tanımlayabilmek için pek çok malzeme modelleri geliştirilmiştir. Bu modellerden birisi de Kolymbas [3] tarafından geliştirilen hipoplastik malzeme modelidir. Son yıllarda kullanımı giderek yaygınlaşan modelin kohezyonsuz zeminlerin davranışını yansıtmadaki başarısı pek çok araştırmacı tarafından kanıtlanmıştır.

Hipoplastik bünye modeli doğrusal olmayan gerilme fonksiyonlarına dayanmaktadır. Diğer karmaşık modellerin aksine, hipoplastik modelde zeminin akma yüzeyi, plastik deformasyonu gibi karmaşık kavramları yoktur. Bu nedenle sayısal yöntemlerde teorisi ve uygulaması daha basittir. Sadeliğine rağmen, hipoplastik modeller kohezyonsuz zemin davranışını yansıtmakta başarılı görülmektedir. Modelde en çok öne çıkan özellik boşluk oranının (e) durum değişkeni olarak tanıtılmasıdır. Bu modelde özellikle zeminin birim hacim ağırlığı değişimi ve gerilme seviyesinin zemin davranışı üzerine olan etkisi göz önünde bulundurulduğu için tekrarlı yükler altında daha gerçekçi sonuçlar elde edilmektedir.

Zemin davranışında sıklığın ve basınç düzeyinin etkisi önemlidir [55]. Modelde dikkate alınan temel kavramlar ve parametreler büzülme, genleşme, zemin gerilme durumu, deformasyon yönü, pik sürtünme açısı ve rijitliktir. Model, tekrarlı yük altında bulunan kohezyonsuz zeminlerin davranışını incelenmek için oldukça uygundur. Hipoplastik model Kolymbas [3], Bauer [56], Herle [57], Gudehus [58], Von Wolffersdorff [59] gibi birçok araştırmacı tarafından geliştirilmiş ve geliştirilmeye de devam edilmektedir.

Kolymbas tarafından geliştirilen model kohezyonsuz zeminlerin tekil yükler altındaki davranışını çok iyi yansıtmakta, ancak dinamik yüklerin etkisinde çok iyi sonuçlar vermemektedir. Her ne kadar boşluk miktarındaki değişiklik göz önünde bulundurulsa da, dinamik yükleme sırasında yükleme yönündeki değişiklik sonuçlara iyi yansıtılamamakta ve bazı bölgelerde deformasyon ve boşluk suyu birikimi meydana gelmektedir. Modeldeki eksiklikler nedeniyle Niemenus ve Herle [60] tarafından model genişletilerek geliştirilmiştir. Bu çalışma Von Wolffersdorff tarafından geliştirilen referans modele dayanmaktadır.

Modelin ilk durumu sekiz parametre ile tanımlanmaktadır. Modeldeki ϕ_c parametresi, taneli zeminlerde en gevşek durum için içsel sürtünme açısının kritik durumunu ifade etmektedir. Model parametreleri içerisinde tek boyutlu değişken durumundaki h_s , bir rijitlik parametresidir ve tanelerin sıkışabilirliği için kullanılmaktadır. Bu parametre tanelerin sertlik, tane çapı dağılımı ve şekline bağlıdır. n parametresi oransal sıkışma tanımında üstel bir parametredir ve h_s parametresiyle doğrudan ilişkilidir. Bu parametre tane çapı dağılımına ve tane büyüklüğüne bağlıdır. Tanımlanan üç sınır boşluk oranı gerilmeye bağlıdır. e_{d0} minimum boşluk oranını, e_{c0} kritik boşluk oranını ve e_{i0} maksimum boşluk oranını temsil etmektedir. Sıklığın pik sürtünme açısı üzerindeki etkisini tanımlayan α , taneli zeminler için kullanılan üstel bir parametredir. Başka bir üstel parametre olan β , sabit ortalama basınç ve sabit birim deformasyon koşullarında artan sıklığa bağlı olarak artan gerilme oranını ifade eden bir parametredir [50].

Araştırmacılar, temel hipoplastik bünye modelinin, granüler malzemelerin sabit yükleme altında mekanik davranışlarını incelemek için uygun olduğunu değerlendirirken dinamik yükleme altındaki malzeme davranışını incelemek için uygun olmadığına karar vermişlerdir. Bu amaçla, yön değiştiren deformasyon davranışının zeminin mekanik davranışı üzerindeki etkisini hesaba katan, taneler arası gerilme olarak tarif edebileceğimiz, bir durum değişkenine ihtiyaç duyulmuştur [61]. Bu nedenle, zemin davranışı üzerinde tekrarlı

yüklerin etkisinin incelenebilmesi için Wolffersdorff 'un çalışmasında bulunan hipoplastik malzeme modeli beş parametre ile Niemunis ve Herle tarafından genişletilmiştir. Eklenen bu parametreler: taneler arası birim deformasyonu ifade eden R , rijitlik faktörleri m_R ve m_T , taneler arası birim deformasyonların gelişiminin etkisini ifade eden β_r ve rijitliğin azalma durumunu ifade eden χ üstel parametresidir [48]. Tüm parametrelerin anlamı ve elde edilme yöntemleri Çizelge 5.1'de gösterilmektedir.

Çizelge 5.1. Hipoplastik model parametreleri ve elde edilme yöntemleri [48]

Parametre	Tanımı	Yöntem
ϕ_c	Kritik içsel sürtünme açısı	Yaslanma açısı deneyi, üç eksenli, direk kesme ve halka kesme deneyleri
h_s	Granüle malzeme rijitliği	Konsolidasyon (basınç) deneyi
n	Tanelerin basınç değişimine hassasiyetini ifade eden üstel parametre	Konsolidasyon (basınç) deneyi
e_{d0}, e_{i0}, e_{c0}	Sıfır basınç altındaki sırasıyla minimum, maksimum ve kritik limit boşluk oranları	İndeks deneyleri
α	Pik içsel sürtünme açısı ile rölatif sıkılık arasındaki ilişkiyi kontrol eden parametre, genleşmeyi kontrol eder	Üç eksenli deney
β	Yoğunluk ve rijitlik arasındaki ilişkiyi kontrol eden parametre	Konsolidasyon (basınç) deneyi
R	Elastik oranın açısı	Dinamik üç eksenli deney
m_R	180°'lik birim deformasyon yönü değişimini ifade eder	Dinamik üç eksenli deney
m_T	90°'lik birim deformasyon yönü değişimi sonrası oluşan rijitlik artışı ifade eder	Dinamik kesme deneyi
β_r	Taneler arası birim deformasyon gelişimini ($\dot{h}$) kontrol eden parametre	Dinamik üç eksenli deney
χ	Rijitlik azalmasını kontrol eden parametre	Dinamik üç eksenli deney

5.3.1. Hipoplastik bünye modeli parametrelerinin tanımlanması ve belirlenme yöntemleri

Hipoplastik bünye modeli daha önce de belirtildiği gibi toplamda 13 parametreden oluşmaktadır. Bunlardan sekiz tanesi zemin tanelerinin granülometrik özelliklerine bağlı: ϕ_c kritik içsel sürtünme açısı, h_s granüle malzeme rijitliği, n üstel parametre, e_{d0} minimum boşluk oranı, e_{i0} maksimum boşluk oranı, e_{c0} kritik boşluk oranı, üstel parametreler α ve β

olarak tanımlanmaktadır. Beş tanesi ise taneler arası birim deformasyona bağlı R , m_R , m_T , β_r ve χ parametreleridir.

Kritik içsel sürtünme açısı, ϕ_c

Zeminin kritik gerilme durumunda, yani hacim değişimi gerçekleşmeden aynı boşluk oranı ile sabit ortalama efektif gerilme altında akma durumu gerçekleşmesi halinde, ölçülen içsel sürtünme açısı kritik içsel sürtünme açısı olarak ifade edilmektedir [62]. ϕ_c parametresi, üç eksenli, basit kesme veya direk kesme deneyleriyle belirlenebilir. Bu deneylerin dışında kuru numuneyle yapılan yaslanma deneyi yöntemi de yaklaşık bir sonuç elde etmek için tercih edilebilir. Yaslanma deneyi açısı, kohezyonsuz zeminlerin yavaşça dökülerek oluşturulmuş yığınının açısıdır. Bu basit yöntem kesme deneyi veya üç eksenli deneyi neredeyse aynı sonucu vermektedir. Kritik içsel sürtünme açısı tane minerolojisine ve şekline bağlı olup zeminin gerilme geçmişi ve drenaj koşullarından bağımsızdır.

Rijitlik parametreleri h_s ve n

Zemin tanelerinin sıkışabilirliğini temsil eden bir rijitlik parametresi olan h_s gerilme yönüne bağlı olan tek parametredir ve yoğunluktan bağımsız bir referans basıncı temsil etmektedir. Tane sertliğinden farklıdır ve bir tür sıkışma parametresi olarak görülebilir [63]. h_s parametresinin büyüklüğü malzemenin tane şekline, büyüklüğüne ve dağılımına bağlıdır. Malzeme taneleri köşeliyse, düzgün dağılımlı değilse ve tane sertliği düşükse sıkışabilirlik artacağından h_s parametresinin de küçük olması beklenir. Tane büyüklüğü arttıkça kırılma olasılığının artabileceği düşünülürse h_s parametresinin düşeceği söylenebilir fakat kumlarda artan tane çapına göre yuvarlaklık artacağı için de h_s parametresinin artmasının beklendiği de söylenebilir. Dolayısıyla tane büyüklüğünün h_s parametresine etkisi net değildir [63]. n parametresi ise zeminin gerilme hassasiyetini kontrol eder ve artan efektif gerilmeler sonucu zemindeki rijitliğin artışını ifade eder. n parametresi ile h_s doğrudan bağlantılı iki parametredir. Sıkışma modülü ile h_s ve n parametreleri arasındaki ilişki Eşitlik 5.4'den daha net olarak görülebilir. Formülden de görülebildiği gibi n ne kadar küçük olursa artan basınç etkisinden dolayı K sıkışma modülü de o derece büyük olacaktır.

$$K = \frac{h_s}{3n} \left(\frac{3p_s}{h_s} \right)^{(1-n)} \left(\frac{1}{e_i} + 1 \right) \quad (5.4)$$

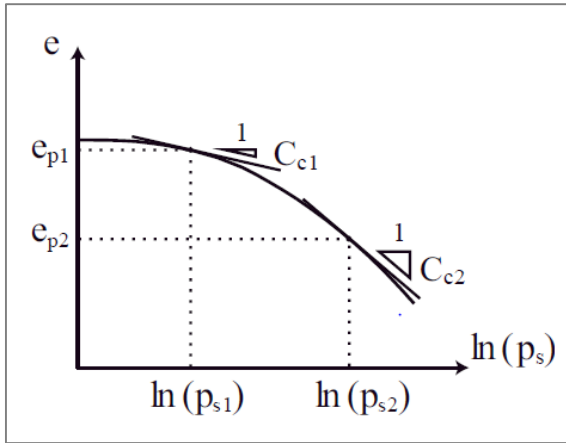
Bu iki parametre kullanılarak e_{p0} boşluk oranıyla başlayan artan bir basınç altındaki e_p boşluk oranı aşağıdaki eşitlikle ifade edilir (Eşitlik 5.5).

$$e_p = e_{p0} \exp \left[- \left(\frac{3p_s}{h_s} \right)^n \right] \quad (5.5)$$

h_s ve n parametrelerinin elde edilmesi için tamamen suya doymun veya kuru en gevşek durumdaki (fakat yenilme sınırında olmayan) numuneler üzerinde yapılan izotropik basınç veya konsolidasyon deneyleri uygulanmaktadır. Konsolidasyon deneyinde yanal basınçlar ölçülemediği için T_1 düşey basınç olmak üzere Eşitlik 5.6'dan yanal basınç hesaplanabilir.

$$T_2 = K_0 * T_1 \quad (5.6)$$

Burada Jacky formülü kullanılarak $K_0 = 1 - \sin \phi_c$ olarak hesaplanabilir.



Şekil 5.5. Basınç eğrisinden n parametresinin belirlenmesi [63]

Konsolidasyon deneyi sonuçlarını kullanarak h_s ve n parametrelerinin elde edilmesi için gerekli eşitlikler aşağıda verilmektedir (Eşitlik 5.7 ve 5.8)

$$n = \frac{\ln(e_{p1} C_{c2} / e_{p2} C_{c1})}{\ln(p_{s2} / p_{s1})} \quad (5.7)$$

$$h_s = 3p_s \left(\frac{n e_p}{C_c} \right)^{1/n} \quad (5.8)$$

Burada:

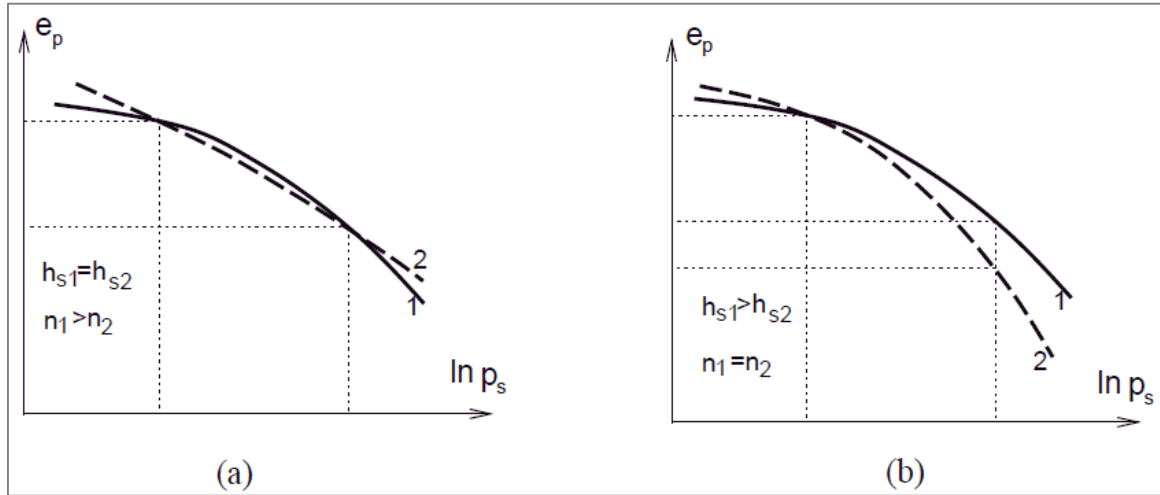
e_p :oranlı bir basınç altındaki boşluk oranı

e_{p0} : sıfır basınç altındaki boşluk oranı

C_c : basınç indeksi

n : belli bir orandaki gerilme altındaki parametre değeri

Eşitliklerden de anlaşılabilceği gibi h_s 'nin elde edilebilmesi için öncelikle n parametresinin bulunması gerekmektedir. n basınç grafiğinin eğriliğini kontrol ederken h_s parametresi eğimini kontrol etmektedir (Şekil 5.6).



Şekil 5.6. n (a) ve h_s (b) parametrelerinin hesaplanan basınç eğrileri üzerindeki etkileri [63]

Yerçekimsiz ortamdaki (sıfır gerilme) minimum boşluk oranı e_{d0}

Sıfır basınç altında minimum boşluk oranını ifade eden e_{d0} parametresini elde etmek için zeminin en sıkı durumunu göz önüne almak gerekir. Fakat düşük ve yüksek basınç altında boşluk oranları arasındaki oran Bauer [56] tarafından aşağıdaki eşitlikle ifade edilmektedir (Eşitlik 5.9).

$$\frac{e_i}{e_{i0}} = \frac{e_c}{e_{c0}} = \frac{e_d}{e_{d0}} = \exp \left[- \left(\frac{3p_s}{h_s} \right)^n \right] \quad (5.9)$$

Eşitlikteki e_c , kritik durumdaki boşluk oranıdır. Diğer bir parametre olan e_d , küçük çevrimsel kesme kuvvetleri etkisi altında mümkün olan en yüksek sıkıştırma durumunda elde edilen boşluk oranıdır. Başka bir boşluk oranı parametresi olan e_i , izotropik basınç altında elde edilebilecek en yüksek boşluk oranıdır. e_i , basit bir tane yapısında mümkün olan boşluk oranının en üst sınırını temsil eder. Limit boşluk oranları e_i , e_c ve e_d , P_s basınç artışı ile azalır. Eşitlik 5.9'daki diğer malzeme parametreleri e_{i0} , e_{c0} ve e_{d0} ise sıfır basınç altında e_i , e_c ve e_d parametrelerine karşılık gelen değerlerdir ve tüm bu parametreler malzeme granülometresine bağlıdır.

Eşitlik 5.9'daki e_{d0} en sıkı durumdaki boşluk oranıdır. Laboratuvar ortamında sıfır basınç koşullarının sağlanması zor olduğundan $P_s > 0$ durumunda sıfır gerilme altındaki minimum boşluk oranı, e_{d0} aşağıdaki eşitlikle ifade edilebilir (Eşitlik 5.10).

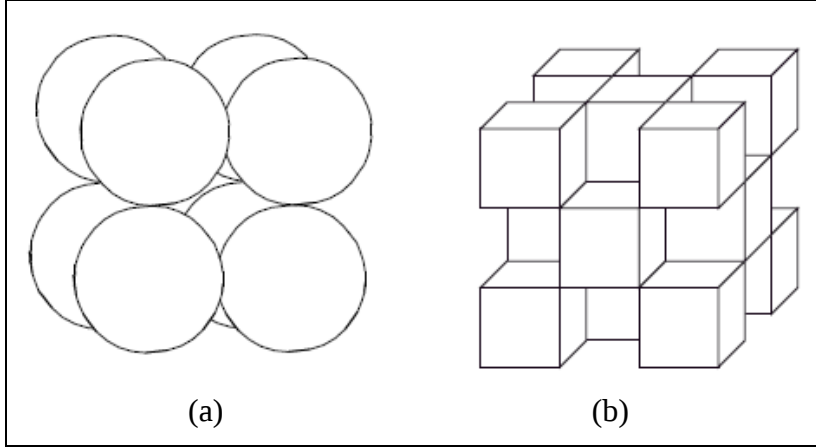
$$e_{d0} = e_d \exp \left[\left(\frac{3p_s}{h_s} \right)^n \right] \quad (5.10)$$

Alternatif olarak indeks testlerden elde edilen e_{min} değeri ile e_{d0} değerlerinin birbirine çok yakın olmasından dolayı aşağıda verilen faydalı bir ilişki de (Eşitlik 5.11) kabul görmekte ve bu kabul yaygın olarak kullanılmaktadır [63].

$$e_{d0} \approx e_{min} \quad (5.11)$$

Yerçekimsiz ortamdaki (sıfır gerilme) maksimum boşluk oranı, e_{i0}

En gevşek durumdaki sıfır gerilme boşluk oranı, e_{i0} , granüler malzemenin izotropik konsolidasyonu süresince yerçekimsiz bir ortamda ulaştığı maksimum boşluk oranı olarak düşünülebilir. Bu değer deneysel olarak belirlenmesi neredeyse imkânsızdır. Laboratuvar ortamında maksimum boşluk oranı hesaplanması için hazırlanan numunelerin yerçekimine maruz kaldığı ve taneler arası mevcut kesme kuvvetleri olduğu düşünülürse e_{i0} değerinin e_{maks} 'tan büyük olacağı söylenebilir. Şekil 5.7'de gösterilen idealize edilmiş yuvarlak ve köşeli tanelerden oluşmuş iki adet zemin örneğinde maksimum boşluk oranları yuvarlak taneliler için 0,91 köşeli taneliler için ise 1,0 olarak hesaplanmıştır [63].



Şekil 5.7. En gevşek durumdaki (minimum yoğunluk) idealize edilmiş yuvarlak (a) ve köşeli (b) taneler için dizilimler [63]

Deneylelerden elde edilen sonuçlar ile teorik değerlerin karşılaştırılması sonucu Şekil 5.7 (a)'daki yuvarlak taneli zeminler için $e_{i0}=1,1 \cdot e_{\max}$, köşeli taneli zeminler için ise $e_{i0}=1,3 \cdot e_{\max}$ sınır değerler olarak belirlenmiştir. Tane şekline bağlı olarak e_{i0} değeri aşağıda genel olarak ifade edilmiştir (Eşitlik 5.12).

$$e_{i0}=(1,1\sim 1,3)e_{\max} \quad (5.12)$$

Yerçekimsiz ortamdaki (sıfır gerilme) kritik boşluk oranı e_{c0}

Sıfır gerilme kritik boşluk oranı e_{c0} , kritik durumla ilgili ikinci parametredir. Sıfır basınçta tanımlanır, dolayısıyla doğrudan ölçüm mümkün değildir. e_{c0} , kesme deneyleri sırasında kritik içsel sürtünme açısı ϕ_c ile birlikte elde edilen e_c kritik boşluk oranı kullanılarak aşağıdaki eşitlik yardımıyla elde edilebilir (Eşitlik 5.13).

$$e_{c0}=e_c \exp \left[\left(\frac{3p_s}{h_s} \right)^n \right] \quad (5.13)$$

Kritik boşluk oranı kumlu zeminlerin sıvılaşması riskinin değerlendirilmesinde belirleyici bir rol oynadığı için e_c ve P_s arasındaki ilişki birçok araştırmaya konu olmuştur. Sonuç olarak e_{c0} parametresinin $e_{\max}$ ile aynı kabul edilebileceği (Eşitlik 5.14) görüşüne varılmıştır [63].

$$e_{c0} \sim e_{\max} \quad (5.14)$$

Üstel parametre α

Üstel parametre α , pik durumdan kritik duruma geçişi yani pik içsel sürtünme açısı ile rölatif sıkılık arasındaki ilişkiyi kontrol etmektedir ve boşluk oranlarının gerilmelere bağlı değişimini gösteren standart üç eksenli basınç deneyi ile elde edilir. Pik noktada eksenel gerilme sıfırlanır ve deney sonuçları ile aşağıdaki eşitlik yardımıyla α değeri bulunur (Eşitlik 5.15).

$$\alpha = \frac{\ln \left[\frac{(2+K_p)^2 + \alpha^2 K_p (K_p - 1 - \tan V_p)}{\alpha (2+K_p) (5K_p - 2) \sqrt{4 + 2(1 + \tan V_p)^2}} \right]}{\ln(r_e)} \quad (5.15)$$

Aşağıdaki eşitliklerden (Eşitlik 5.16-18) pik oranlar ve Eşitlik 5.19'dan r_e hesaplanarak Eşitlik 5.15'de yerine konulur.

$$K_p = \frac{T_1}{T_2} = \frac{1 + \sin \phi_p}{1 - \sin \phi_p} \quad (5.16)$$

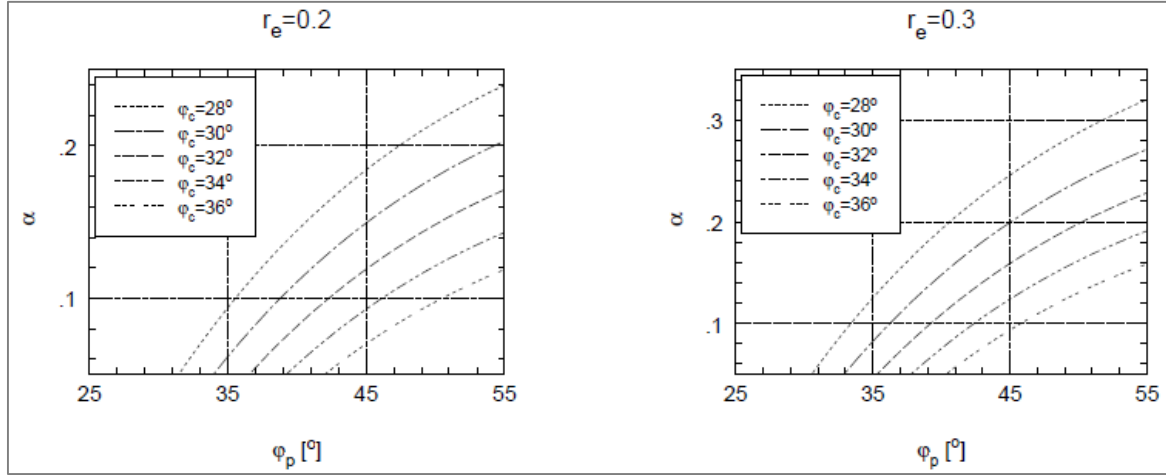
$$\tan V_p = - \frac{D_1 + 2D_2}{D_1} \quad (5.17)$$

$$\sin \phi_p = \left[\frac{T_1 - T_2}{T_1 + T_2} \right]_p \quad (5.18)$$

$$r_e = \frac{e - e_d}{e_c - e_d} \quad (5.19)$$

Yukarıdaki eşitliklerde e , pik durumdaki boşluk oranı, e_c ve e_d değerleri ise pik durumdaki ortalama efektif gerilmeye karşılık gelen boşluk oranlarıdır.

Eşitlik 5.15'in paydasındaki r_e olarak ifade edilen parametre basınca bağlı bir nispi boşluk oranını temsil etmektedir. Bu parametre basınç ve yoğunluğun etkisini beraber ifade ettiği için faydalı bir durum değişkeni olduğu söylenebilir. α parametresi r_e değerindeki ϕ_c ve ϕ_p değerleri kullanılarak Eşitlik 5.15 yardımıyla bulunabilir. Şekil 5.8'de α parametresinin tahmin edilmesi için kullanılabilecek bir grafik gösterilmektedir. Grafik $r_e=0,2$ ve $r_e=0,3$ için verilmiştir. Grafikten de görüldüğü gibi α parametresi 0,05 ve 0,30 arasında bir değer almaktadır [63].



Şekil 5.8. Farklı r_e değerleri için α , ϕ_p ve ϕ_c arasındaki ilişki [63]

Üstel parametre β

β parametresi yoğunluğa bağlı rijitlik değişimini ifade etmektedir. Bir başka deyişle yük altında azalan boşluk oranlarına bağlı olarak artan rijitliği ifade etmektedir. Boşluk oranı e 'nin e_i 'den çok düşük olduğu durumlarda (aşırı sıkışma) β parametresi önemli bir rol oynar ve bu parametre efektif gerilmelere bağlı olarak değişir. Konsolidasyon deneyi ile edilen değerler ve Eşitlik 5.20 kullanılarak bu parametre hesaplanabilir.

$$\beta = \frac{\ln \left[E \frac{3+\alpha^2-f_{d0}\alpha\sqrt{3}}{3+\alpha^2-f_{d0}\alpha\sqrt{3}+e_i h_s} \left(\frac{3p_s}{h_s} \right)^{n-1} \right]}{\ln \left(\frac{e_i}{e} \right)} \quad (5.20)$$

$$f_{d0} = \frac{e_{i0}-e_{d0}}{e_{c0}-e_{d0}} \quad (5.21)$$

$$f_d = \left(\frac{e-e_d}{e_c-e_d} \right)^\alpha \quad (5.22)$$

Eşitlikteki P_s 'nin etkisi aynı basınç altında iki ayrı noktadaki e_1 ve e_2 boşluk oranlarındaki rijitlik modülleri oranları kullanılarak kaldırılabilir. Eşitlik 5.23 kullanılarak β parametresi bulunabilir.

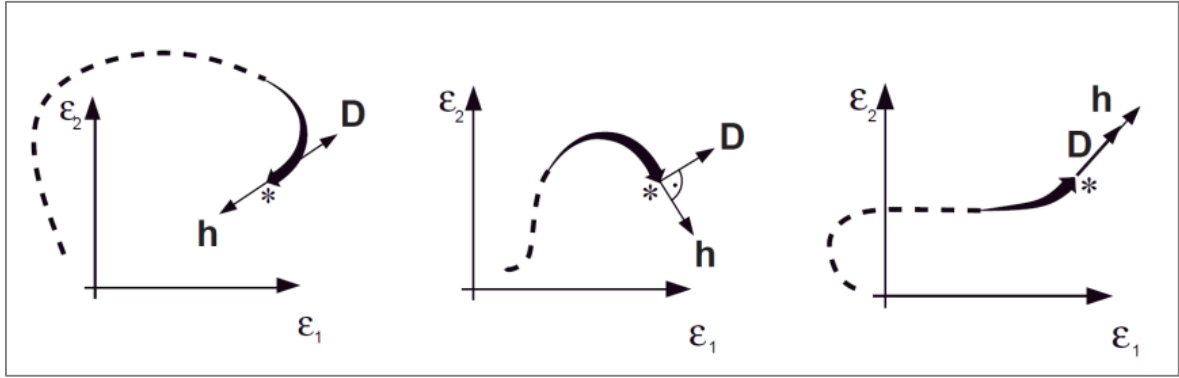
$$\beta = \frac{\ln(\beta_0 E_2/E_1)}{\ln(e_1/e_2)} \quad (5.23)$$

$$\beta_0 = \frac{3+\alpha^2-\alpha\sqrt{3}f_{d1}}{3+\alpha^2-\alpha\sqrt{3}f_{d2}} \quad (5.24)$$

Yapılan çalışmalarda α değerinin 0,1-0,3 aralığında olması durumunda β parametresinin 0,95-1,30 aralığında olduğu görülmüştür. Yaygın kullanımda β parametresi 1 olarak kabul edilmektedir [62].

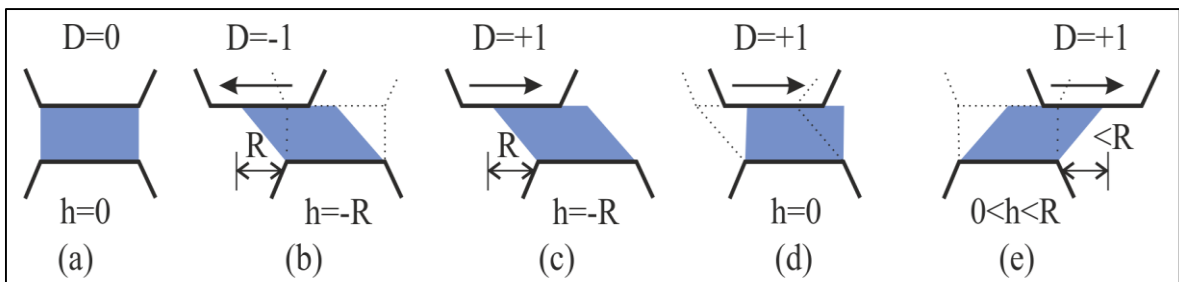
Taneler arası birim deformasyon parametreleri

Sekiz parametreden oluşan basit hipoplastik modelin bazı yetersizlikleri bulunmaktadır. Örneğin yükleme sırasında sınırlı yüzey eksikliğinden kaynaklı yüksek gerilme oranları gözlenmekte, drenajsız tekrarlı kesme sırasında deneysel sonuçlardan daha fazla boşluk suyu basıncının hesaplanması nedeniyle abartılı sıvılaşma problemleri ortaya çıkmakta, düşük gerilme döngüleri altında fazla deformasyon oluşumları gerçekleşmekte ve tekrarlı yükler ile birlikte genel olarak tatminkâr sonuçlar vermemektedir [64]. Mevcut modelin eksikliklerini gidermek amacıyla Niemunis ve Herle [60] tarafından geliştirilen taneler arası birim deformasyon kavramı ortaya atılmıştır. Taneler arası birim deformasyon parametreleri R , m_R , m_T , β_r ve χ eklenerek geliştirilmiş 13 parametrelilik hipoplastik model sayesinde bahsedilen problemler çözülmüştür. Taneler arası birim deformasyon kavramı, toplam deformasyonun, hareket esnasında zemin taneleri arasındaki katmanlardaki deformasyonlarla tanelerin karşılıklı olarak kayması ve dönmesinin neden olduğu küçük deformasyonların toplamından oluştuğunu varsayar [65]. Hipoplastik modelin küçük yük çevrimleri aralığında performansını artırmak için, zemin birim deformasyonu D ve boşluk oranları terimlerine ek olarak taneler arası gerilme (h) adı verilen yeni bir durum değişkeni getirilmiştir. Yeni durum değişkeninin zemin taneleri arasındaki bir ara yüz tabakasının deformasyonunu temsil ettiği varsayılmaktadır. Bu değişken deformasyon geçmişi ile belirlenmektedir. Şekil 5.9’da görülen birim deformasyon geçmişinde sadece son kısmın (koyu kısım) taneler arası birim deformasyon (h) üzerinde etkisi vardır. * işareti her üç senaryoda da zemin birim deformasyon değerinin (D) aynı olduğunu belirtmek içindir. Yeni modele göre malzemenin anlık rijitliği taneler arası gerilme, h ve zemin birim deformasyonu, D ’ye bağlıdır ve bu ikisi arasındaki açığa bağlı olarak artmaktadır. Bununla birlikte, eğer şekil değiştirme sabit bir yönde devam ederse, rijitlik kademeli olarak azalır ve belirli bir gerilim yolunda $\varepsilon = \varepsilon_{SOM}$ neredeyse aynı rijitliği elde eder.



Şekil 5.9. Farklı deformasyon geçmişlerine göre taneler arasındaki birim deformasyon (h) değişimi [60]

Granüler malzemeleri binlerce taneden oluşan bir tanecikler grubu olarak düşünersek malzemede meydana gelecek olan deformasyonlar (a) taneler arası birim deformasyonlar ve (b) tanelerin yeniden düzenlenmesi (kayma etkisiyle) olmak üzere iki kademeye ayrılabilir. Zemin taneleri arasındaki kaymalardan dolayı tanelerin temas yüzeyleri arasında büyük deformasyonlar oluşmaktadır. Tane ara yüzlerinin deformasyonu taneler arası gerilme, h , ile ifade edilir. Yukarıda da bahsedildiği üzere h parametresi, gerilme ve boşluk oranının dışında oluşturulan yeni bir durum değişkenidir. Taneler arası birim deformasyon, ara yüzdeki mikro deformasyonlarının büyük ölçekli olarak değerlendirilmesi olarak anlaşılabilir. Toplam deformasyonlar taneler arasındaki yüzey kaymalarından ve deformasyonlardan oluşmaktadır [60]. Bu durum Şekil 5.10'da tasvir edilmektedir.

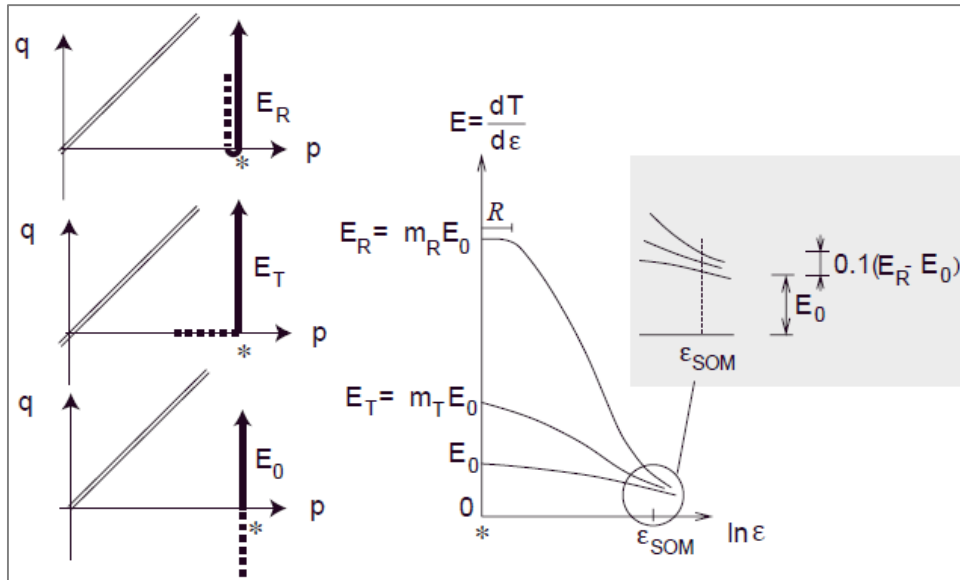


Şekil 5.10. Taneler arası birim deformasyon değişimi [60]

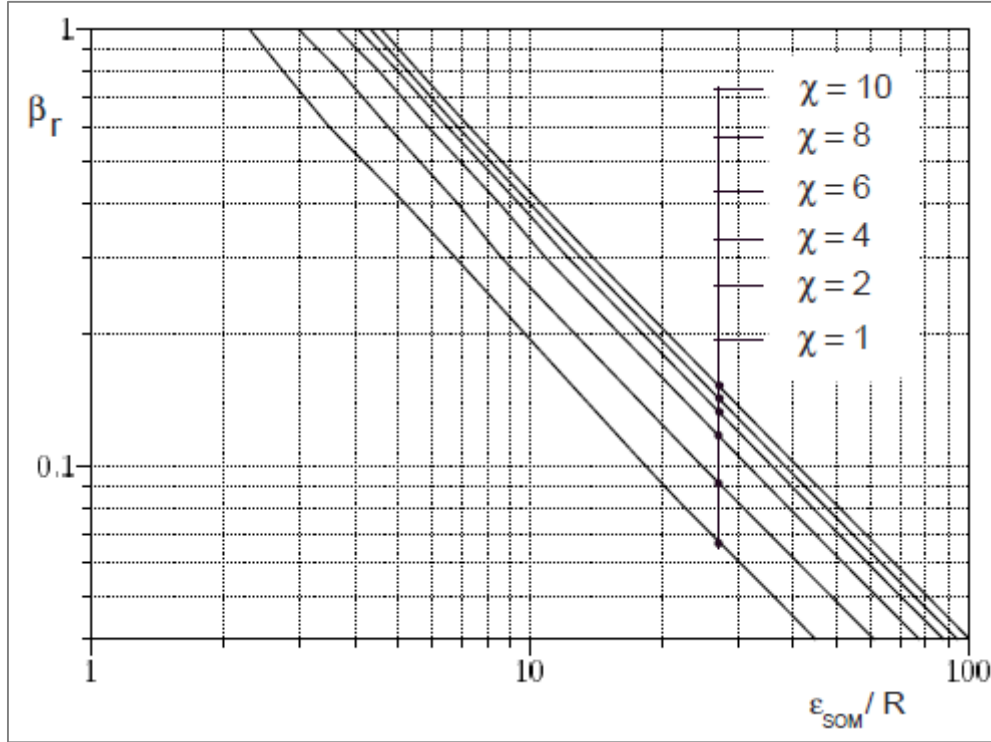
Şekil 5.10'daki taralı alan ara yüzü temsil etmektedir. Başlangıçta deformasyon gerçekleşmediği için taneler arası ara yüz deformasyonu, $h=0$ olarak tanımlanmıştır (Şekil 5.10(a)). $D=-1$ olacak şekilde deformasyon başlatıldığında taneler arasında kayma meydana gelmiş ve ara yüzdeki deformasyon $h=-R$ olacak şekilde değişmiştir (Şekil 5.10(b)). R , taneler arası birim deformasyon h 'nin alabileceği maksimum mutlak değerdir. D 'nin ters

tarafa dönmesinin ardından (Şekil 5.10(c)) deformasyon uygulanmaya devam ettikçe h en yüksek değere ulaşmış ve sonrasında $h=0$ olmuştur (Şekil 5.10(d)). Son olarak D ile h arasındaki açı 180° olduğunda $h=R$ oluşmaktadır (Şekil 5.10(e)). R , tane boyutuna bağlı bir parametredir ve düşük deformasyonlu tekrarlı kesme deneyi esnasında elastik zonun dışına çıkılması anındaki birim deformasyon değeri olarak değerlendirilmektedir [66]. Maksimum taneler arası birim değiştirme $|h|=R$ değerinin basınçtan etkilenmeyen bir malzeme sabiti olduğu varsayılmaktadır. R parametresi büyük taneli zeminler için 10^{-7} ile küçük taneliler için 10^{-3} aralığında değişmektedir [67].

Rijitlik ve deformasyon eğrileriyle eğri uydurma yöntemi kullanılarak elde edilecek olan diğer parametreler Niemenus tarafından hazırlanan Şekil 5.9'daki grafiklerde gösterilmektedir. 180° 'lik birim deformasyon yönü değişimi ile artan rijitlik artışını ifade etmek için m_R ($m_R=E_R/E_0$) parametresi, 90° 'lik birim deformasyon yönü değişimi ile artan rijitlik artışı için de m_T ($m_T=E_T/E_0$) kullanılmaktadır. m_R parametresinin hesaplanması için yükleme ve boşaltmanın gerçekleştirildiği ödeometre deneyi veya dinamik üç eksenli basınç deneyi, m_T parametresi için ise dinamik üç eksenli basınç deneyi veya biaxial test kullanılabilir. Fakat uygulamalarda genellikle m_R ve m_T için sırasıyla 5 ve 2 alınmaktadır [68].



Şekil 5.11. Model kalibrasyonu için karakteristik rijitlik değerleri [64]



Şekil 5.12. Farklı χ değerleri için β_r vs. ε_{SOM}/R korelasyonu [64]

β_r parametresi taneler arası birim deformasyonun gelişimini kontrol eder ve ε_{SOM} ile bağlantılıdır. Şekil 5.11’de gösterildiği gibi deformasyonların başlaması ile rijitlikler azalmakta ε_{SOM} değerinde birbirlerine yaklaşmaktadır ve deformasyon geçmişlerinin rijitlik üzerindeki etkisi bu noktada ortadan kalkmaktadır. Azalan bu rijitliği χ parametresi kontrol etmektedir. Niemunis tarafından, hesaplanan ε_{SOM}/R değeri sonrasında kalibre edilmesi gereken χ ve β_r arasındaki ilişkiyi göstermek için, bir grafik hazırlanmıştır (Şekil 5.12) .

5.3.2. Hipoplastik model parametreleri genel değerlendirme

Hipoplastik modelde gerilme seviyesindeki artışa bağlı olarak artan rijitlik ve yoğunluk artışı hesaplarda göz önüne alınmaktadır. Model parametrelerini genel bir çerçevede ele alındığında indeks test sonuçlarının granülometrik özelliklerle ilişkili olduğu görülebilir. Tanelerin %50 geçen yüzdesine karşılık gelen çap D_{50} , C_u üniformluk sayısı ve tanelerin şekli ile sertliği gibi granülometrik özelliklerin kum ve çakıllar için hipoplastik parametre tahminlerinin bulunmasına yardımcı oldukları görülmektedir [65]. Temel model 8 parametre ile ifade edilmektedir. Bu parametreler aşağıdaki gibi özetlenmiştir:

- ϕ_c , üç eksenli, basit kesme ve doğrudan kesme testlerinden belirlenebilir. Aynı zamanda granüler malzemeler için gevşek kuru malzemeyle yapılan yaslanma deneyi de alternatif olarak ϕ_c 'nin elde edilebilmesi için kullanılabilmektedir [67]. Yaslanma deneyi açısı, malzemenin yavaşça dökülmesiyle oluşan kohezyonsuz bir zemin yığınının açısıdır.
- Malzeme rijitliğini ifade eden h_s ve n parametreleri birlikte düşünülmelidir. Granüler sertlik h_s ve üs n , konsolidasyon testinden belirlenir ve belirli bir gerilme aralığında geçerlidir. n parametresi, bir sıkışma eğrisinin eğriliğini yansıtır ve h_s eğimini gösterir. Bu parametrelerden h_s 'nin tane sertliği ile arttığı söylenebilir fakat n parametresi için tane sertliğinin etkisi belirsizdir [64].
- e_d , e_c ve e_i parametreleri sırasıyla maksimum sıkılıkta, kritik durumda ve en gevşek durumdaki boşluk oranlarını ifade etmektedirler. Bauer'e [56] göre bu sınır boşluk oranları artan efektif gerilme (mean skeleton pressure, P_s) ile azalır. Ortalama efektif gerilmelerin sıfır olduğu yerçekimsiz ortamlarda e_{d0} , e_{c0} ve e_{i0} sınır değerlerine ulaşırlar ve çok yüksek P_s değerinde ise sıfıra yaklaşırlar. Testteki zorluklardan dolayı, bu limit boşluk oranlarının değerleri e_{min} ve e_{maks} değerleri kullanılarak tespit edilmektedir. Ortalama tane çapı ve tane sertliğinin hiçbirisi üzerinde bir etkisi olmadığı söylenebilir [64].
- α parametresi pik ve kritik durum arasındaki geçiş tanımlar ve tane sertliğinin artması ile artar. Parametre değeri 0,05 ve 0,30 aralığındadır.
- β parametresi mevcut yoğunluktaki rijitlik değişimini ifade etmektedir. Bu parametrenin granülometrik özelliklere çok bağlı olmadığı söylenebilir. Birçok doğal kum için $\beta \approx 1$ olarak kabul edilmektedir.

Temel hipoplastik modelin en büyük eksikliği tekrarlı yüklemeler altında aşırı deformasyon birikimlerinin oluşması ve bunun sonucunda çok fazla oturmaların gerçekleşmesidir. Taneler arası birim deformasyon parametreleri olarak modele beş parametre eklenmiş ve bu eksiklik giderilmiştir. Bu parametrelerden m_R ve m_T parametreleri genellikle sırasıyla 5 ve 2 olarak alınmaktadır. R parametresi 10^{-7} ile 10^{-3} aralığında değişmekte olup genelde 10^{-4} olarak alınır. β_R parametresi, taneler arası gerilmenin gelişimini etkileyen, χ parametresi ise sertliğin değişimini gösteren parametrelerdir. Bu parametreler çevrimsel üç eksenli bir test kullanılarak belirlenebilir ve Şekil 5.12 kullanılarak tahmin edilebilirler [64].

5.4. Kozeny-Carman Eşitliği

Laboratuvarlarda belli deneylerle geçirgenliğin doğrudan belirlenmesinden başka, çeşitli zemin ve kaya türleri için yararlı ampirik formüller ve çizelge hidrolik iletkenlik (k) değerleri mevcuttur. Bunlardan biri Hazen formülüdür. Hazen [69] doymun kumlar için aşağıdaki eşitliği önermiştir (Eşitlik 5.25).

$$k = \frac{C_H}{D_{10}^2} \quad (5.25)$$

Eşitlikte:

k : hidrolik iletkenlik (cm/s)

C_H : Deneysel Hazen katsayısı

D_{10} : Zeminin %10'unun geçtiği tane çapıdır (cm)

Eşitlikteki C_H katsayısı farklı kaynaklarda farklı değerler tanımlanmakla birlikte 1 ile 1000 arasında değişmektedir [69]. Sadece bu farklılık bile Hazen formülünün geçerliliğini tartışılır hale getirmektedir. Bunun dışında eşitlik sadece 10°C sıcaklık için gerekli olmasına rağmen araştırmacılar tarafından tüm koşullarda aynı şekilde kullanılmaktaydı. Hazen kendisi sıcaklık arttıkça sürtünmenin yani akışa karşı direncin azalacağını, bu durumda da C_H katsayısının dolayısıyla geçirgenliğin de buna bağlı olarak artacağını söylemiştir [69]. Örneğin 20°C sıcaklıkta C_H katsayısı 1,3 kat artacak buna bağlı olarak da geçirgenlik 10°C sıcaklıktakine göre %30 artacaktır [70].

Hazen denklemi araştırmacılar tarafından sıklıkla kullanılmaktaydı fakat Carrier buna benzer dezavantajlarını göz önünde bulundurarak bu denklemin yerine Kozeny-Carman eşitliğini önermiştir. Bu eşitlik basitçe, medya özellikleri ve gözenek kanallarındaki akış direnci arasındaki doğrudan ilişkiye dayanmaktadır. Hazen denklemine göre daha karmaşık olmasına rağmen tüm tane boyutlarını, tanecik şekillerini ve zemin boşluk oranını hesaba katmaktadır. Kozeny-Carman yarı deneysel, yarı teorik eşitliği şu şekilde ifade edilebilir (Eşitlik 5.26).

$$k = \left(\frac{\gamma}{\mu}\right) \times \left(\frac{1}{C_{K-C}}\right) \times \left(\frac{1}{S_0^2}\right) \times \left(\frac{e^3}{1+e}\right) \quad (5.26)$$

Eşitlikte:

γ : akışkanın birim hacim ağırlığı

μ : akışkanın viskozitesi

C_{K-C} : Kozeny-Carman katsayısı (uygulamada genellikle 5 kabul edilir)

S_0 : taneciklerin birim hacmi için yüzey alanı (1/cm)

e : boşluk oranı

Akışkan 20°C'deki su ise $\left(\frac{\gamma}{\mu}\right) = 9.93 \cdot 10^4$ 1/cm.s, 10°C'deki su ise $\left(\frac{\gamma}{\mu}\right) = 7.64 \cdot 10^4$ 1/cm.s olarak elde edilmektedir. Bu değerlerden 10°C ile 20°C su için olan değerlerin oranı Hazen denkleminde kullanılan 1,3 değeriyle aynı çıkmaktadır.

Denklemdaki S_0 , tane boyutları kullanılarak bulunabilmektedir. Örneğin küresel D(cm) çapında taneciklerden oluşan bir zemin için aşağıdaki eşitlik geçerlidir (Eşitlik 5.27).

$$S_0 = \frac{\text{alan}}{\text{hacim}} = \frac{\pi \times D^2}{(\pi \times D^3 / 6)} = \frac{6}{D} \quad (5.27)$$

$C_{K-C} = 5$ ve $S_0 = \frac{6}{D}$ değerleri Eşitlik 5.26'da yerine konulduğunda Eşitlik 5.28 elde edilir.

$$k = 552 \times D^2 \times \left(\frac{e^3}{1+e}\right) \quad (5.28)$$

Zeminin farklı çaplarda taneciklerden meydana geldiği durumlarda granülometrik eğri kullanılarak D_{eff} aşağıdaki eşitlikten hesaplanabilir (Eşitlik 5.29).

$$D_{\text{eff}} = 100\% / \left[\sum \left(\frac{f_i}{D_{\text{ort } i}} \right) \right] \quad (5.29)$$

Eşitlikte:

f_i : en büyük (b) ve en küçük (k) elek boyutu arasındaki taneciklerin oranı

$D_{ort\ i}$: iki elek boyutu arasındaki ortalama parçacık boyutu (cm)

$$D_{ort\ i} = D_{bi}^{0,404} \times D_{ki}^{0,595} \text{ (log-lineer dağılım için)}$$

Böylece

$$S_0 = \frac{6}{D_{eff}} \quad (5.30)$$

Zemin tanecik şekillerini hesaba katmak için eşitlik 5.30 genelleştirilerek şekil faktörü, SF faktörü ile tanımlanabilir (Eşitlik 5.31).

$$S_0 = \frac{SF}{D_{eff}} \quad (5.31)$$

Tüm bu elde edilen parametreler Eşitlik (5.26)'da yerine konulduğunda elde edilen son eşitlik şu şekilde ifade edilebilir (Eşitlik 5. 32).

$$k = 1,99 \times 10^4 \times \left(\frac{100\%}{\sum \left[\frac{f_i}{D_{bi}^{0,404} \times D_{si}^{0,595}} \right]} \right)^2 \times \left(\frac{1}{SF^2} \right) \times \left(\frac{e^3}{1+e} \right) \quad (5.32)$$

SF faktörü için Fair vd. [70] aşağıdaki değerleri tanımlamışlardır (Çizelge 5.2).

Çizelge 5.2. Zeminlerde tane şekil faktörleri [70]

Tanecik şekli	Şekil faktörü (SF)
Küresel	6
Yuvarlak	6,1
Aşınmış	6,4
Keskin	7,4
Açısal	7,7

Hidrolik iletkenliği belli olan zeminler için aşağıdaki basit ilişki de C Kozeny-Carman sabitinin bulunması için kullanılmaktadır (Eşitlik 5.33).

$$C_{KC} = \frac{k_d \cdot (1+e)}{e^3} \quad (5.33)$$

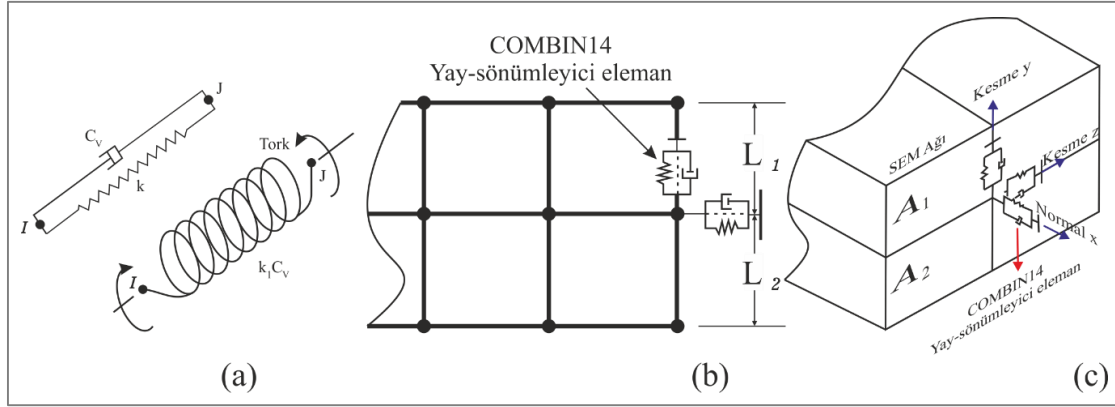
C_{KC} = KC sabiti.

e = boşluk oranı

k_d = Permeabilite

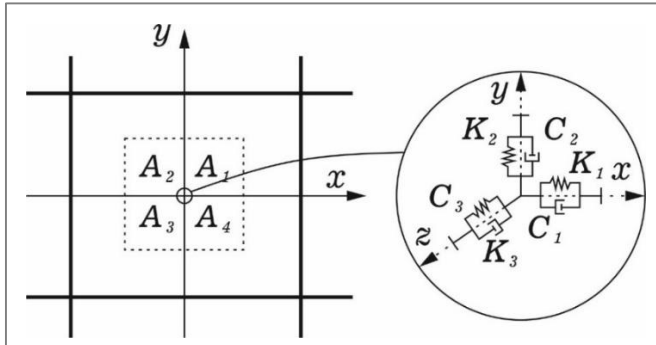
5.5. Sınır Koşullarında Yay-Sönümleyici Eleman Uygulanması

Zemin-yapı etkileşimi problemlerinin sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak yapılan analizlerinde yapay sınırın makul şekilde belirlenmesi büyük önem arz etmektedir. İncelenen yapıyı sonsuz olarak modellemek mümkün olmadığı için model belli bir ölçüde tutularak yapay sınır oluşturmak gerekmektedir. Fakat bu sınırlandırılmış modelde deprem dalgalarının sınırdan geri saçılarak hesapları etkilememesi için doğru bir sınır koşulu tanımlamak gerekmektedir. Bunun için ilk olarak 1969 yılında Lysmer ve Kuhlemeyer [71] tarafından viskoz sınır geliştirilmiştir. Viskoz sınır, yaygın olarak kullanılan bir metot olmasına rağmen, özellikle düşük frekanslı dalgalarda kararsız bir durum gösterdiği için son yapılan çalışmalarla çok iyi sonuçlar vermediği görülmüştür. Bu çalışmada daha iyi sonuçlar verdiği kanıtlanmış olan viskoz-yay sınırı kullanılmıştır. Viskoz yay sınır, en basit ifadeyle modelin sınırlarına sönümleyici yay elemanlar tanımlayarak deprem dalgalarının sınırdan geri yansımalarının önlenmesi düşüncesine dayanmaktadır. Yay elemanlarının tanımlanması için sonlu elemanlar programlarının pek çoğunda uygun elemanlar tanımlanmıştır. Bu çalışmada ANSYS programı içinde bulunan COMBIN14 elemanı yay elemanı olarak kullanılmıştır. Şekil 5.13'de bu eleman ve uygulama detaylarını gösterilmektedir. Viskoz reaksiyon kuvvetlerinin sınır parçacık hızıyla orantılı olması gerektiğinden, yalnızca sönümleme katsayısı kullanılarak yay katsayısı sıfır olarak alınmıştır [72].



Şekil 5.13. Viskoz sınırın COMBIN14 yay-sönümleyici elemanı kullanılarak tanımlanması: a) COMBIN14 elemanı, b) 2 boyutlu SEM uygulaması ve c) 3 boyutlu SEM uygulaması [71]

Şekil 5.13’de görüldüğü gibi üç boyutlu elemanlarda 3 adet COMBIN14 elemanı kullanılmaktadır. Bunlardan biri uygulandığı sınıra dik, yani normal doğrultuda, diğer ikisi de diğer iki doğrultuda yüzeye teğet olarak uygulanmaktadır (Şekil 5.14). Her 3 elemanın da birer uçları sınır düğüm noktalarına tutturulmakta, diğer uçları ise sabitlenmektedir.



Şekil 5.14. Üç boyutlu (3B) elemanlarda yay-sönümleyici elemanı uygulaması [73]

Sınırlarda oluşturulacak reaksiyon kuvvetlerini ifade eden yay-sönümleyici katsayıları, K_N , K_T , C_N ve C_T aşağıdaki şekilde (Eşitlik 5.34-35) ifade edilmektedir [72].

$$K_N=0; \quad C_N=\frac{a}{4} (A_1+A_2+A_3+A_4)pC_p \quad (5.34)$$

$$K_T=0; \quad C_T=\frac{b}{4} (A_1+A_2+A_3+A_4)pC_s \quad (5.35)$$

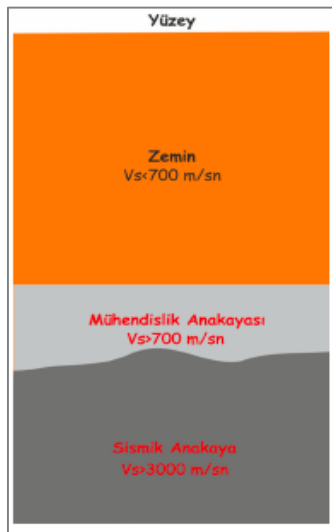
Yukarıdaki eşitliklerde C_N ve C_T normal ve teğet yönlerdeki yay sönüm katsayılarını, K_N ve K_T normal ve teğet yönlerdeki yay katsayılarını, A_1 , A_2 , A_3 ve A_4 ise düğüm noktasını

çevreleyen elemanların alanlarını ifade etmektedir. Ayrıca ρ malzeme yoğunluğu, C_p P dalga hızı ve C_s ise S dalga hızı için kullanılmıştır. Eşitliklerde görülen a ve b katsayıları için düşey kenarlarda mükemmel emilim sağlanması için $a=b=1$ olarak alınması önerilmektedir. Yatay ve yatayla 30° 'den küçük açılar yapan kenarlarda $a=b=1$ alınması durumunda küçük yansımalar olacaktır [71].

Şekil 5.13 ve Şekil 5.14'deki gösterimler 1 düğüm noktasına göre yapılmıştır. Modelin tamamı göz önüne alındığında tüm sınır bağlantı noktalarına bu yay-sönümleyici elemanlarının uygulanması gerektiğini ifade etmekte fayda vardır.

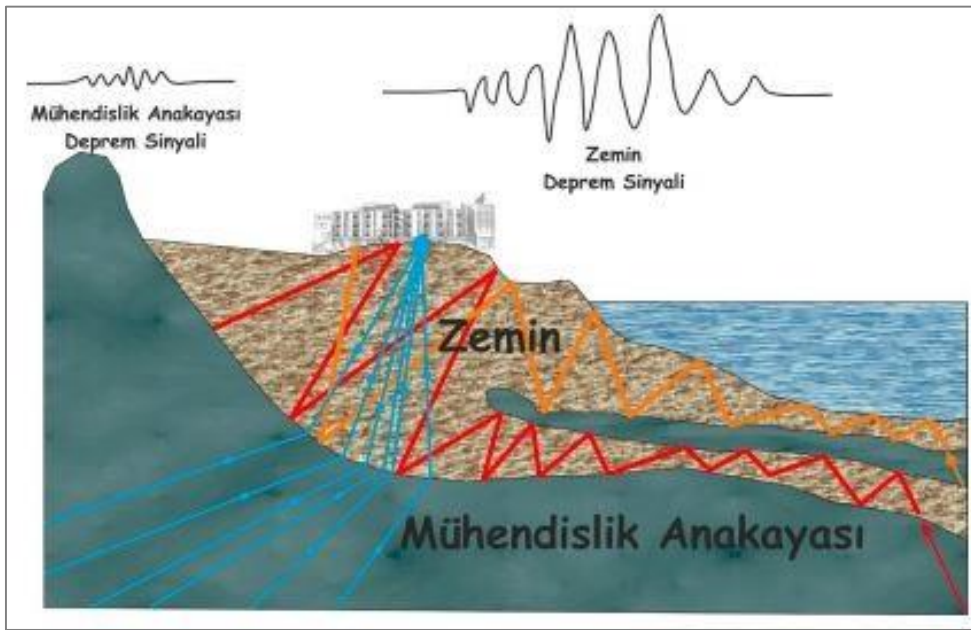
5.6. Dinamik Yüklemelerde Dekonvolüsyon İşlemi

Türkiye, dünyanın en aktif deprem kuşaklarından birinde yer almaktadır. 1999 Kocaeli ve Düzce depremleri, 2011 Van depremi ve 2020 Elâzığ depremi son zamanlardaki yıkıcı depremlere örnektir. Özellikle 17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi ülkenin kuzeybatısında yer alan, yoğun nüfuslu ve en büyük sanayi alanlarına sahip olan Marmara Bölgesi'nin büyük bir bölümünü etkilemiştir [74]. Deprem sonucu oluşan hasarlar, deprem dalgalarının zeminin yüzey kısmı ile mühendislik ana kayası arasında bulunan zemin katmanlarının içinden geçme süresi ve dalgaların genlikleriyle frekanslarında gerçekleşen değişimlerden kaynaklanır. Bu değişimlerin oluşmasını sağlayan parametreler; Şekil 5.15'de gösterilen mühendislik ana kayası ve zemin tabakalarının S-Hızı değerleri, kalınlıkları ve yoğunluklarıdır [75].



Şekil 5.15. Zemin mühendislik ana kayası tanımı [75]

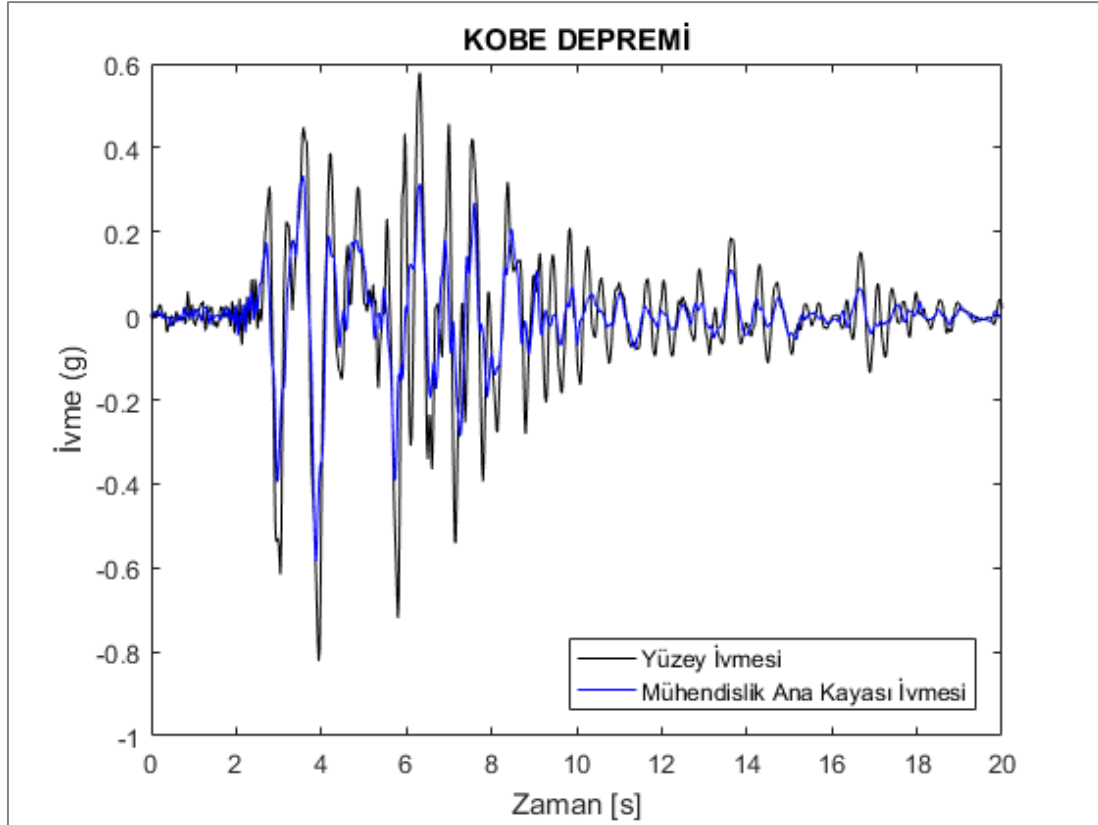
Yapılan sayısal analizlerde seçilen model sonsuz olamayacağı için bazı sınırlamaların getirilmesi zorunludur. Daha önce de anlatıldığı gibi x ve y sınır koşulları yay-sönümleyici elemanlar kullanılarak tanımlanmıştır. Modelin üst kısmı serbest alt kısmı yani tabanı ise düşey hareketlere kısıtlıdır. Modelin tabanı 2 varsayıma dayandırılarak düşey yönde hareketlere sınırlandırılmıştır. Birinci varsayım tabanda mühendislik ana kayasının (S-Hızı değeri > 700 m/s) bulunduğu durumdur (Şekil 5.16), ikinci varsayım ise sınır derinlikten sonra zeminin dinamik yapısında bir değişikliğin olmadığı başka bir deyişle S-Hızı değerlerinin aynı kaldığının kabul edildiği durumdur [76].



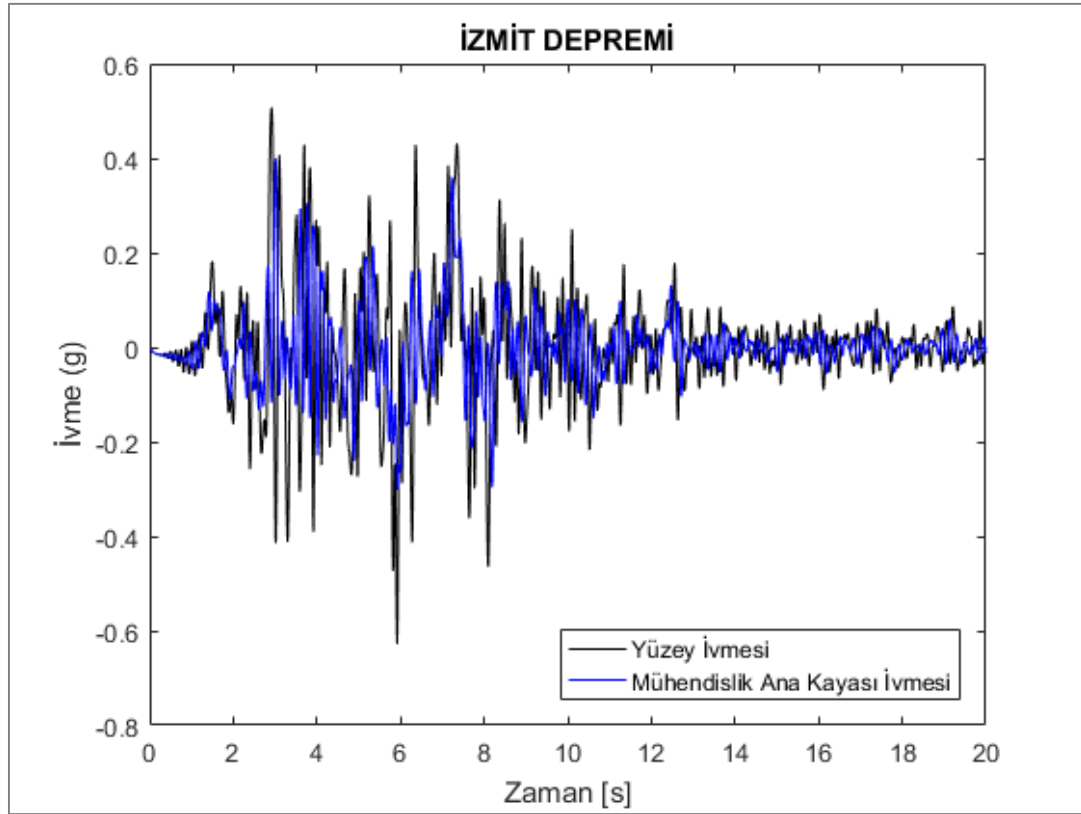
Şekil 5.16. Zeminde deprem dalgalarının odaklanması ve tekrarlı yansımalar [75]

Bu çalışmada modelin alt tabanında mühendislik ana kayası bulunduğu varsayımı kullanılarak analizler yapılmıştır. Bazı depremlerin yüzey ölçümleri kullanılarak mühendislik ana kayasında meydana gelen deprem hareketleri hesaplanmış, modelin alt tabanına hesaplanan bu veriler uygulanmış ve gerçeğe yakın sonuçlar elde edecek şekilde analizler yapılmıştır. Mühendislik kayası ile yüzey arasındaki sismik davranış ilişkisinin anlaşılması ve çıkarılması 1-boyutlu sismik analiz ile mümkündür. Bu çalışmada DEEPSOIL programı kullanılarak dekonvolüsyon işlemi yapılmış ve 3 adet yüzey depreminin mühendislik ana kayası seviyesindeki, filtrelenmiş durumları elde edilmiştir. Gerçek vaka hesaplamalarında sahada jeofizik yöntemler kullanılarak araştırmalar yapılmakta ve elde edilen sonuçlara göre zemin profili çıkarılmaktadır. Bu çalışmada malzeme parametreleri kullanılmış olan %40 sıklığa sahip 10 m kalınlığındaki gevşek

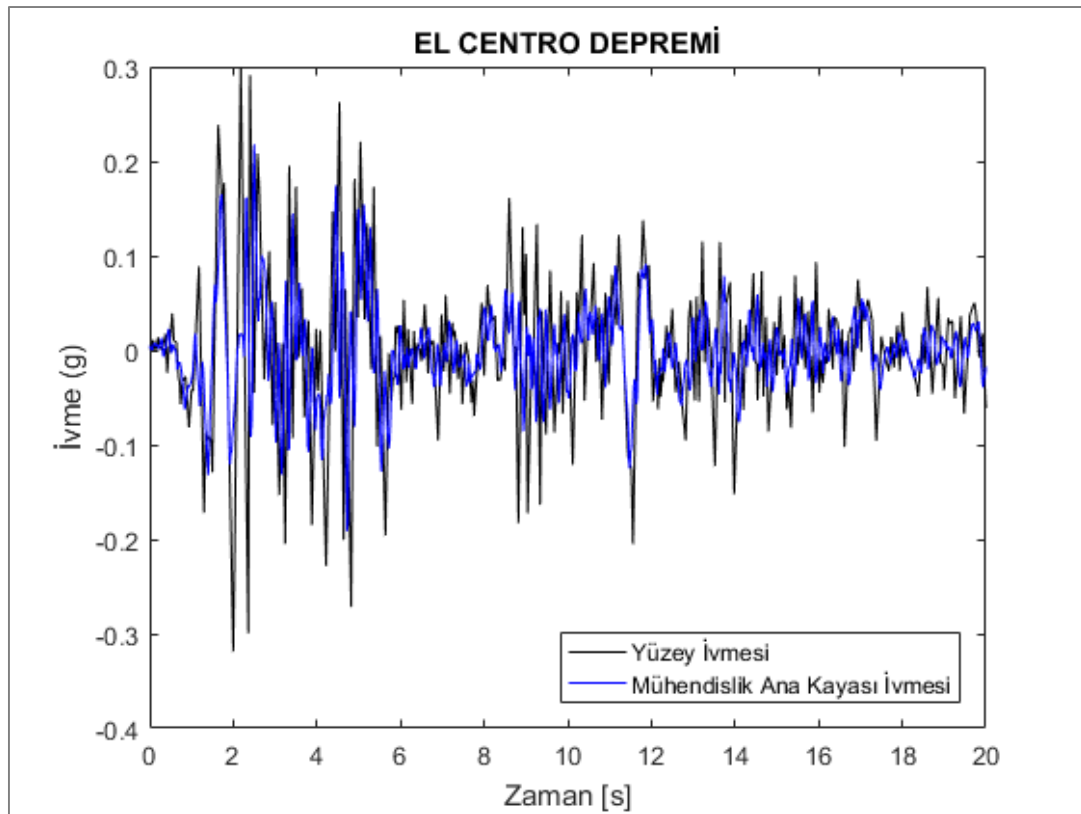
Fraser Nehri kumunun S-Hızı değeri 154 m/s, sıvılaşıabilir kumun altındaki %80 sıklığa sahip 5 m kalınlığındaki sıkı Fraser Nehri kumunun S-Hızı değeri 200 m/s olarak hesaplanmıştır. En altta ise rijit mühendislik ana kayası bulunmaktadır. Dekonvolüsyon için Kobe, İzmit ve El Centro depremleri alınmıştır. Elde edilen sonuçlar aşağıdaki grafiklerde verilmiştir (Şekil 5.17-5.19).



Şekil 5.17. Kobe depremi ivme-zaman grafiği

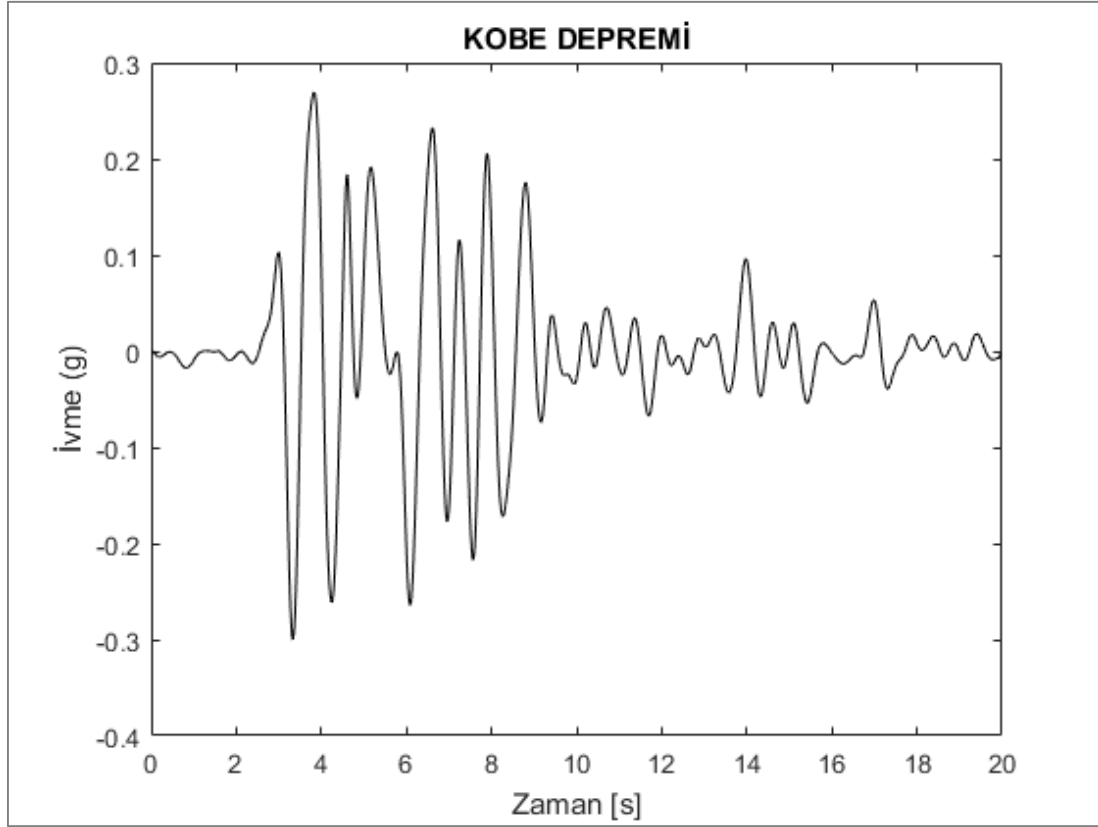


Şekil 5.18. İzmit depremi (SKR İstasyonu) ivme-zaman grafiği

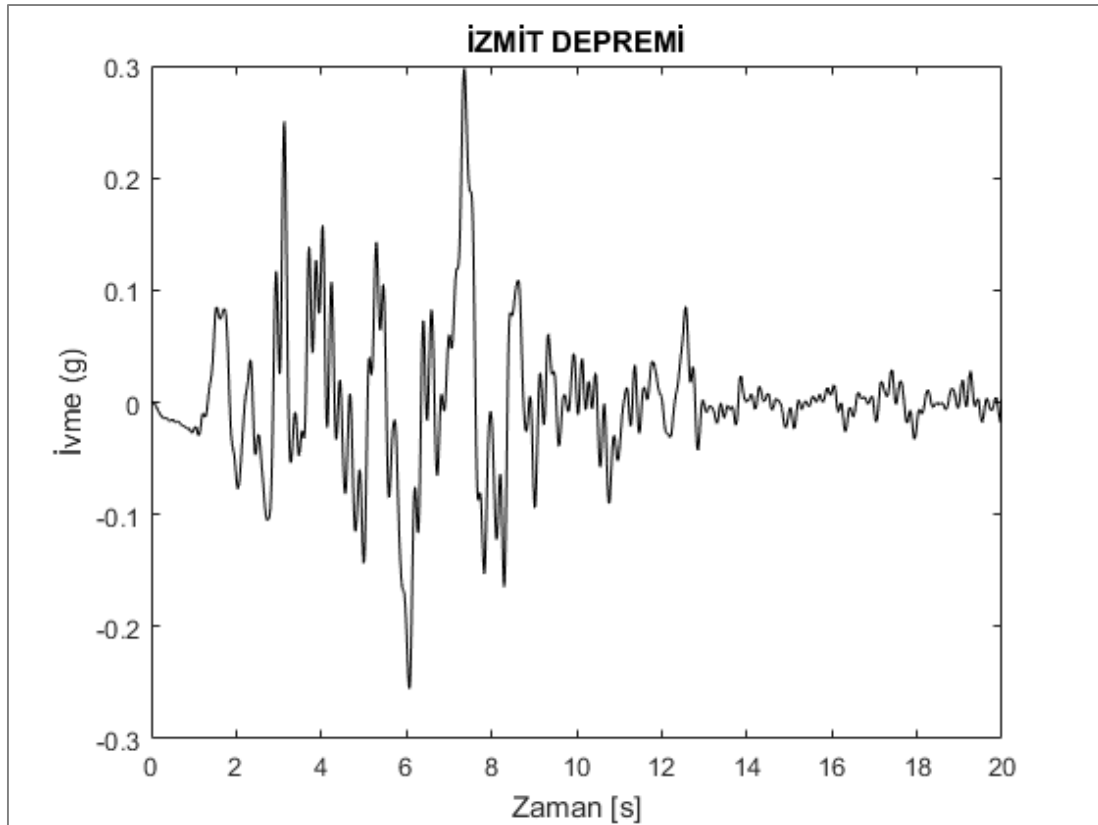


Şekil 5.19. El Centro depremi ivme-zaman grafiği

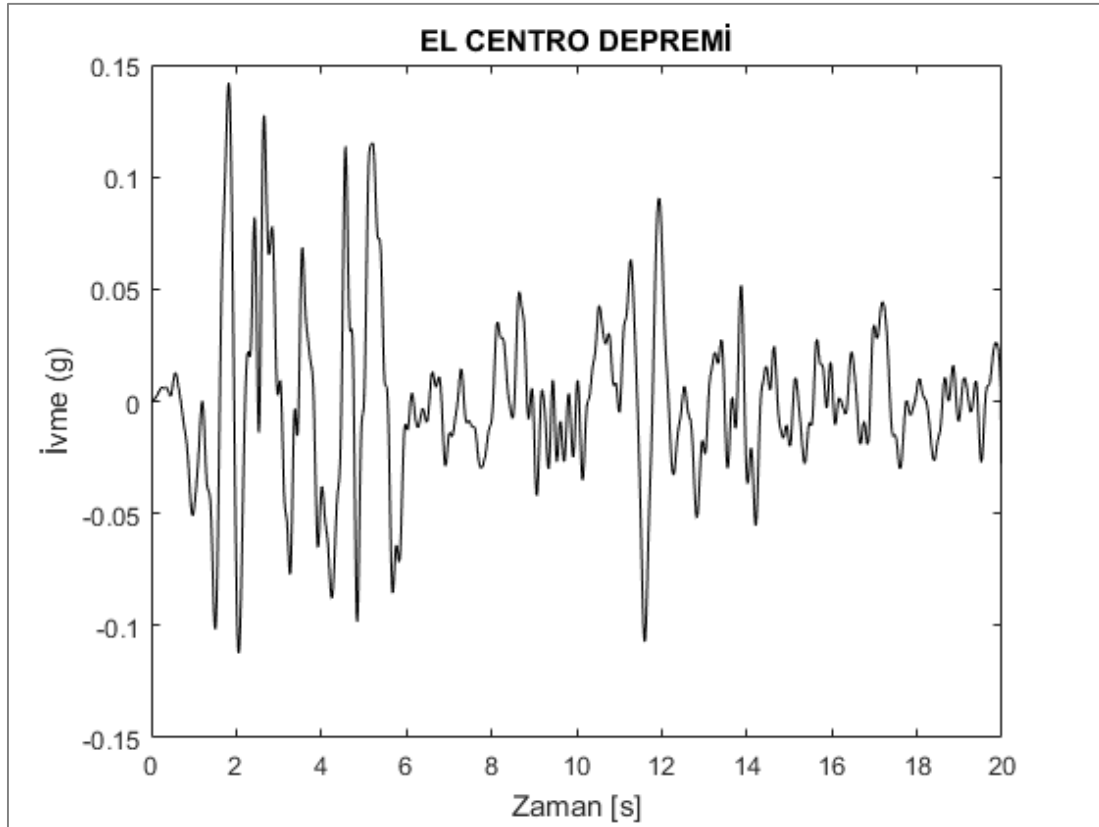
ANSYS 3D programı kullanılarak yapılmış olan 3 boyutlu analizlerde deprem girdisi tabandan yani mühendislik ana kayası üzerinden verildiği için deprem analizlerinde mühendislik ana kayası üzerindeki veriler kullanılmıştır. Programda eleman boyutları (mesh size) program tarafından otomatik olarak yaptırılabilirken aynı zamanda, eleman boyutlarına istedikleri şekilde müdahale edebilmeleri için, kullanıcı tarafından atanmasına da izin verilmektedir. Sonlu Elemanlar Analizi (SEA), bir yapının genel boyutlarından çok daha küçük boyutların “parçalarına” bölünmesine dayanır. Bu parçalara sonlu elemanlar denmektedir. SEA teorisine göre, bu elemanların boyutları ne kadar küçük seçilirse, sonuçlar o kadar gerçekçi çıkmaktadır ancak bu durum hesaplamaya ayrılan zamanı etkilemektedir. Sonlu eleman büyük boyutlara sahipse, hızlı bir hesaplama elde edilebilmekte, fakat dinamik yükleme değerlerinde gerekli düzenlemelerin yapılamaması durumunda sonuçların güvenilirliği azalmaktadır. Sayısal analizler yapılırken karar verilecek eleman boyutları ve yüklemeler doğru sonuçlar elde etmenin temel bileşenlerinden biridir. Bunun için eleman boyu $= \lambda/10$ şeklinde bir sınırlama getirilmiştir. Bu çalışmada kullanılan modelin büyüklüğünden dolayı, orta kısımdaki taş kolon bölgesi dışındaki zemin alanında sonlu eleman boyutlarını büyük seçerek eleman sayısı ile bağlantı noktalarını azaltmak ve analiz sürelerini kısaltmak gerekmektedir. Yapılan hesaplamalar sonucunda dinamik yüklemeler için maksimum frekans 4 Hz bulunmuştur. Bu frekanstan daha düşük frekanslarda dalga boyu eleman boyutlarından daha büyük olacağı için doğru sonuçlar elde edilemeyecektir. Mühendislik ana kayası verileri Seismo Signal programı kullanılarak en büyük frekans 4 Hz olacak şekilde filtrelenmiş ve her bir deprem için Şekil 5.20-5.22’de gösterilen sonuçlar elde edilmiştir.



Şekil 5.20. Kobe depremi filtrelenmiş ivme-zaman grafiği



Şekil 5.21. İzmit depremi (SKR İstasyonu) filtrelenmiş ivme-zaman grafiği



Şekil 5.22. El Centro depremi filtrelenmiş ivme-zaman grafiği

5.7. Model ve Yöntemin Santrifüj Deneyi ile Doğrulanması

Zemin sıvılaşması daha önce yaşanmış olan depremlerdeki yıkıcı etkisi sebebiyle pek çok can ve mal kaybına sebep olmuştur. Sıvılaşabilir zeminlerde inşa edilmiş olan yapılar, meydana gelen depremlerde, zemin taşıma kapasitesinin azalması nedeniyle ciddi şekilde zararlar görebilmektedir [77]. Zeminlerde sıvılaşma oluşumunu engellemek için en iyi yöntemlerden biri zeminlerde uygun tasarımlarla taş kolonlar imal ederek deprem anında suyun drenajını kolaylaştırmak ve zemin içerisindeki efektif gerilmenin boşluk suyu basıncının altına düşmesini önlemektir. Zemindeki boşluk suyu basıncının sönümlenmesine olan katkısı nedeniyle, taş kolonların drenaj etkisinin uygulamalarda ana mekanizma olduğu düşünülmektedir. Bu nedenle, bu mekanizmanın anlaşılması büyük önem arz etmekte ve çalışmalar özellikle bu mekanizma üzerine yapılmaktadır. Bu çalışmada da taş kolonların farklı koşullarda nasıl çalıştığının daha net anlaşılabilmesi için çeşitli analizler yapılmış ve bu analizlerden çıkan sonuçlar yorumlanarak çalışma prensiplerinin daha iyi anlaşılmasına katkı sunmak hedeflenmiştir.

Suya doygun zeminlerde, iki fazlı sistem içerisindeki zemin su etkileşimi ve dinamik yükler altında bu etkileşimi yansıtabilecek gerçekçi modellerin azlığı nedeniyle, boşluk suyu basıncının gelişimi karmaşık ve çalışılması zor bir konudur. Büyük deformasyonlar altında zemindeki boşluk oranının ve bu değişime bağlı olarak da geçirgenliğin değiştiği varsayılmaktadır. Dolayısıyla doğru sonuçlar elde edilmek isteniyorsa analizlere bu değişimin doğru bir şekilde ve doğru bir modelle yansıtılması gerektiği açıktır. Bu amaçla bu çalışma kapsamında Bölüm 5.2’de anlatıldığı gibi u-p modeli temel alınarak u20p8 olarak adlandırılan iki fazlı üç boyutlu bir model uygulanmıştır (Şekil 5. 4). Çalışmada, hipoplastik model ve zeminin çevrimsel yükler altında sıkışma özelliklerini göz önünde bulunduran Kozeny-Carman ilişkisi kullanılmıştır. Her iki konu da sırasıyla Bölüm 5.3 ve 5.4’te detaylı bir şekilde anlatılmıştır.

5.7.1. Doğrulama çalışması

Zeminin dinamik yükler altındaki davranışının tespit edilmesi için en etkili yöntemler, gerçek saha koşullarının en gerçekçi şekilde yansıtıldığı, tam ölçekli saha deneyleridir. Ancak bu deneyler, uygulamalarının maliyetli olması, prototip modellerinin hazırlanmasının büyük çaba ve zaman gerektirmesi ve uygulamadaki zorlukları nedeniyle çok fazla tercih edilememektedir. Bunun yanında aynı deney prototipi üzerinde farklı parametrelerin etkilerini gözlemlemek için tekrarlı deneyler yaparak kapsamlı bir araştırma yapılması da mümkün olmamaktadır. Tüm bu nedenlerden dolayı, teknolojinin de ilerlemesiyle, zeminlerin dinamik davranışlarının incelenmesi için santrifüj testi saha deneylerine alternatif bir teknik haline gelmiştir. Bir mühendisin bir dizi çözümü farklı yollarla inceleme seçeneği olması bilim açısından memnuniyet verici bir olaydır [78]. Santrifüj testinin birincil prensibi, yüksek ivmelenme alanı oluşturularak yerinde gerilmeleri simule etmektir. Model, boyutları prototip boyutlarının N faktörü ile bölünmesi kadar olacak şekilde oluşturulur ve oluşturulan modele $N \cdot g$ kadar ivme uygulanarak zeminin dinamik yükleme altındaki davranışı incelenir.

Bu çalışmada doğrulama için 1 adet santrifüj deneyinin ANSYS sonlu elemanlar programıyla analizi yapılmış ve elde edilen tüm değerler deney sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır.

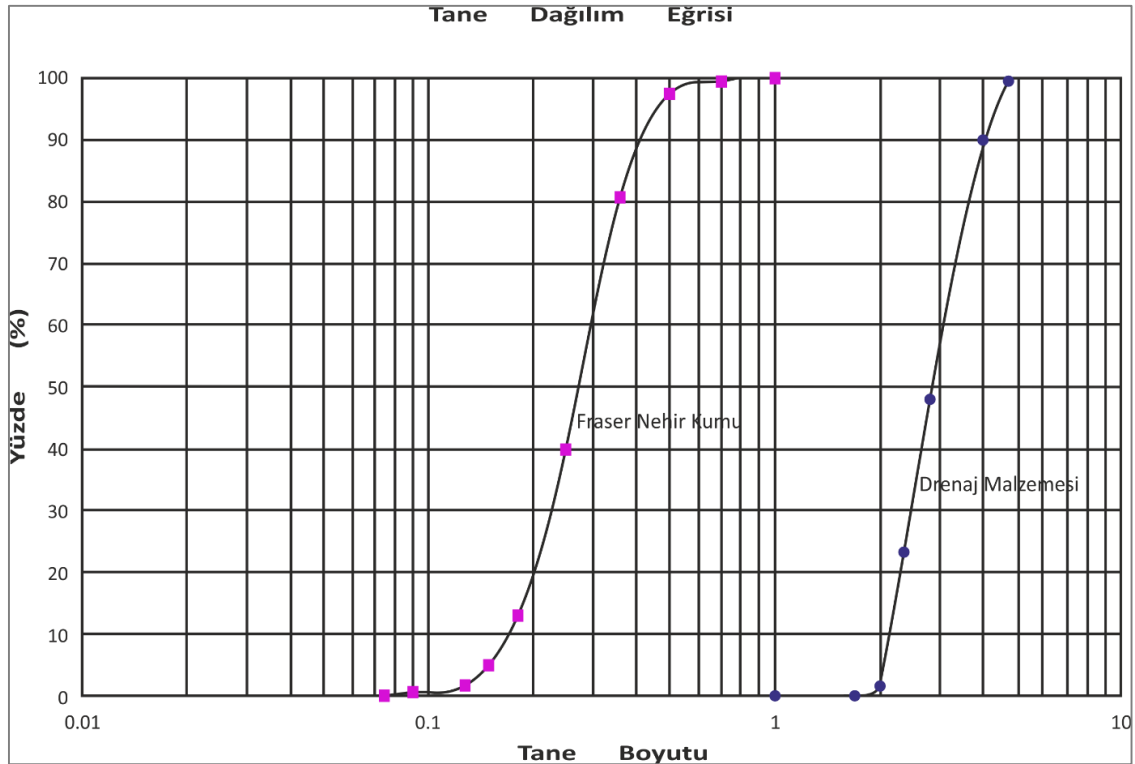
Doğrulama çalışmasında C-CORE (Centre for Cold Ocean Resources Engineering) [27] tarafından gerçekleştirilen santrifüj deneylerinden faydalanılmıştır. Bu santrifüj deneyinin

tercih edilmesinin sebebi, aynı modellerden pek çok deney yapılmış olması ve halihazırda literatürde bu deneylerle ilgili bazı verimli çalışmaların yapılmış olmasıdır. Bu çalışmanın diğer çalışmalardan farkı analizlerde kullanılan model ve yöntem olmuştur. Başarılı bir sayısal hesaplama için, zemin parametrelerinin doğru olarak modellenmesi gerektiği bilinen bir gerçektir. Bu yüzden sayısal model oluşturulurken deneyin yapılmış olduğu C-CORE firmasının konuyla alakalı tüm dokümanları ve çalışmaları incelenerek modelin santrifüj deneyini tam anlamıyla yansıtmayı sağlanmıştır.

5.7.2. Fraser nehri kumu

Santrifüj testi için, farklı pek çok deneyde kullanılan, Fraser Nehri kumu kullanılmıştır. Fraser Nehri kumu, Kanada'da British Columbia'nın Lower Mainland bölgesinden temin edilmiştir. Bu kumun bulunduğu Fraser Nehri deltası sıvılaşma riski yüksek olan bir bölge olduğundan Kanada Doğa Bilimleri ve Mühendislik Araştırma Konseyi (NSERC) [79] bu bölge için bir dizi araştırma yapmıştır. Sıvılaşma İyileştirme Girişimi (Liquefaction Remediation Initiative, LRI) adı verilen bu araştırmalarda hem Fraser Nehri kumunun zemin özelliklerinin tespit edilmesi için laboratuvar çalışmaları yapılmış hem de sıvılaşma duyarlılığı fazla olan bu kum kullanılarak birbirinden farklı 8 adet santrifüj testi (CT1-CT8 testleri) yapılarak bunların sayısal modellemeleri yapılmıştır.

Fraser Nehri kumunun tane dağılım eğrisi Şekil 5.23'de gösterilmiştir. Kumun ortalama tane çapı (D_{50}) 0,26 mm'dir. Kumun özgül ağırlığı 2,71, maksimum ve minimum kuru birim hacim ağırlıkları sırasıyla 16,38 kN/m³ ve 13,73 kN/cm³ olarak bulunmuştur. Drenaj tabakasının tane dağılım eğrisi de Şekil 5.23'de görülmektedir. Drenaj tabakasının özgül ağırlığı 2,67, maksimum ve minimum boşluk oranları sırasıyla 0,81 ve 0,62'dir. Drenaj tabakasının hidrolik iletkenliği değeri ise gevşek Fraser Nehri kumunun 100 katı olarak tahmin edilmiştir [80]. Hidrolik iletkenlikleri belli olan tüm malzemelerin Kozeny Carman sabiti, C, Eşitlik 5.33 kullanılarak elde edilmiş ve analizlerde C katsayısı kullanılarak deneyle aynı malzeme geçirgenlik etkileri göz önüne alınmıştır. Tüm malzeme parametreleri Çizelge 5.3'te gösterilmiştir.



Şekil 5.23. Fraser Nehri kumu tane dağılım eğrisi [80]

Çizelge 5.3. Literatür taraması sonucu elde edilen malzeme parametreleri [81], [82]

Parametreler	Sıkı Fraser Nehri Kumu	Gevşek Fraser Nehri Kumu	Drenaj Malzemesi
$\gamma_s(\text{kN/m}^3)$	27,10	27,10	26,70
$e_{\max}$	1,00	1,00	0,81
$e_{\min}$	0,68	0,68	0,62
$G_0 (\text{kN/m}^2)$	78300	45000	45000
$E (\text{kN/m}^2)$	203580	117000	117000
μ	0,30	0,30	0,30
$c_u (\text{kN/m}^2)$	0,00	0,00	0,00
$k (\text{m/s})$	$6,2 \cdot 10^{-4}$	$8,4 \cdot 10^{-4}$	$8,4 \cdot 10^{-2}$
n	0,406	0,448	0,423
D_r	0,80	0,40	0,60
$C (\text{m/s})$	$3,27 \cdot 10^{-3}$	$2,84 \cdot 10^{-3}$	$3,69 \cdot 10^{-1}$

Fraser Nehri kumu hipoplastik parametreleri Çizelge 5.4'te gösterilmektedir.

Çizelge 5.4. Fraser Nehri kumu için hipoplastik malzeme özellikleri [83]

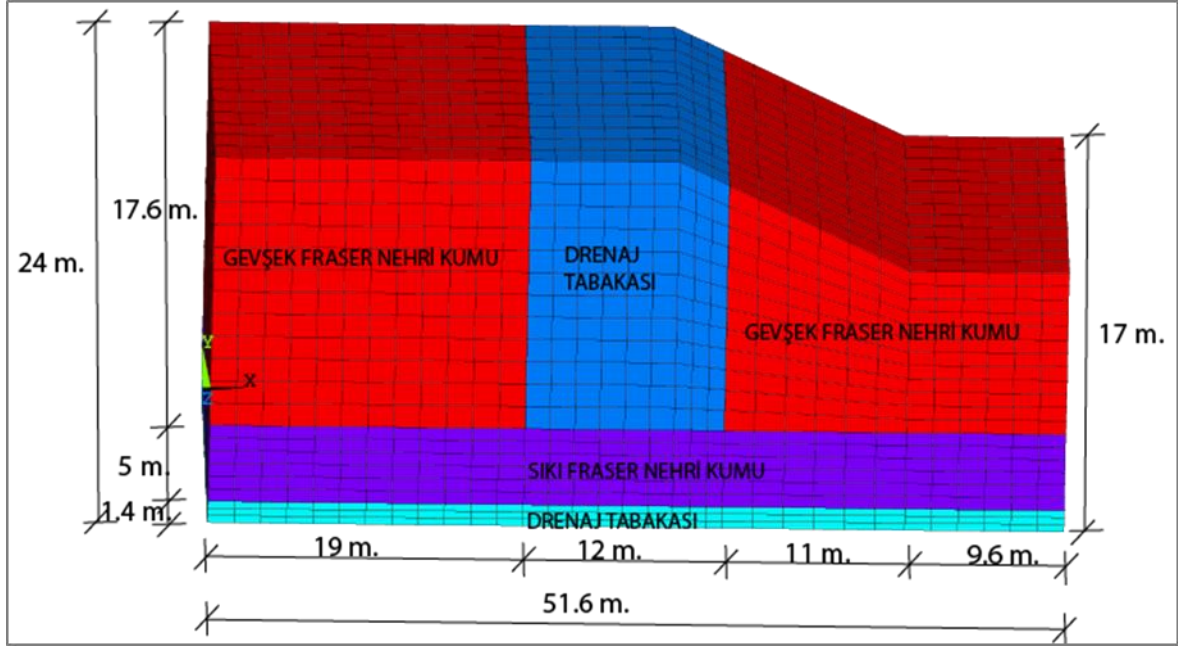
$\phi_c(^{\circ})$	$h_s(\text{MPa})$	n	e_{d0}	e_{c0}	e_{i0}	α	β
35	1600	0.39	0.62	0.94	1.08	0.2	1
	R	m_R	m_T	β_r	χ		
	$1 \cdot 10^{-4}$	2.5	9	0.25	9		

5.7.3. CT4 santrifüj deneyinin sonlu elemanlar modeli

Santrifüj testlerini ve nümerik modellemeleri kullanarak zemin sıvılaşmalarını incelemek ve maliyetlerin düşürülmesini sağlamak amacıyla 2001 yılında British Columbia Üniversitesi (UBC), C-CORE, Newfoundland Memorial Üniversitesi (MUN) ve endüstriyel ortaklar arasında ortak bir araştırma projesi başlatılmıştır. Çalışmalarda UBC araştırmacıları koordinatörlük rolünü üstlenmiş ve kullanılacak sayısal modelleme prosedürlerini sağlamıştır. Santrifüj deneyleri C-CORE uzmanlığında yapılmış ve MUN ek sayısal modellemeleri gerçekleştirmiştir.

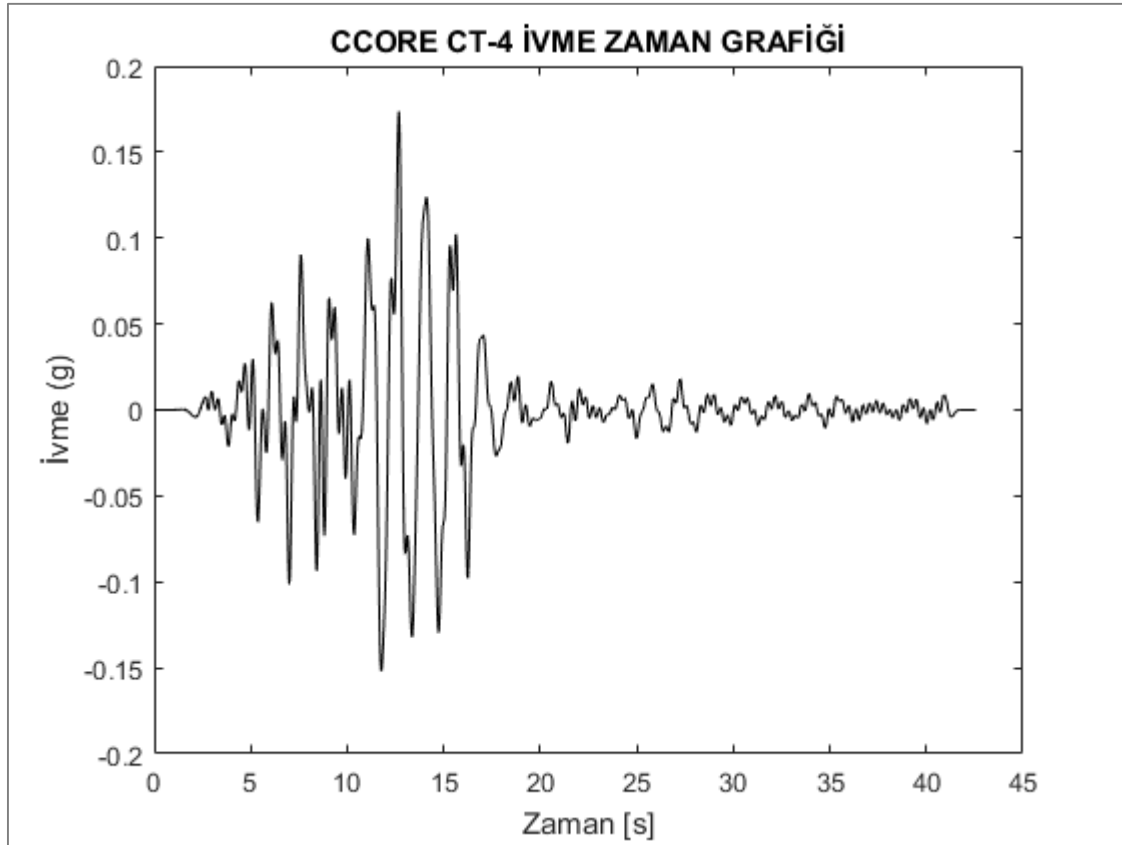
Bu ortak araştırma projesi için C-CORE'da CT1'den CT8'e kadar sekiz santrifüj testi gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmada doğrulaması yapılmış olan santrifüj deneyi CT4 deneyidir. Yüksek kaliteli bir santrifüj modeli olan CT4 deneyinde modelin orta kısmında bir drenaj alanı oluşturularak deney yapılan zeminin drenaj davranışı tanımlanmaya çalışılmıştır. Bu çalışma, taş kolonların çevrelerindeki zeminle birlikte incelenmesi ve taş kolonların etki alanlarının gösterilmesi açısından faydalı olmuştur.

Model geometrisi ve zemin özellikleri Şekil 5.24'te gösterilmiştir. Modelin uzunluğu 51,6 m, genişliği ise 20 m'dir. Modelin tabanında 1,4 m ve ortasında 12 m olmak üzere kaba kumdan oluşan iki adet drenaj tabakası oluşturulmuştur. Tabandaki drenaj tabakasının hemen üstünde sıkı kum bulunmaktadır. Şekil 5.24'te gösterildiği şekilde drenaj kısmının sol tarafıyla sağ taraftaki şevle topuk kısımlarına da gevşek kum yerleştirilmiştir. Model ölçüleri şekil üzerinde gösterilmiştir. Deneydeki su seviyesi en üst yüzeyden 1 m yukarıdadır. Dolayısıyla deney esnasında tüm malzemeler su altında bulunmaktadır. Kullanılan gevşek ve sıkı malzemelerin rölatif sıklık değerleri, D_r , deney başlangıcında %32 ve %78 olarak belirlenmiştir. Fakat model doygunluğu ve mekanik işlem sırasında bir miktar sıkışma meydana gelmiştir. Santrifüj testi sırasında modelin kendi ağırlığı ile sıkışması sonucu rölatif sıklık değerleri sırasıyla yaklaşık %40 ve %80'e yükselmiştir [80].



Şekil 5.24. Model geometrisi

ANSYS sonlu elemanlar programında oluşturulan modelde tüm ölçüler deneyde kullanılan modele sadık kalınarak oluşturulmuştur. Sınır koşulları da santrifüj deneyinde olduğu gibi modellenmiştir. Modelde ilk başta en üst yüzey hariç tüm kenarlar yatayda sabitlenmiştir. Düşey sınırlar ise buna ilaveten dikey yönde de sabitlenmiştir. Deney esnasında malzeme ile deney kabı arasındaki sürtünme çelik levhalar konularak azaltıldığı için [80] analizde de ihmal edilmiştir. Modelin en üst yüzeyi hariç tüm yüzeyleri drenaja kapalı olarak oluşturulmuştur. İlk başta yatayda sabitlenen hareketler, statik yükler altındaki çözümler elde edildikten sonra, dinamik yüklemenin yapıldığı yönlerde serbest bırakılmıştır. Analizlerde kullanılan ivme-zaman grafiği Şekil 5.25’de gösterilmektedir.



Şekil 5.25. C-CORE CT4 ivme-zaman grafiği [81]

5.7.4. Sonuçların değerlendirilmesi

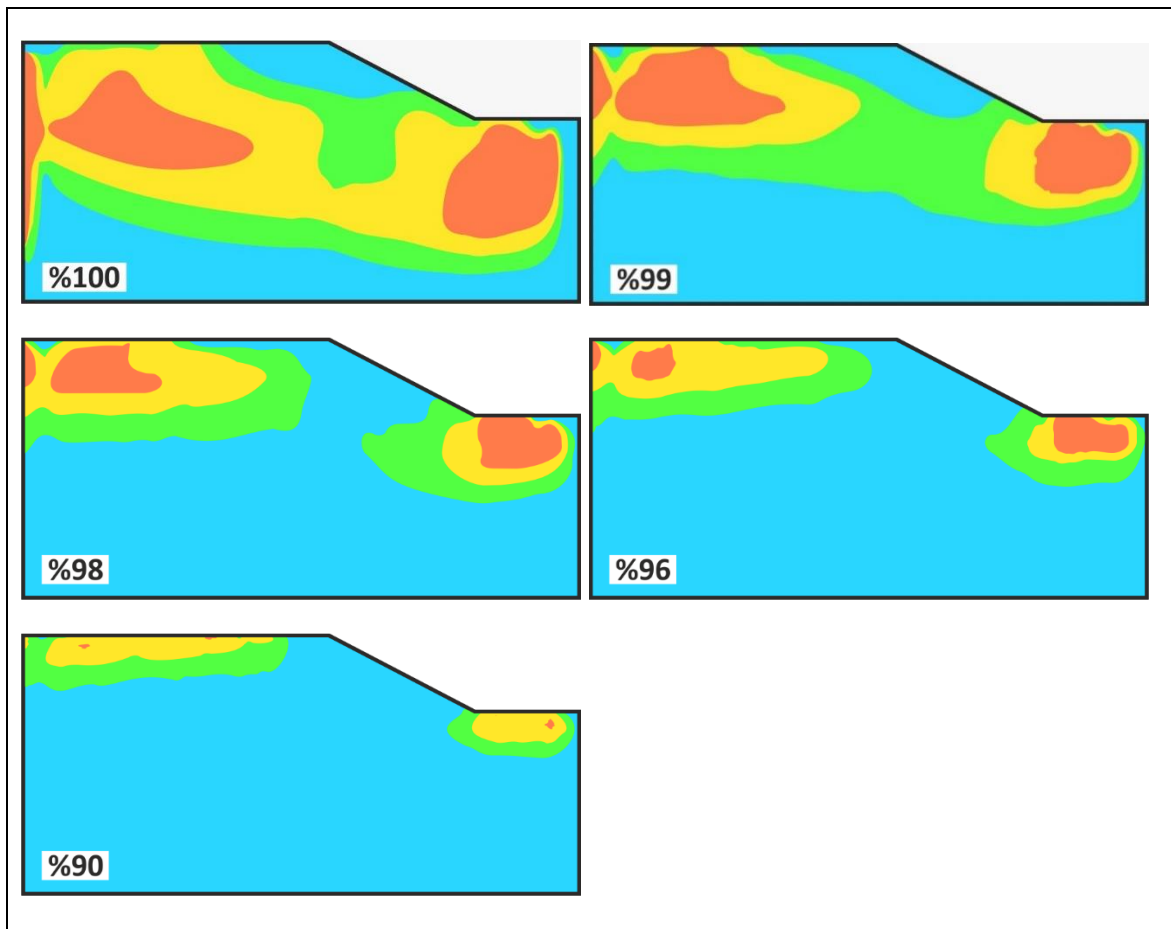
Bu bölümde deney sonuçlarının analiz sonuçlarıyla karşılaştırılması yapılmıştır. Sırasıyla boşluk suyu basınçları, boşluk suyu basıncı oranları ve oturmalar grafik çizimler kullanılarak C-CORE tarafından paylaşılan santrifüj testi sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır.

Boşluk suyu basıncı karşılaştırmaları

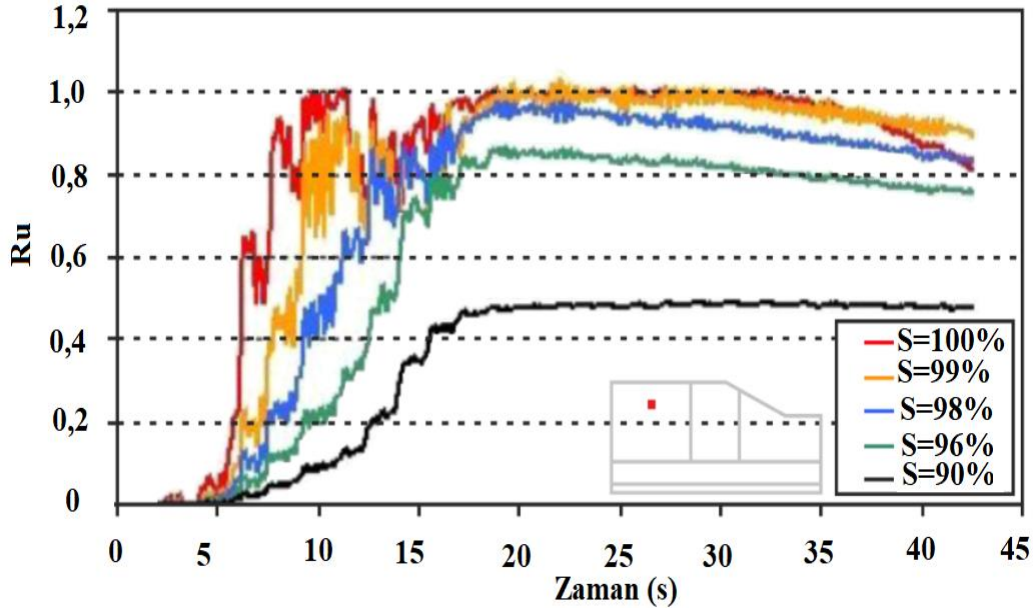
Boşluk suyu basıncı gelişiminin sonuçları, tüm durumlarda hemen hemen aynıdır. Bununla birlikte genellikle analiz sonuçlarında boşluk suyu basıncının deney sonuçlarına göre daha fazla çıktığı görülmektedir. Bunun nedeni muhtemelen laboratuvar ortamında hazırlanan deney numunesinin analizlerde varsayıldığı gibi tamamen doymuş halde olmamasıdır. Santrifüj testlerinde numunelerin doymuşluk derecelerinin etkileri, aynı test grubundan CT2 testi için, farklı başlangıç doymuşluk derecelerine göre Mehrabadi ve Popescu [84] tarafından yapılan sayısal analizler vasıtasıyla incelenmiştir. Farklı başlangıç doymuşluk

derecelerine göre elde edilen sonuçlar santrifüj testinin 12. saniyesi için Şekil 5.26’da gösterilmektedir.

Görüldüğü gibi kısmi doygunluk, boşluk suyu basıncını önemli şekilde etkilemektedir. Şekil 5.27’de boşluk suyu basıncı oranlarının (R_u) farklı doygunluk derecelerine göre nasıl değiştiğini göstermektedir. Doygunluk derecesi %100’den %90’a doğru düştükçe boşluk suyu basıncı da önemli ölçüde düşmektedir. Hatta %100 doygunluk derecesine sahip zemin için $R_u > 1$ iken % 90 doygunluk derecesindeki zemin için $R_u \cong 0.5$ olduğu görülmektedir.

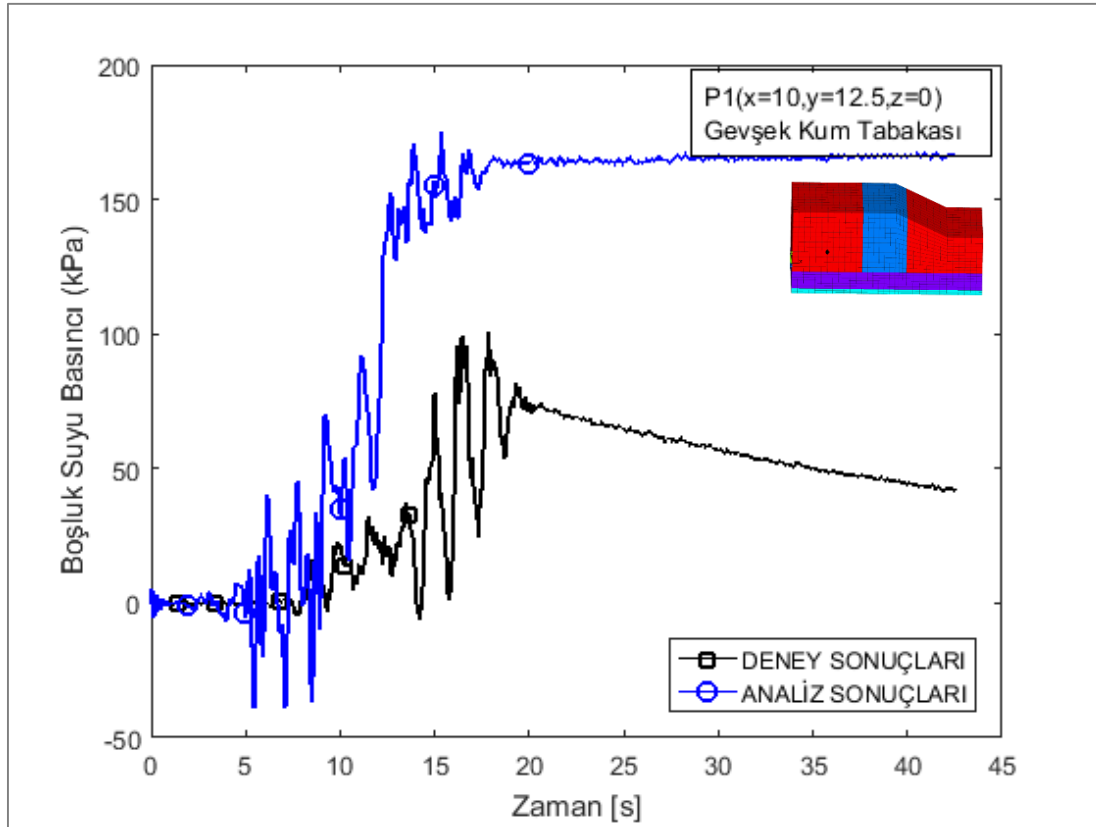


Şekil 5.26. Farklı doygunluk dereceleri için sayısal analiz sonucu elde edilen boşluk suyu basınçları ($t = 12$ s) [84]

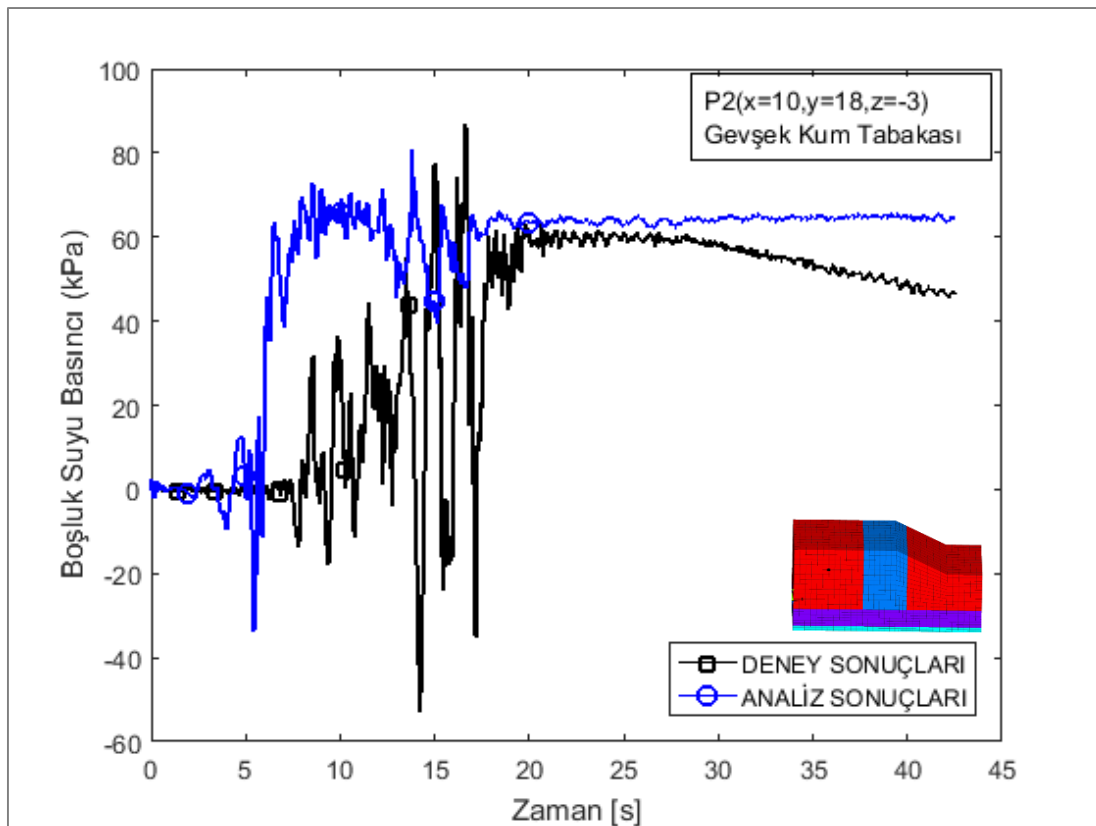


Şekil 5.27. Farklı doygunluk dereceleri için elde edilen R_u – zaman sonuçları [84]

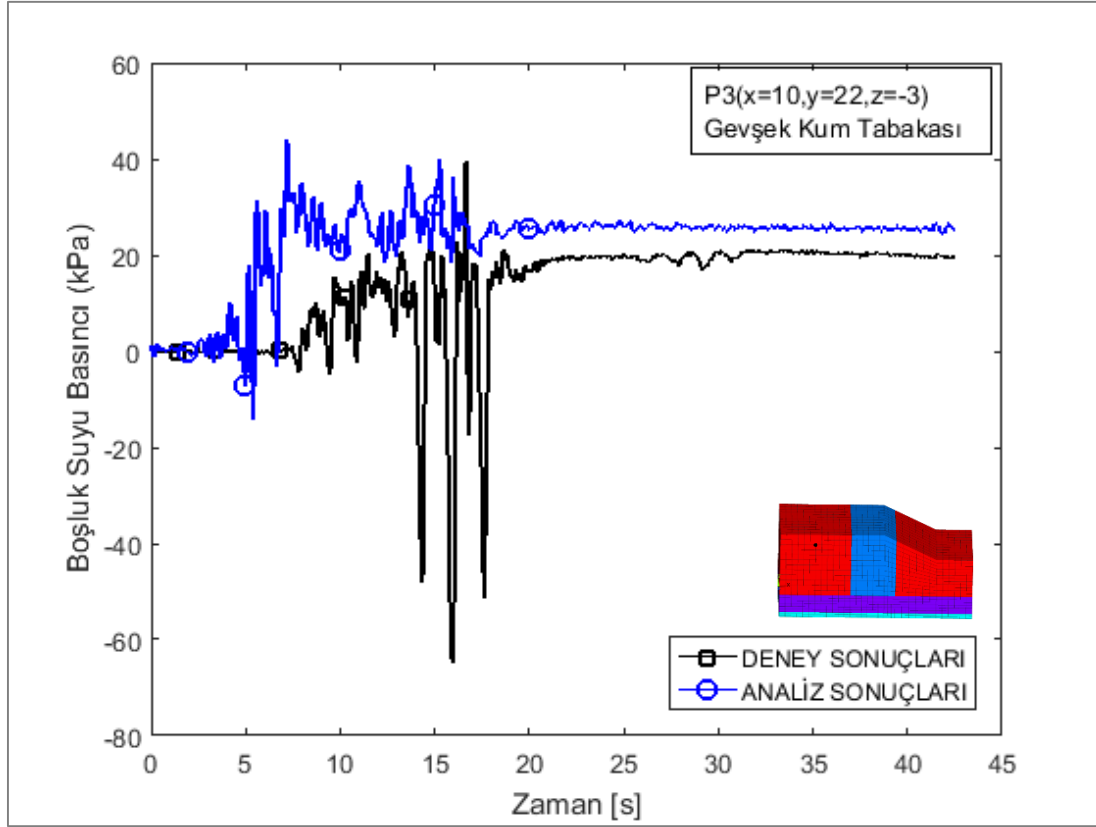
Aşağıda gösterilen Şekil 5.28-5.36, CT4 testinde farklı bölgelerde ölçülen aşırı boşluk suyu basınçlarının oluşumunu, Şekil 5.37 ise tüm modelde zamana bağlı değişimini göstermektedir. P1 noktasında boşluk suyu basıncı analizlerde deney sonuçlarına göre bir miktar fazla çıkmıştır. Bunun sebebinin yukarıda bahsedilen doygunluk derecesiyle açıklanabileceği düşünülmektedir. Ayrıca suya doymun zeminlerde derinlik arttıkça boşluk suyu basıncının da artacağı öngörüldüğünden P2 noktasıyla karşılaştırıldığında P1 noktasında boşluk suyu basıncının, sayısal analizdeki gibi bir miktar fazla çıkması mantıklı görünmektedir. P2, P3, P4 noktalarında sonuçların kabul edilebilir bir uyum içinde olduğu görülmektedir. Orta drenaj tabakasında malzeme özellikleri net olmadığı için bazı değer varsayımlara dayanmaktadır. Buna rağmen P5 ve P6 noktalarındaki sonuçlar uyumlu görünmektedir. P7, P8 ve P9 noktaları muhtemelen deneyin en kritik noktalarıdır. Buralarda genel itibariyle uyum görünmesine rağmen deney sonuçlarındaki yüksek dalgalanmalar göze çarpmaktadır. Deney öncesinde santrifüj kutusunun bir forklift vasıtasıyla taşınması sırasında deney numunesi 5-10 dakika boyunca titreşime maruz kalmıştır [81]. Bunun da deney numunesinde bozulmalara sebep olduğu ve sonuçlarda beklenmeyen dalgalanmalara sebep olduğu söylenebilir. Sonuç olarak, tüm noktalar arasında bazı farklar vardır ama bu farkların analizlerde tüm değerlerin, deney numunesinde meydana gelebilecek bozulmalar ve yetersizlikler göz önüne alınmadan, net olarak kabul edilmesi sebebiyle olduğu düşünülmektedir.



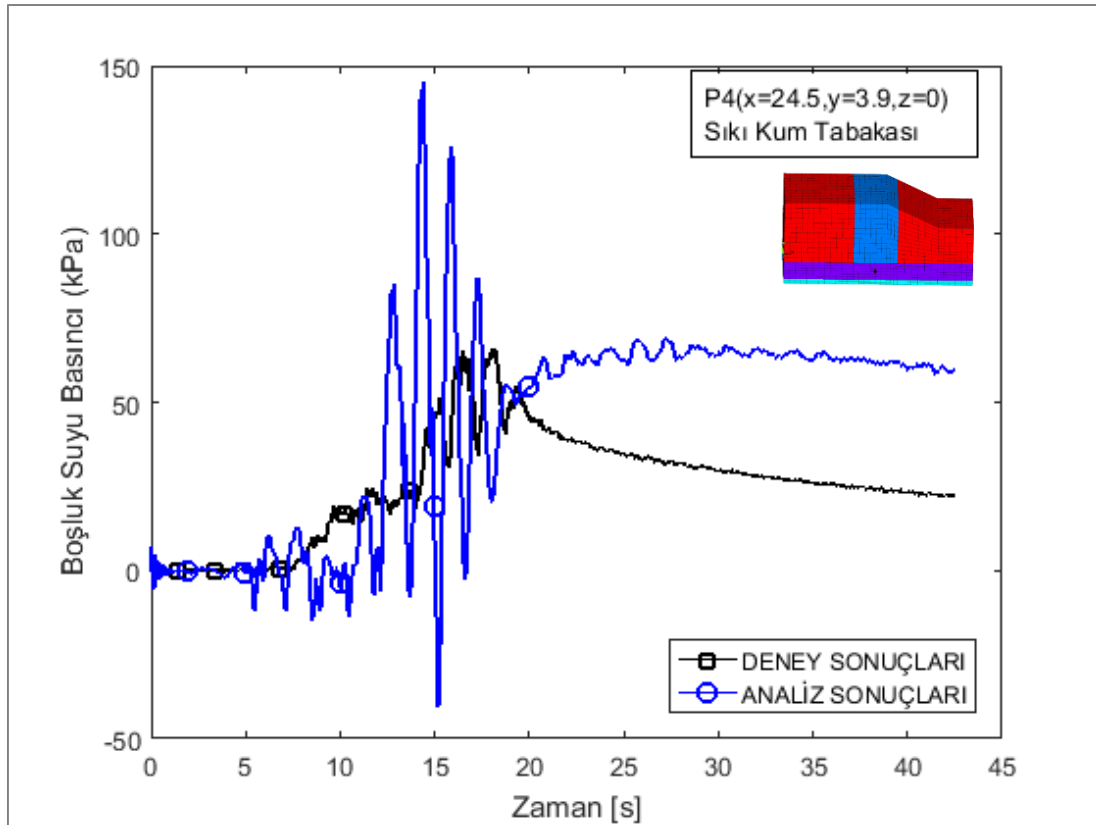
Şekil 5.28. P1 - deney ve sayısal analiz boşluk suyu basıncı-zaman karşılaştırmaları



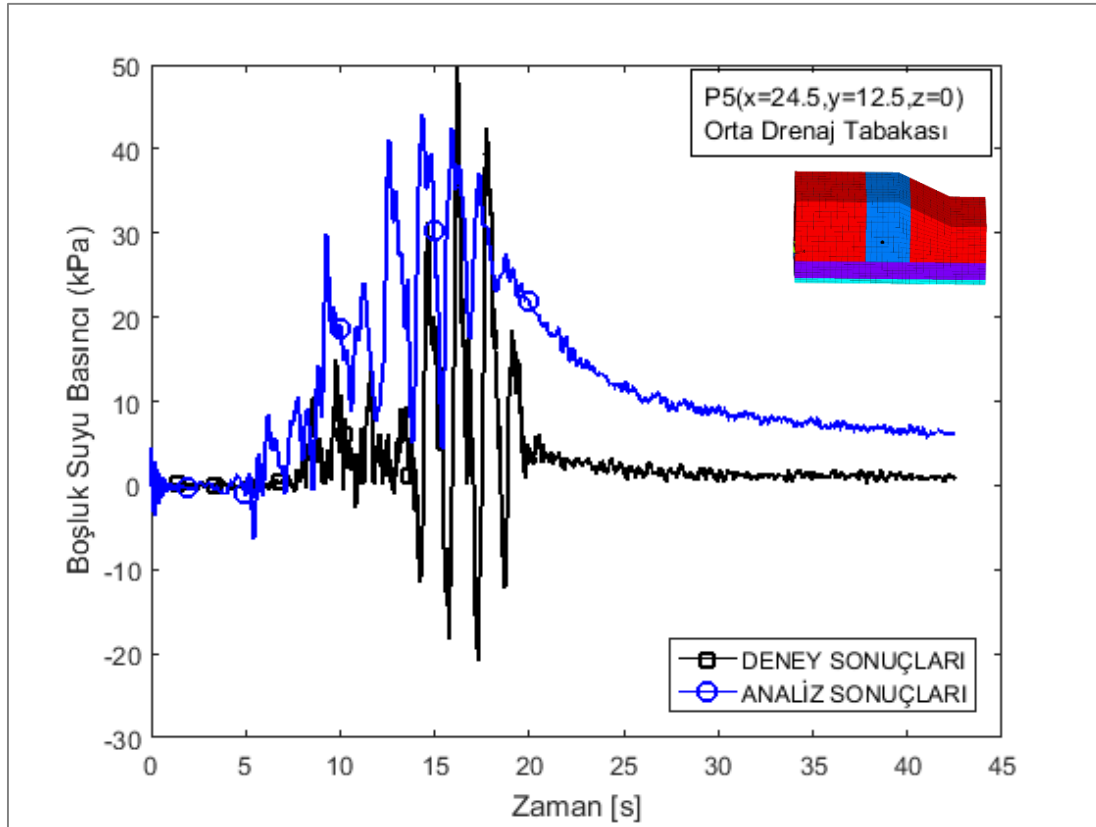
Şekil 5.29. P2 - deney ve sayısal analiz boşluk suyu basıncı-zaman karşılaştırmaları



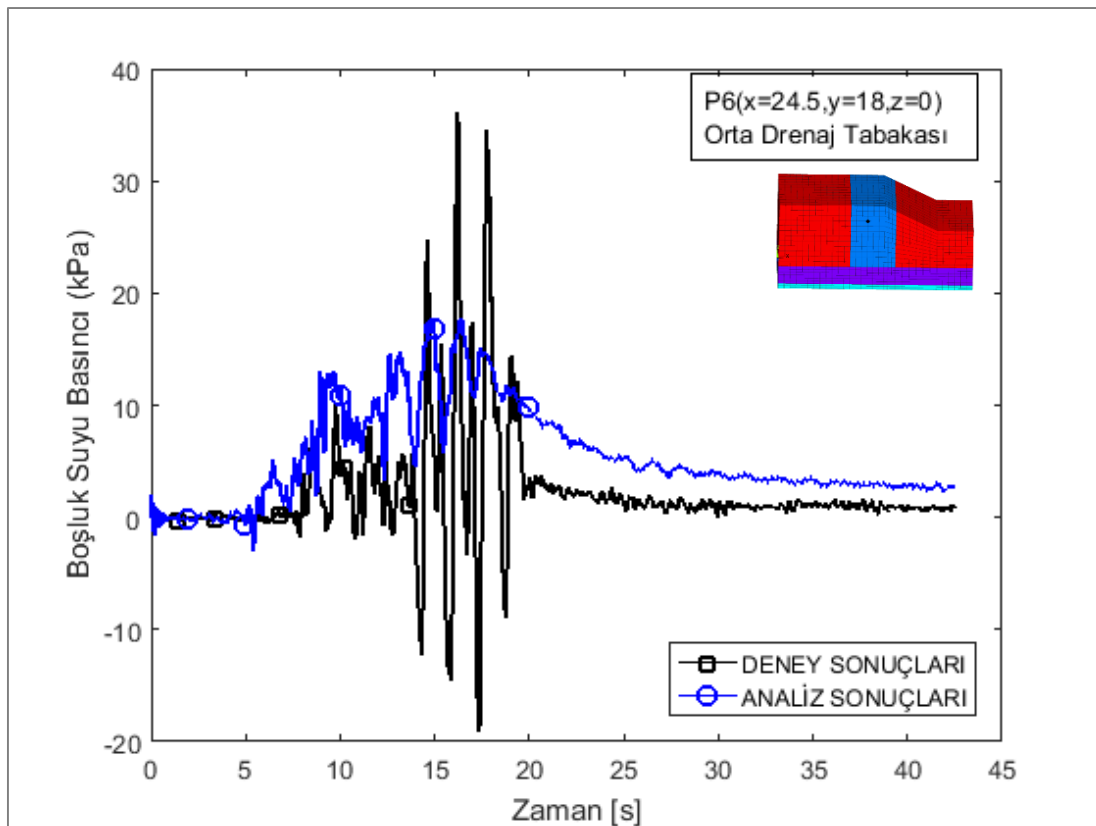
Şekil 5.30. P3 - deney ve sayısal analiz boşluk suyu basıncı-zaman karşılaştırmaları



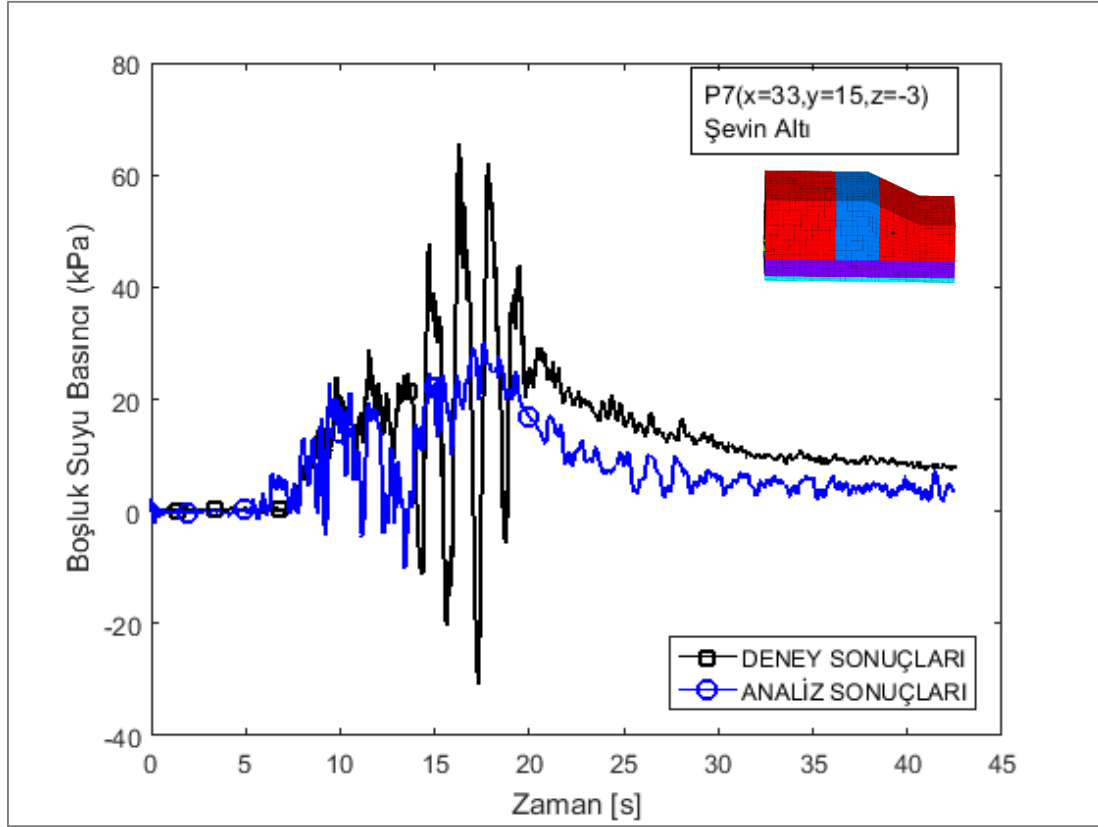
Şekil 5.31. P4 - deney ve sayısal analiz boşluk suyu basıncı-zaman karşılaştırmaları



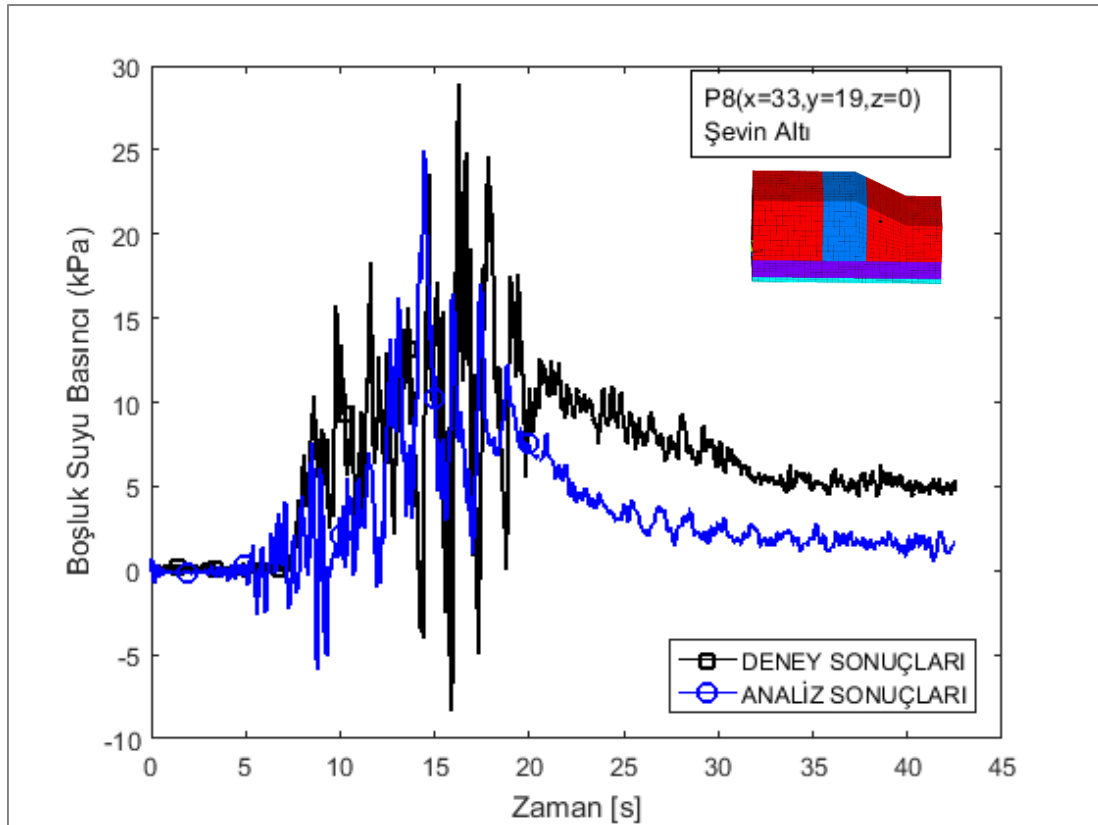
Şekil 5.32. P5 - deney ve sayısal analiz boşluk suyu basıncı-zaman karşılaştırmaları



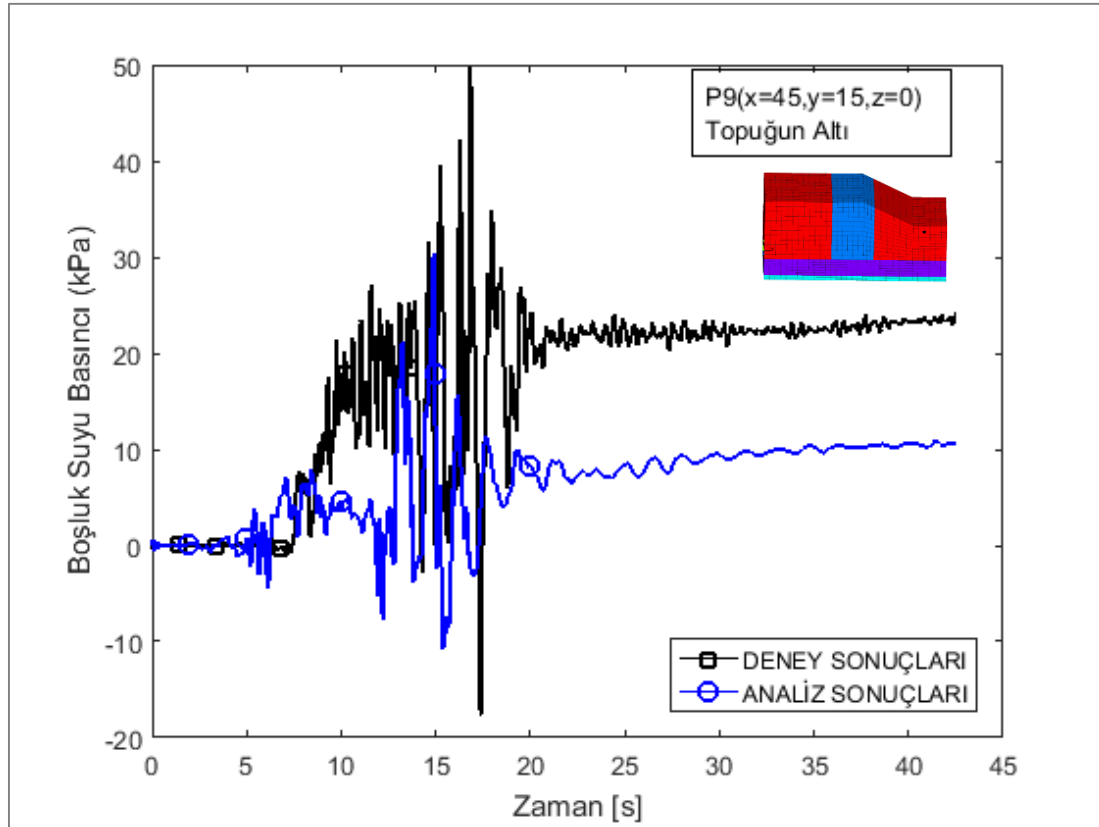
Şekil 5.33. P6 - deney ve sayısal analiz boşluk suyu basıncı-zaman karşılaştırmaları



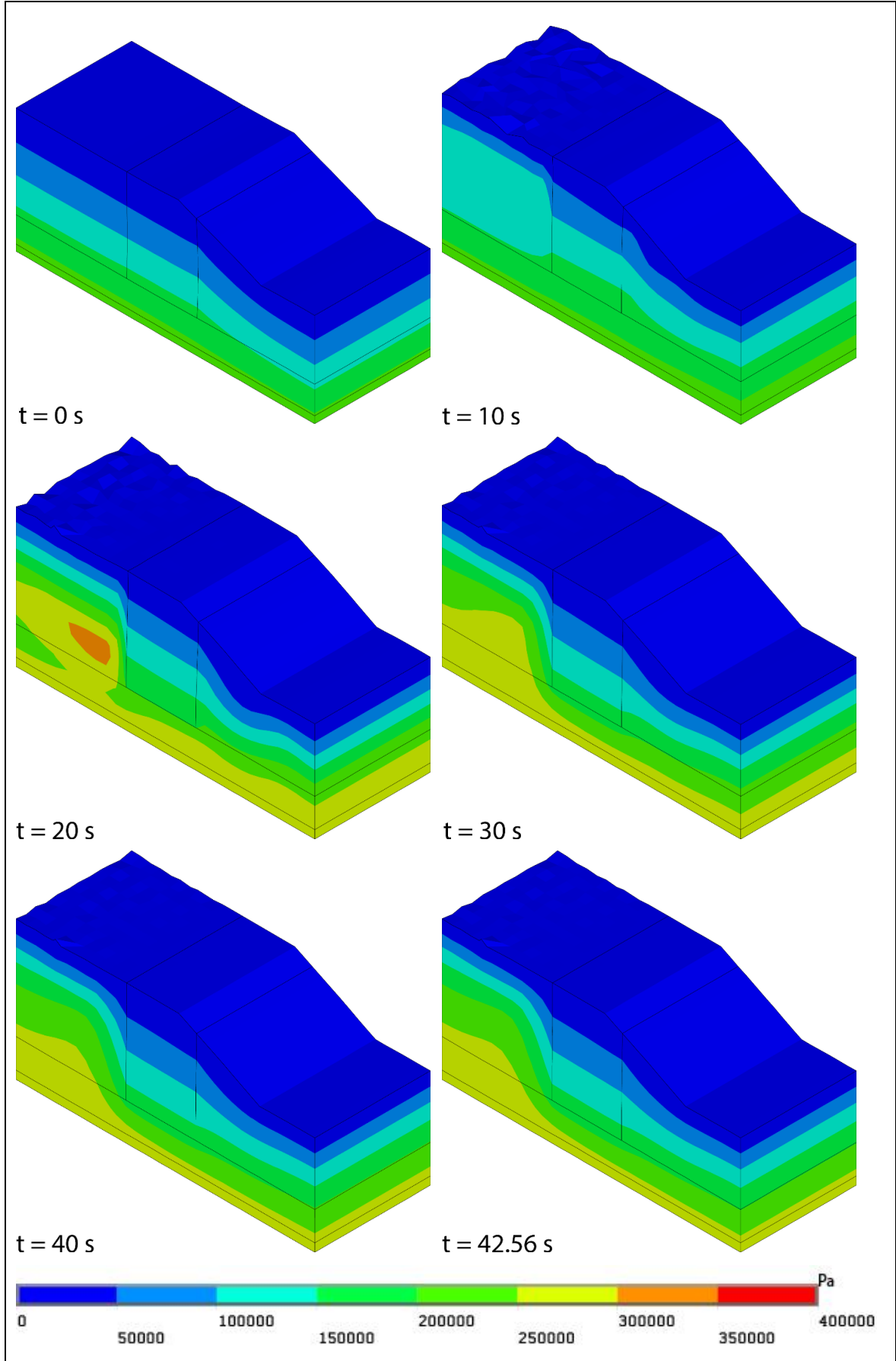
Şekil 5.34. P7 - deney ve sayısal analiz boşluk suyu basıncı-zaman karşılaştırmaları



Şekil 5.35. P8 - deney ve sayısal analiz boşluk suyu basıncı-zaman karşılaştırmaları



Şekil 5.36. P9 - deney ve sayısal analiz boşluk suyu basıncı-zaman karşılaştırmaları



Şekil 5.37. Farklı zamanlarda oluşan boşluk suyu basıncı miktarları

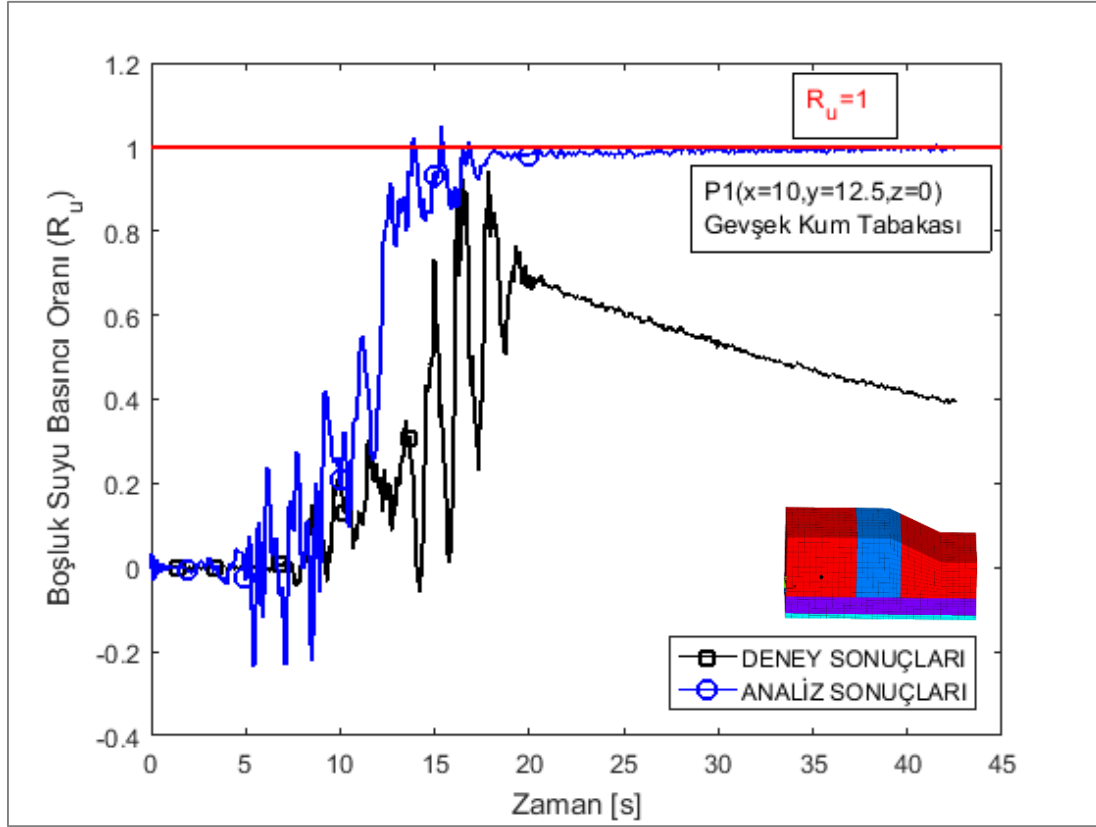
Boşluk suyu basıncı oranı (R_u) karşılaştırmaları

Aşağıda gösterilen Şekil 5.38-5.46, CT4 testinde farklı bölgelerde ölçülen aşırı boşluk suyu basınç oranlarını göstermektedir. Aşırı boşluk suyu basıncı, P2 ve P3'de kritik seviyeye ulaşmıştır. Bu durum sıvılaşma olasılığının 6 m derinliğe ulaştığını göstermektedir. P1 tarafından kaydedilen maksimum aşırı boşluk suyu basıncı ise kritik seviyeye oldukça yakındır. P4'te aşırı boşluk suyu basıncı burada çok düşüktür ve kritik noktadan uzaktır. P5 ve P6'daki boşluk suyu basıncı oranlarına bakacak olursak her iki durumda da boşluk suyu basıncının hemen hemen tamamının sönmüldüğü görülmektedir. Bu durum, drenajın istendiği şekilde çalıştığını göstermektedir.

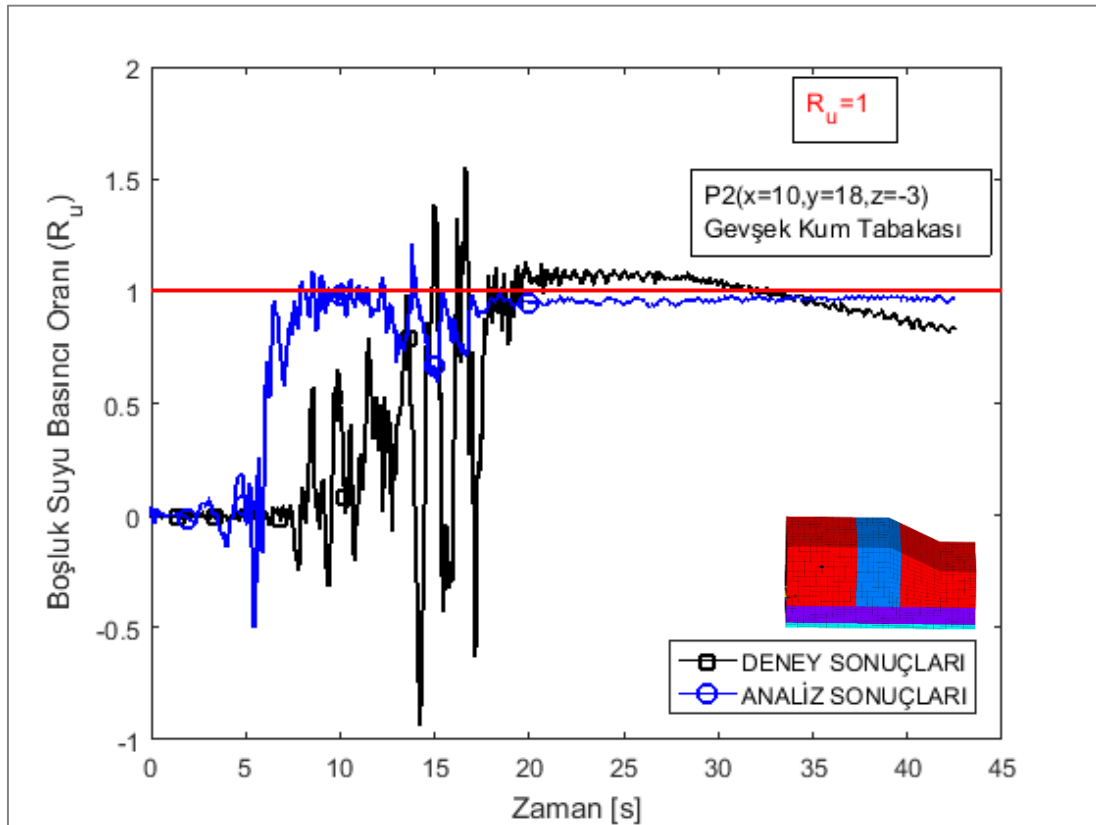
Boşluk suyu basıncındaki ani yükselmelerin şevin hemen kenarında olması ve dolayısıyla şev etrafındaki salınım hareketinden etkilenmesinden kaynaklandığı düşünülmektedir. P7 ve P8'de elde edilen aşırı boşluk suyu basınçları büyük olasılıkla şev etrafındaki salınım hareketleri nedeniyle oluşmuştur. Özellikle P8'de, deneydekinin aksi yönünde oluşmuş olan basınçların deney esnasında şevde ve topukta meydana gelen boşluk suyu basınçlarının sağlıklı ölçülemediğinden kaynaklandığı düşünülmektedir.

CT4 modelinde boşluk suyu basınçlarının sönmülmeleri CT2 [85] ve CT3 [86] modellerine göre daha kısa sürede gerçekleşmiştir. Bu da, diğer deneylerden farklı olarak konulmuş olan drenaj kısmının iyi çalıştığını göstermektedir. P9'da deney sonuçlarında aşırı boşluk suyu basıncı kritik seviyeyi aşmamışken analiz sonuçlarında aştığı görülmektedir.

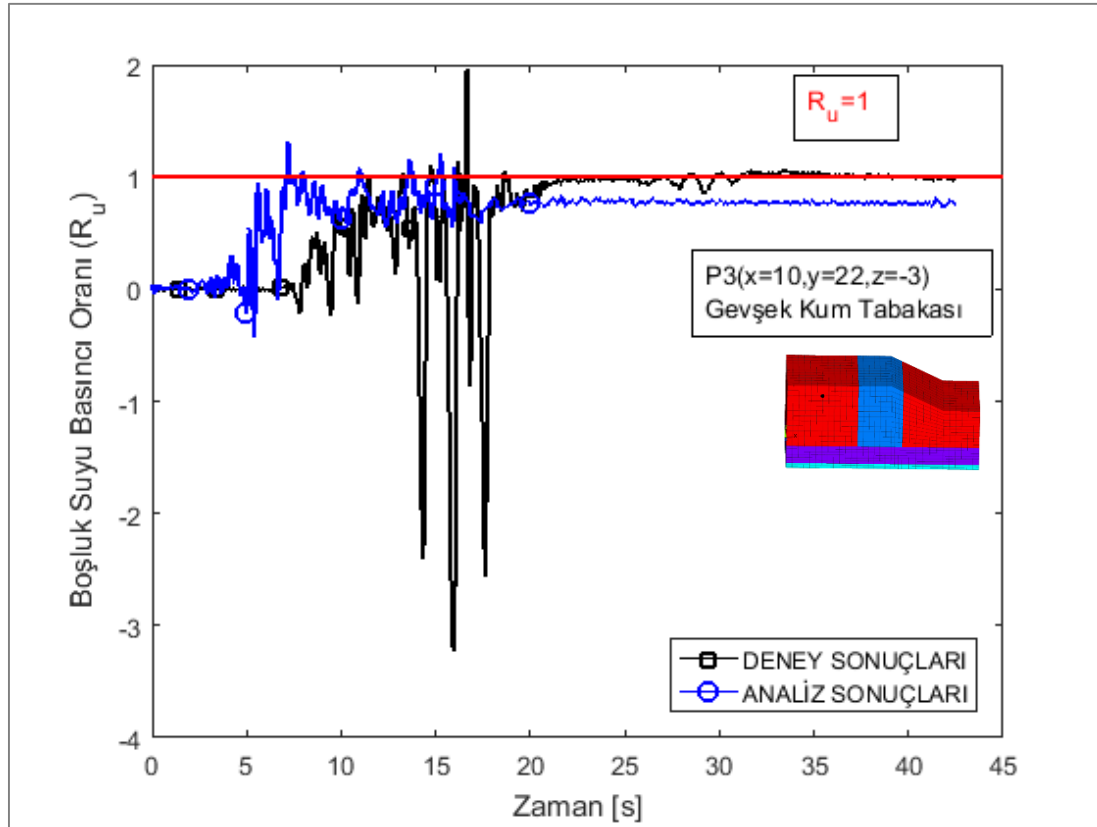
Yukarıda da bahsedildiği gibi analiz yapılırken numunenin %100 doygunluk derecesinde olduğu varsayıldığından boşluk suyu basınçlarının deney sonuçlarından fazla çıkması beklenen bir sonuçtur.



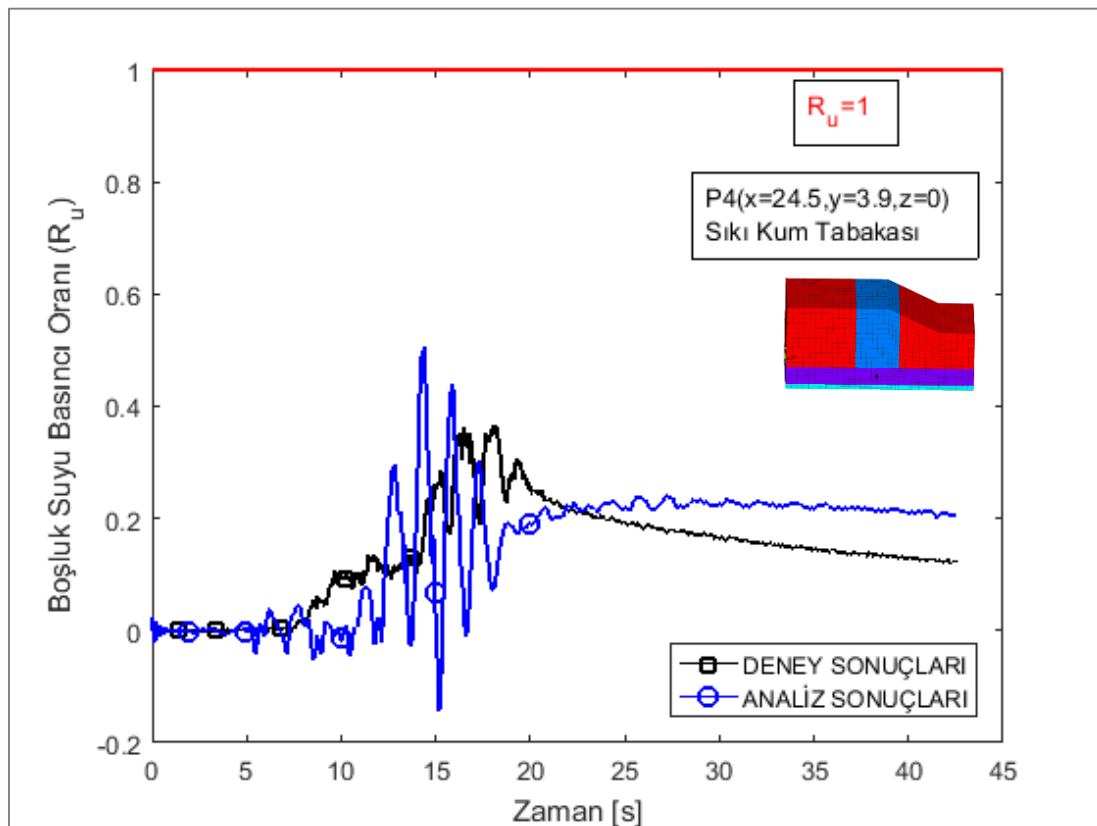
Şekil 5.38. P1 - deney ve sayısal analiz R_u -zaman karşılaştırmaları



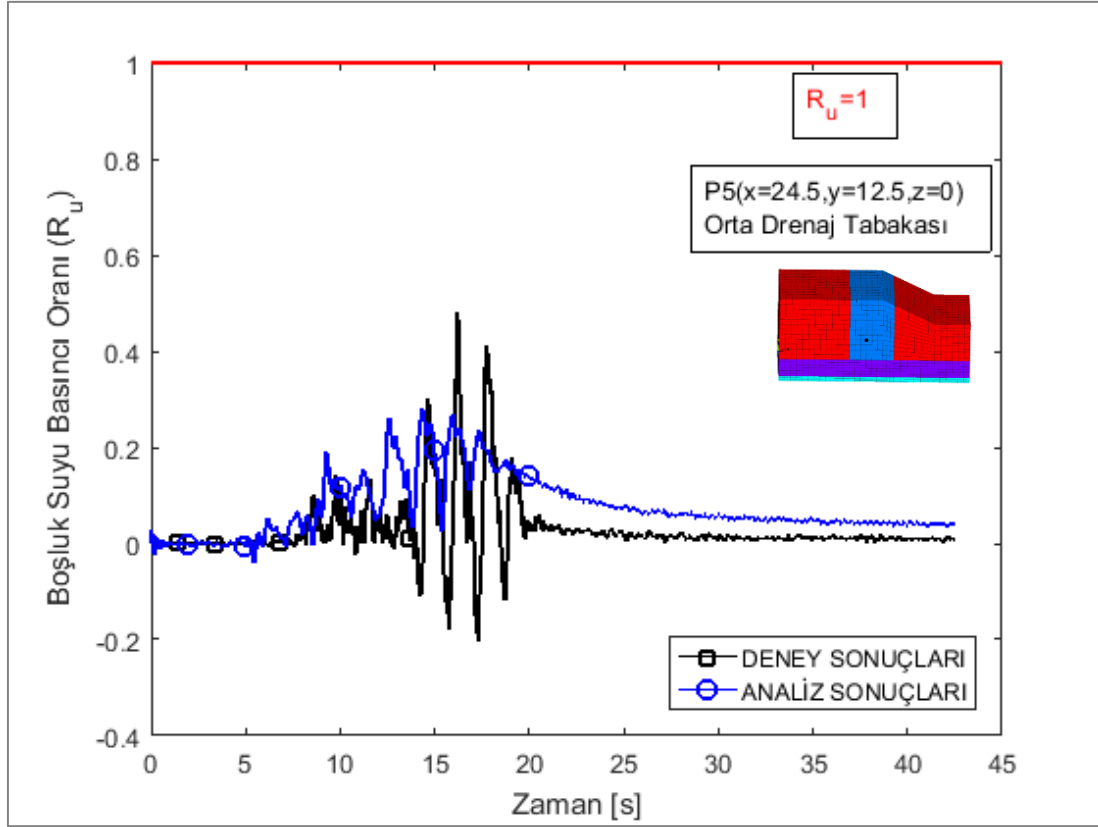
Şekil 5.39. P2 - deney ve sayısal analiz R_u -zaman karşılaştırmaları



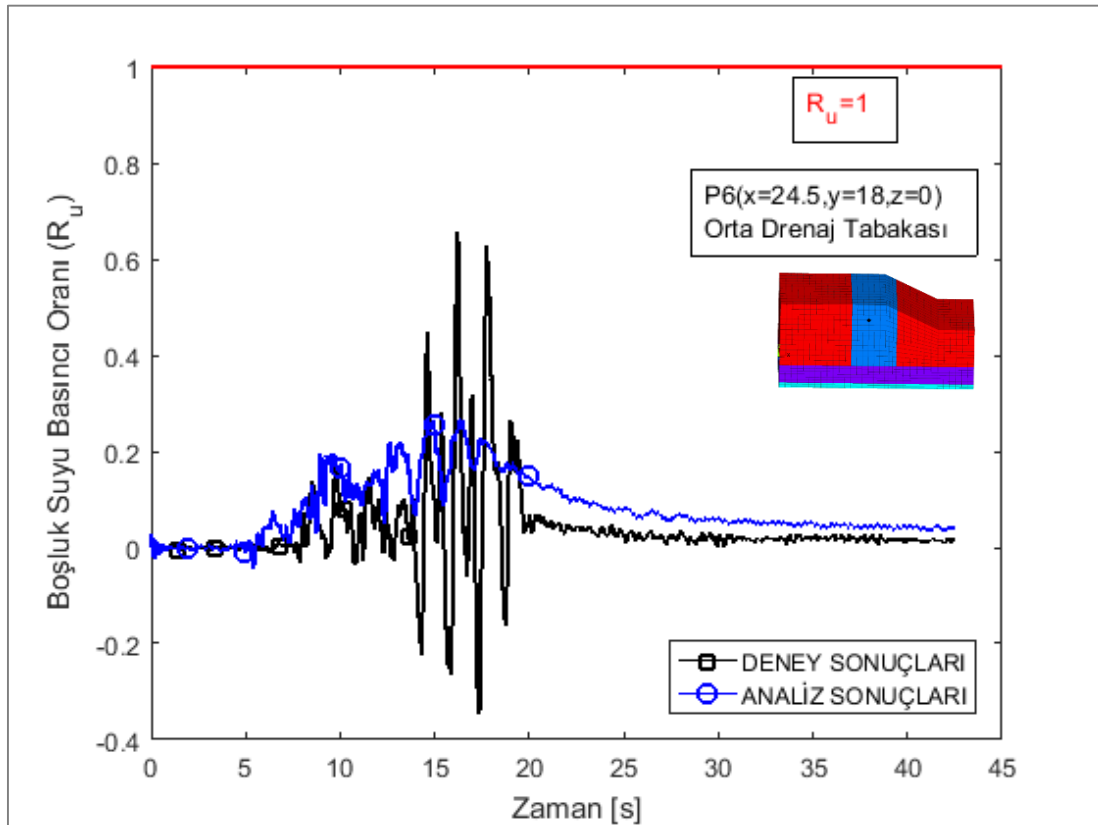
Şekil 5.40. P3 - deney ve sayısal analiz R_u -zaman karşılaştırmaları



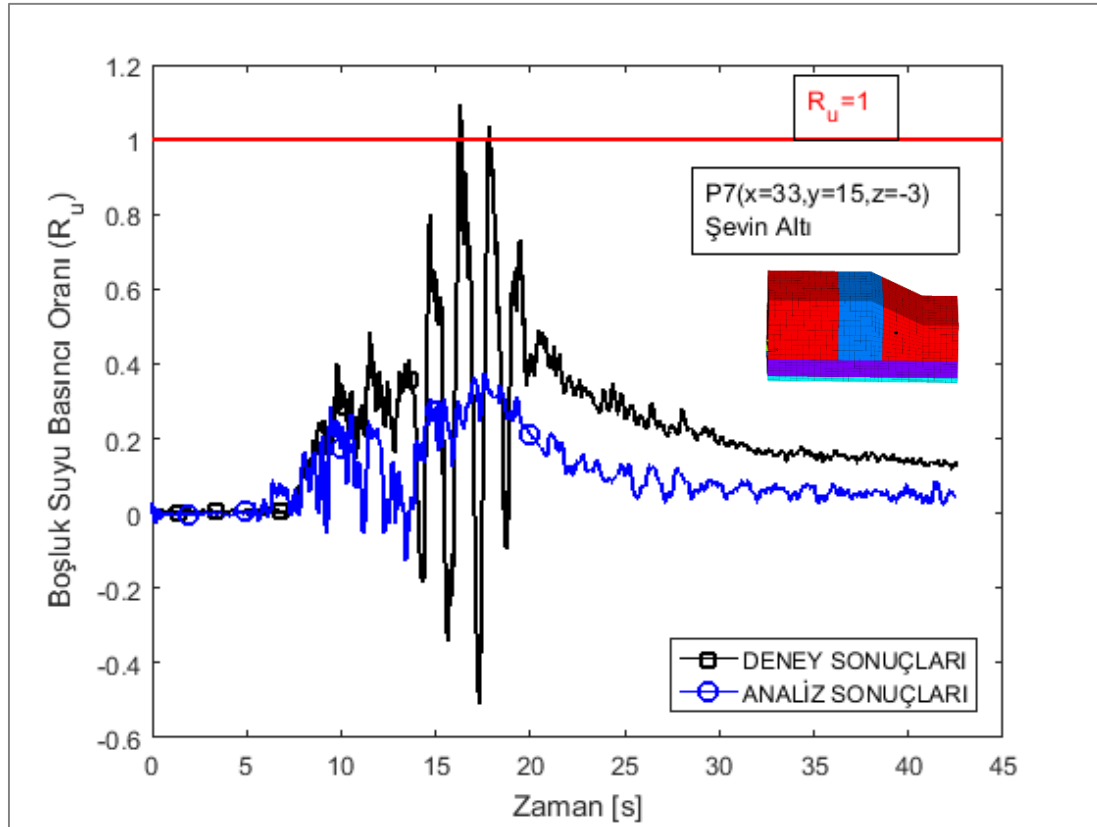
Şekil 5.41. P4 - deney ve sayısal analiz R_u -zaman karşılaştırmaları



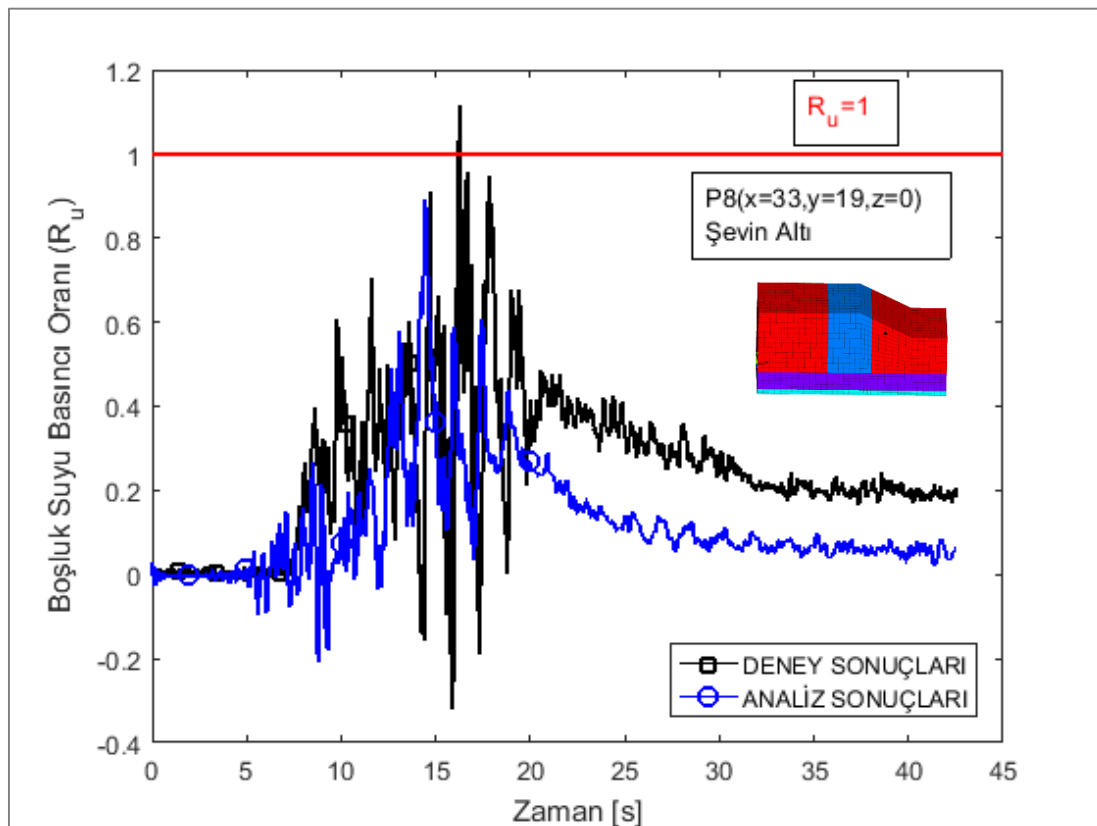
Şekil 5.42. P5 - deney ve sayısal analiz R_u -zaman karşılaştırmaları



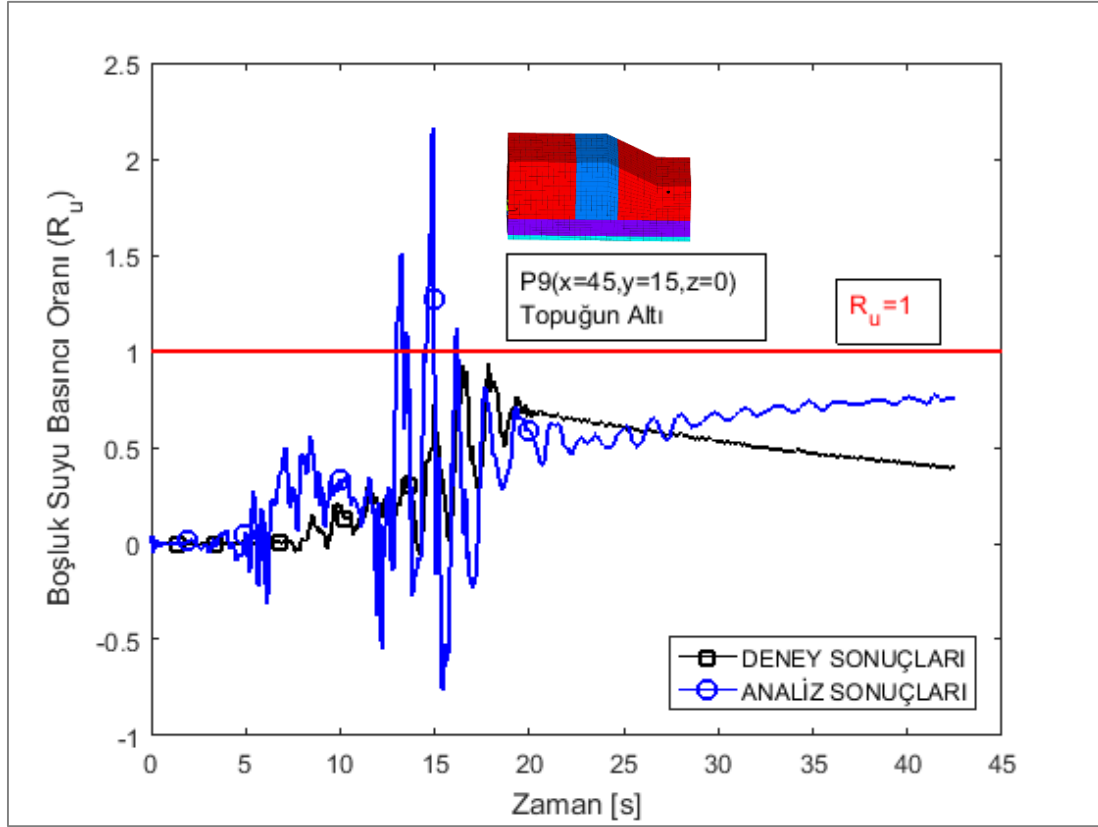
Şekil 5.43. P6 - deney ve sayısal analiz R_u -zaman karşılaştırmaları



Şekil 5.44. P7 - deney ve sayısal analiz R_u -zaman karşılaştırmaları



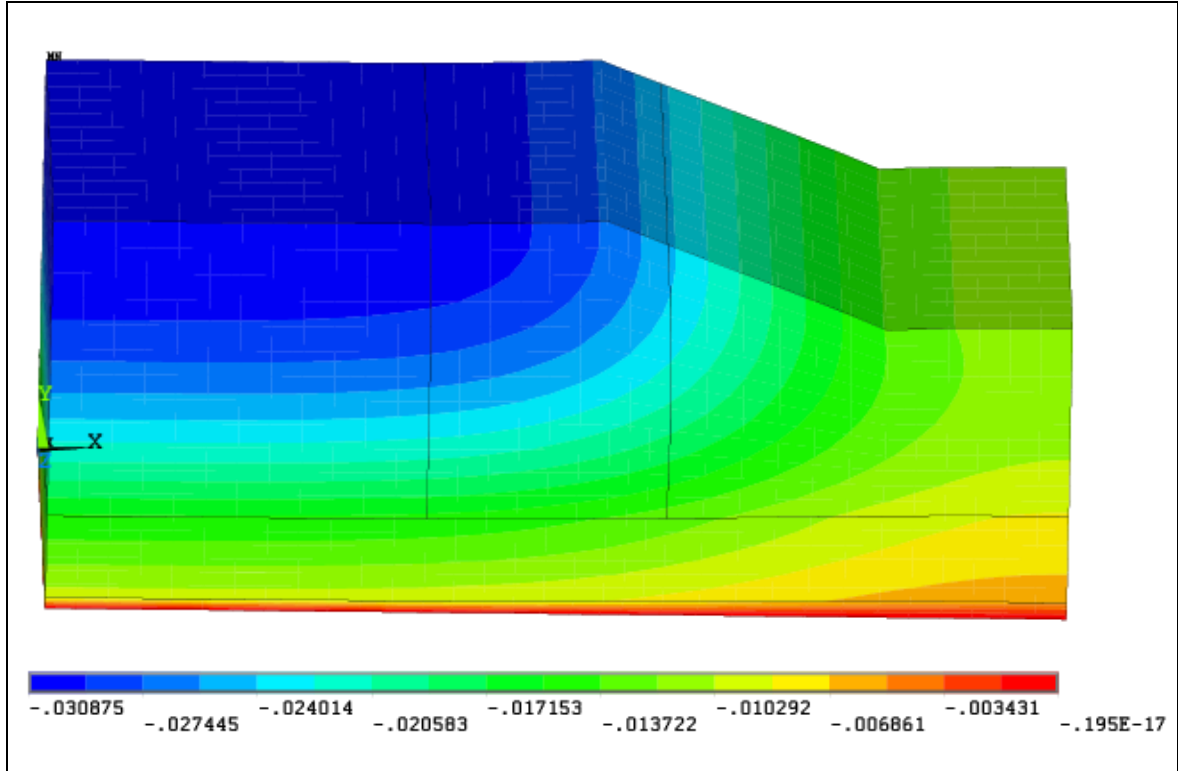
Şekil 5.45. P8 - deney ve sayısal analiz R_u -zaman karşılaştırmaları



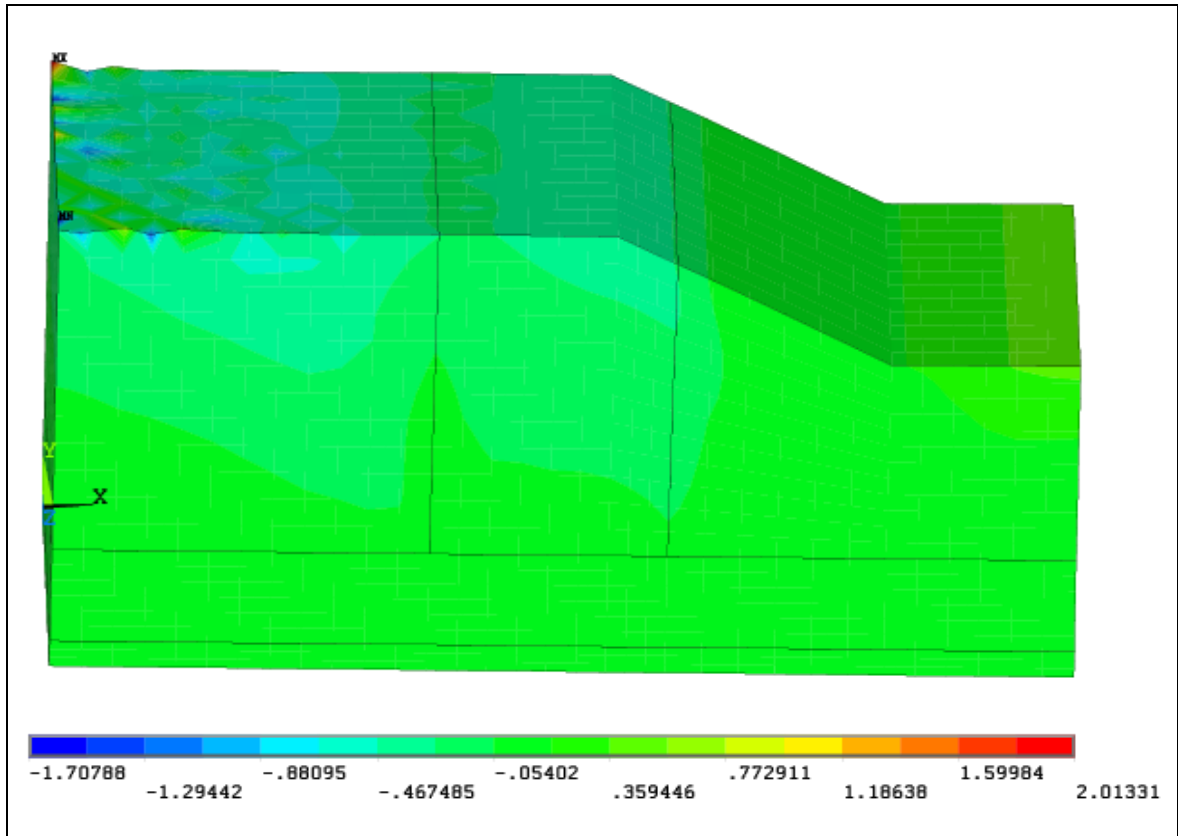
Şekil 5.46. P9 - deney ve sayısal analiz R_u -zaman karşılaştırmaları

Oturma karşılaştırmaları

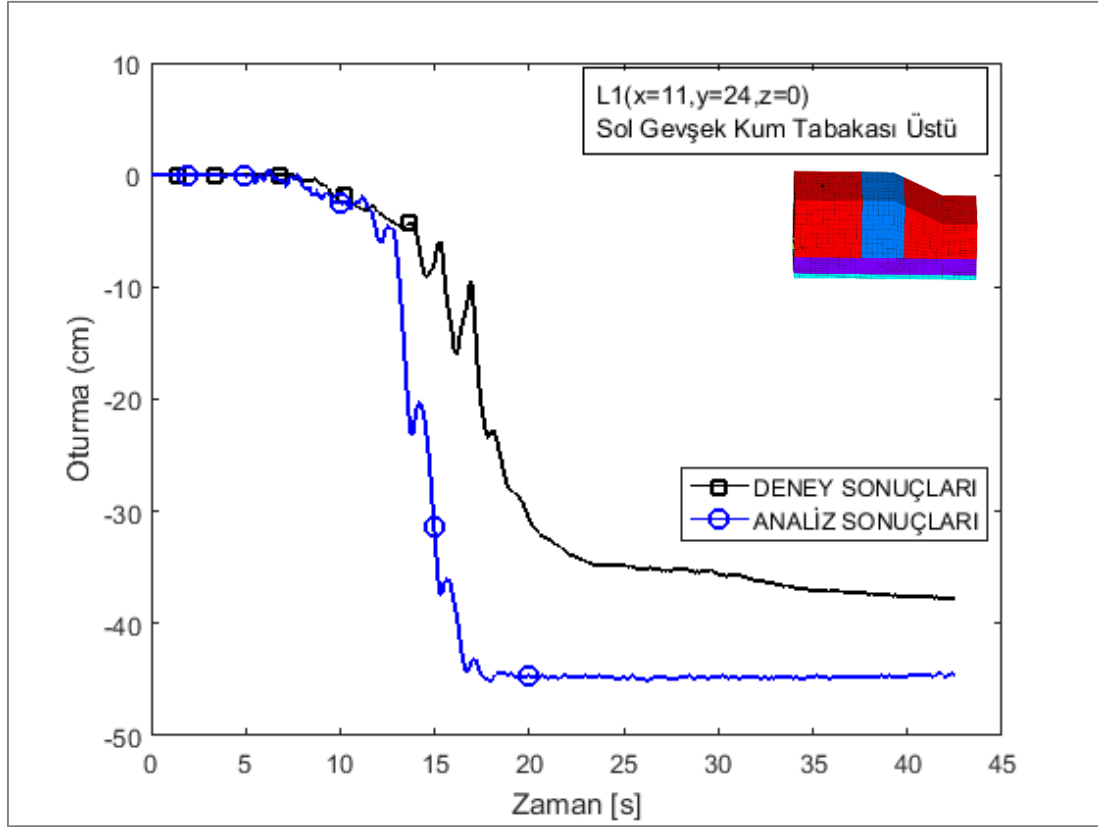
Analizler sonucunda zemin modelinin kendi ağırlığı ile gerçekleşen oturmalar Şekil 5.47’de, dinamik yükleme sonucu gerçekleşen oturmalar ise Şekil 5.48’de gösterilmektedir. Elde edilen sonuçlardan da görüldüğü gibi zemin şev yönüne doğru yer değiştirmekte; üst tarafta oturmalar gerçekleşirken şev ve topuk kısmında ise şişme oluşmaktadır. Analiz sonuçlarından elde edilen yer değiştirmenin yönü olması gerektiği gibidir. Bu sonucun santrifüj testi sırasında da gerçekleşmesi beklenmektedir fakat deney sonuçları incelendiğinde hem şev kısmında hem de topuk kısmında oturmaların oluştuğu görülmektedir. Bu durum, deneyin ilk anlarında santrifüj testi modelinin yapısından kaynaklı oturmaların gerçekleştiği dolayısıyla zeminin doğal davranışı dışında bir davranış gerçekleştiği şeklinde değerlendirilmektedir [87]. Otuurmalarındaki farklılıklara bakıldığında santrifüj deneyindeki modelin sıvılaşmadan sonraki zemin davranışının tespiti için çok uygun olmadığı görülmektedir [88]. Şev ve topuk kısımları için deney-analiz sonuçlarının karşılaştırmaları yanıltıcı olacağından bu çalışmada yer verilmemiştir. Diğer kısımlar için yapılan karşılaştırmalar Şekil 5.49-5.50’de görülmektedir.



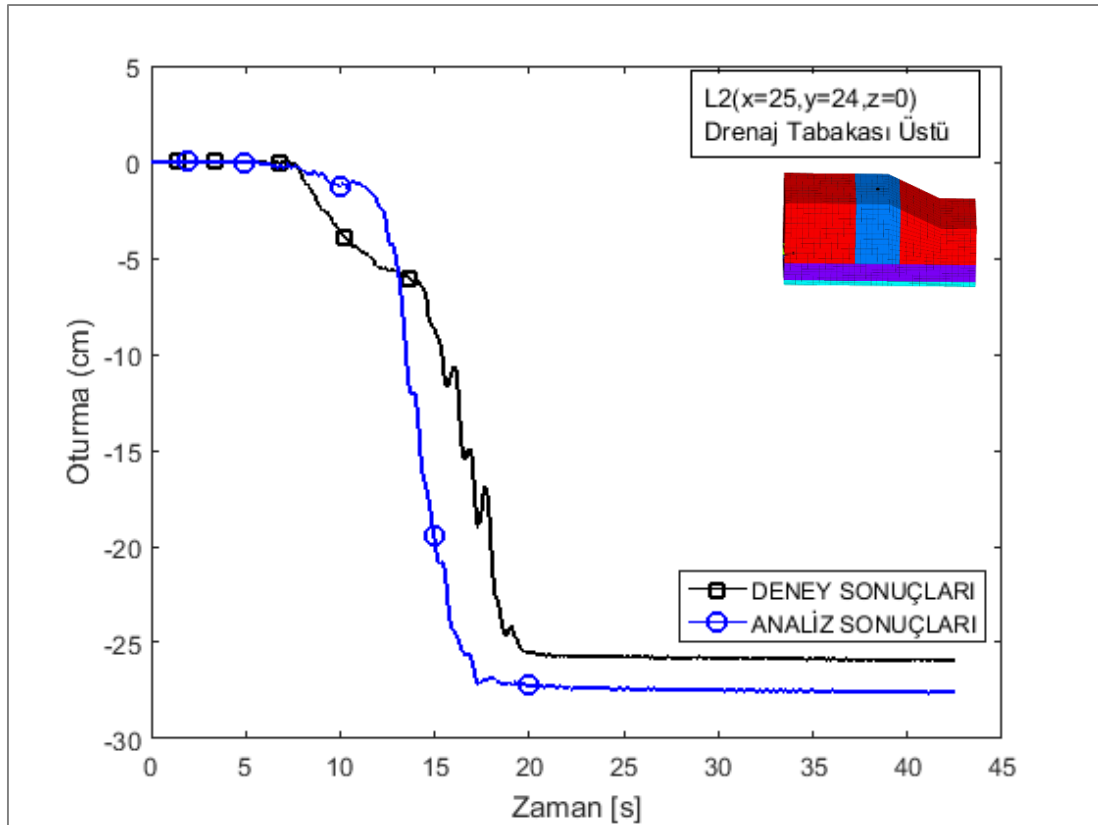
Şekil 5.47. Sayısal analiz sonucunda kendi ağırlığı altında gerçekleşen oturmalar



Şekil 5.48. Sayısal analiz sonucunda dinamik yükleme sonrası gerçekleşen oturmalar



Şekil 5.49. L1 - deney ve sayısal analiz oturma-zaman karşılaştırmaları



Şekil 5.50. L2 - deney ve sayısal analiz oturma-zaman karşılaştırmaları

5.7.5. Sonuçlar

Yapılan doğrulama çalışmalarından şu sonuçlar elde edilmiştir.

- Bu çalışmada kullanılan hipoplastik bünye modelinin, ileriki çalışmalarda da kullanılabileceği görülmüştür.
- Bu çalışmada elde edilen boşluk suyu basıncı–zaman ilişkisinin yapılmış olan santrifüj deneyi sonuçlarıyla uyumlu olduğu görülmüştür.
- Bu doğrulama çalışması sıvılaşma yönünden incelendiğinde analizlerde, deneylerle yaklaşık aynı sonuçların elde edilmiş olduğu görülmektedir. Sıvılaşma için yapılacak ileriki çalışmalarda hipoplastik bünye modeli, İki fazlı eleman u20p8 ve Kozeny-Carman eşitliğinin birlikte kullanılmasının, sıvılaşma hesabı açısından, yüksek derecede doğruluk sağladığı görülmüştür.
- Oturmalarla elde edilen sonuçlar modelin düz kısımlarında benzerlik gösterse de modelin şev kısmında ve topuk kısmında farklılıklar görülmektedir. Bu sonuçlardan deneyde kullanılan modelin oturmaların tespiti için uygun olmadığı sonucu çıkarılmıştır.
- Bu çalışmada elde edilen sonuçların deney sonuçlarıyla tam olarak aynı olmamasının nedeni hem açıklandığı gibi deneydeki doygunluk derecesinin %100 olacak şekilde sağlanamamış olması durumu hem de malzeme parametrelerinin, özellikle drenaj malzemelerinin, hiçbir kaynakta tam olarak verilmemesidir. Pek çok literatür taramasından elde edilen malzeme parametrelerine ek olarak bazı parametreler için tahmini değerler kullanılmıştır. Fakat elde edilen sonuçlar olumlu olarak değerlendirilmektedir.

5.8. Model ve Yöntemin Sayısal Hesaplamalarla Doğrulanması

Bu bölümde literatürde bulunan hesap yöntemlerinden faydalanılarak suya doygun kumlu bir zeminin sıvılaşma durumu ve oturma miktarları hesaplanmış, aynı şartlarda oluşturulan modelin sayısal analiz sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır.

5.8.1. Türkiye bina deprem yönetmeliğine göre hesaplamalar

Kullanılan model ve yöntemlerin doğrulamasının yapılması amacıyla 2018 yılında yürürlüğe girmiş olan Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği'nde [89] yer alan esaslara uygun bir şekilde

sıvılaşma kontrolü yapılarak dinamik yükleme sonrası oluşan oturmalar hesaplanmış ve analiz sonuçlarıyla karşılaştırması yapılmıştır. Kullanılacak model için 2 tabakalı zemin modeli oluşturulmuştur. Üst tabaka için santrifüj deneyinde kullanılan gevşek Fraser Nehri kumu, alt tabakada ise sıkı Fraser Nehri kumu kullanılmıştır. Dinamik yükleme için İzmit Depremi SKR İstasyonu verileri (Şekil 5.21) kullanılmıştır.

Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği Bölüm 16.6’da Deprem Etkisi Altında Zeminin Sıvılaşma Riskinin Değerlendirmesi başlığı altında zeminlerde sıvılaşma potansiyelinin bulunup bulunmadığının değerlendirilmesi için bazı esaslar baz alınmıştır. Yönetmeliğe göre sıvılaşma riskinin yanı sıra sıvılaşma gerçekleşmesi durumunda zemindeki rijitlik ve mukavemet kaybı sonrası meydana gelebilecek oturmalar ve yer değiştirmelerin miktarının da değerlendirilmesi gerekmektedir. Yapılan hesaplamalarda TMMOB Jeoloji Mühendisleri Odası’nın Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği-2018 ile Uyumlu Basitleştirilmiş Zemin Sıvılaşma Potansiyeli Analizi ve Sıvılaşma Sonrası Oturma, Yanal Deformasyon, Kayma Dayanımı Kaybı ve Kapak Tabakası Etkisi Hesap Cetveli Kullanım Kılavuzu [90] yayınındaki yöntemler kullanılmıştır.

Sıvılaşma kontrolü yapılması

Sıvılaşmaya karşı güvenlik koşulu Eşitlik 5.36’da ifade edilmektedir.

$$FS_L = \frac{\tau_R}{\tau_{\text{deprem}}} \geq 1.10 \quad (5.36)$$

Eşitlikte FS_L güvenlik faktörünü, τ_R sıvılaşma direncini, τ_{deprem} ise depremden dolayı zeminde oluşmuş olan tekrarlı kayma gerilmesini ifade etmektedir. Eşitlik 5.36 durumunun sağlanamaması halinde zeminde sıvılaşma gerçekleşeceği değerlendirilerek sıvılaşma sonrası meydana gelen yer değiştirmelerin de göz önüne alınması gerekmektedir.

Sıvılaşma hesabı yapılan %40 rölatif sıklığa sahip kumlu zemin için Şekil 5.51 kullanılarak $N_{1,60}$ değeri 6 olarak elde edilmiştir.

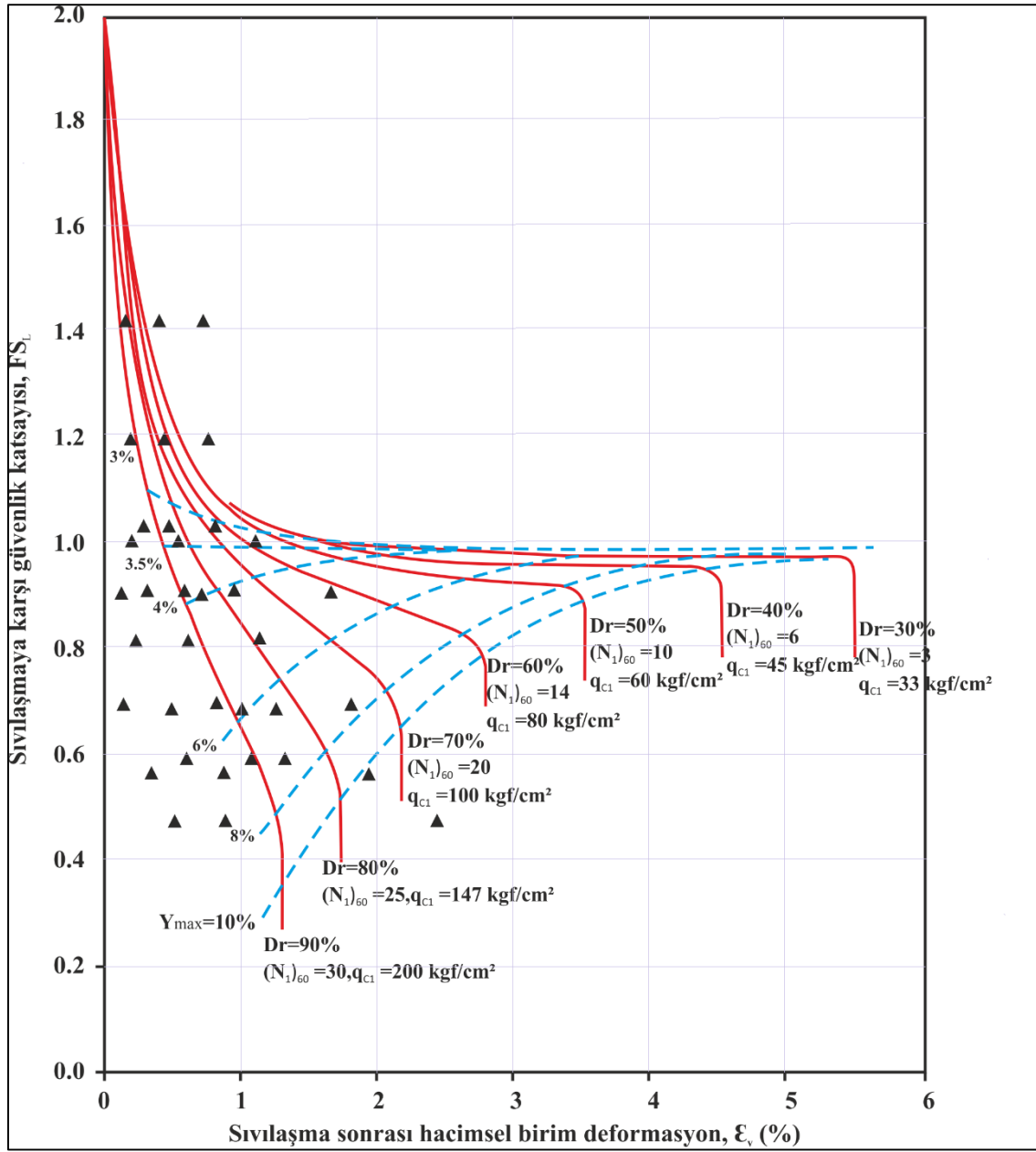
Gevşek zeminin orta noktasına göre (5 m) efektif gerilme değeri Eşitlik 5.37 kullanılarak 45,57 kPa olarak hesaplanmıştır.

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - (\gamma_{su} * Y_{ASS}) \quad (5.37)$$

σ_{v0} : Düşey zemin gerilmesi (kN/m²).

γ_{su} : Suyun birim hacim ağırlığı (kN/m³)

Y_{ASS} : Yeraltı su seviyesi (m).



Şekil 5.51. Temiz kumda sıvılaşmaya karşı emniyet katsayısının (FSL) fonksiyonu olarak zemin yüzeyi oturması ve yanal deformasyonlar için kullanılan abak (Ishihara ve Yoshimine (1992)'den revize edilmiştir) [91]

SKR istasyonu filtrelenmiş ivme değerlerinden (Şekil 5.21):

Maksimum ivme $a_{maks}=0,4*S_{DS}=0,3g$ olarak elde edilmiştir.

Moment Büyüklüğü 7,5 Olan Depreme Karşı Gelen Çevrimsel/Tekrarlı Dayanım Oranı $CRR_{M7.5}$ değeri için Eşitlik 5.38 kullanılmıştır.

$$CRR_{M7.5} = \frac{1}{34-N_{1,60f}} + \frac{N_{1,60}}{135} + \frac{50}{[10*N_{1,60f}+45]^2} - \frac{1}{200} \quad (5.38)$$

Eşitlik 5.5’de $N_{1,60f}$ değeri ince tane oranına göre düzeltilmiş SPT-N vuruş sayısı olarak ifade edilmektedir (Eşitlik 5.39).

$$N_{1,60f} = \alpha + \beta * N_{1,60} \quad (5.39)$$

İnce tane oranı = $IDI \leq 5\%$ için $\alpha=0$; $\beta=1$ kullanılarak $N_{1,60f}=6$ bulunmuştur.

Eşitlik 5.38’de değerler yerine konularak $CRR_{M7.5}=0,0797$ elde edilmiştir.

Tasarım Depremi Moment Büyüklüğü Düzeltme Katsayısı, C_M için Eşitlik 5.40 kullanılmaktadır.

$$C_M = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}} \quad (5.40)$$

M_w , tasarım depreminin moment büyüklüğüdür. $M_w=7,5$ için $C_M=1,0$ ’dir.

Eşitlik 5.36’da kullanılan sıvılaşma direnci τ_R Eşitlik 5.41 kullanılarak, hesaplanmaktadır.

$$\tau_R = CRR_{M7.5} * C_M * \sigma'_{v0} \quad (5.41)$$

$M_w=7,5$ için $C_M=1$ olarak elde edilmiştir. Tüm değerler Eşitlik 5.41’de yerine konulduğunda $\tau_R=3,63$ kPa olarak bulunmuştur.

Güvenlik katsayısının elde edilmesi için gerekli olan τ_{deprem} değeri için Eşitlik 5.42 kullanılmaktadır.

$$\tau_{\text{deprem}} = 0,65 * \sigma_{v0} * (0,4 * S_{DS}) * r_d \quad (5.42)$$

Eşitlikte şimdiye kadar bahsedilmeyen r_d değeri gerilme azaltma katsayısı olarak ifade edilmektedir ve hesaplamaların yapıldığı derinliğe göre farklı değerler almaktadır.

$$r_d = 1,0 - 0,00765 * z \quad z \leq 9,15 \text{m}$$

$$r_d = 1,174 - 0,0267 * z \quad 9,15 \text{m} < z \leq 23 \text{m}$$

$$r_d = 0,744 - 0,008 * z \quad 23 \text{m} < z \leq 30 \text{m}$$

$$r_d = 0,50 \quad z > 30 \text{m}$$

Yapılan hesaplamalar $z=5$ m derinlik için yapıldığından $r_d = 0,9618$ olarak hesaplanmıştır. Tüm bilinenler Eşitlik 5.42’de yerine konulduğunda:

$$\tau_{\text{deprem}} = 0,65 * 95,7 * (0,3) * 0,9618 = 17,95 \text{ kPa olarak elde edilmiştir.}$$

$$FS_L = \frac{\tau_R}{\tau_{\text{deprem}}} = \frac{3,63}{17,95} = 0,20 \leq 1,10 \text{ olduğu için sıvılaşma gerçekleşmiştir.}$$

Oturma hesabı yapılması

Oturma hesabı için 7,5 değerinde moment büyüklüğüne sahip depreme karşı gelen çevrimsel gerilim oranının ($CSR_{M 7,5}$), düzeltilmiş SPT vuruş sayısı olan $N_{1,60}$ değerine oranının 0,01 değerinden büyük olması durumunda belirlenmiş olan eşitlik kullanılmıştır. $N_{1,60}$ değerine bağlı olarak hesaplanan hacimsel birim deformasyon Eşitlik 5.43.’da ifade edilmiştir. Yüzde olarak ifade edilmektedir.

$$\frac{CSR_{M 7,5}}{N_{1,60}} > 0,01 \text{ için}$$

$$\varepsilon = 10 * (N_{1,60})^{-0,6} * 0,01 \quad (5.43)$$

$CSR_{M 7,5}$, moment büyüklüğü 7,5 olan depreme karşı gelen çevrimsel gerilim oranıdır ve birimsizdir. Eşitlik 5.44 kullanılarak hesaplanmaktadır.

$$CSR_{M 7,5} = \frac{0,65 * \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0}} \right) * 0,4 * S_{DS} * r_d}{2,5 - (0,2 * M_w)} \quad (5.44)$$

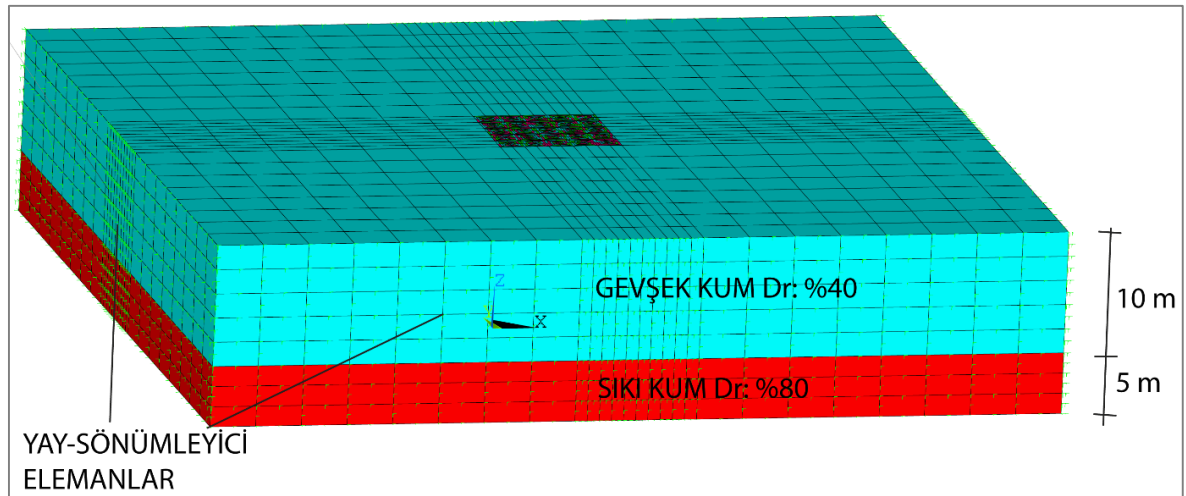
Sıvılaşabilir zemin 1'er metrelik eşit tabakalara bölünmüş ve tüm tabakalarda Eşitlik 5.44 kullanılarak bulunan $CSR_{M 7,5}$ değeri 0,01'den büyük elde edilmiştir.

Eşitlik 5.43 kullanılarak $\varepsilon=0,034 \rightarrow \%3,4$ hacimsel birim deformasyon değeri elde edilmiştir.

Bu durumda 10 m kalınlığındaki sıvılaşabilir tabaka için toplam oturma miktarı 34 cm olarak gerçekleşmiştir.

5.8.2. Sayısal analiz sonuçlarına göre sıvılaşma ve oturma değerleri

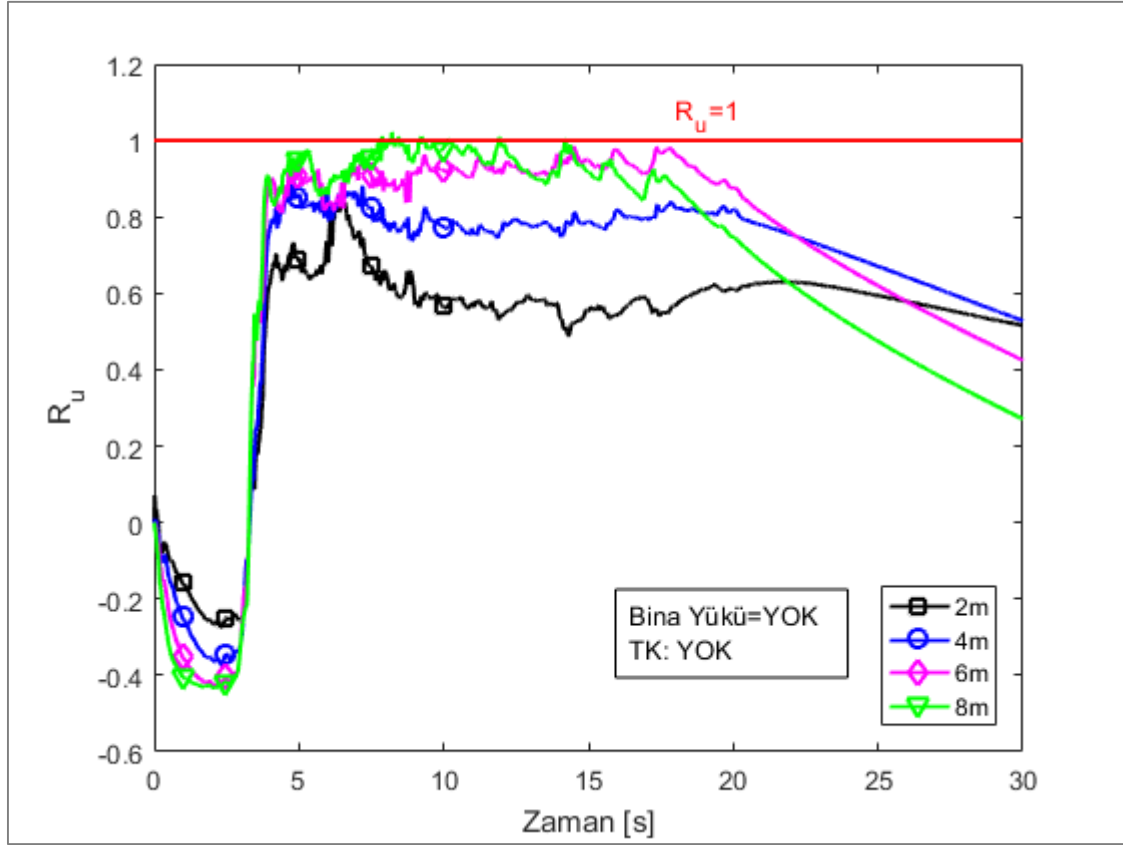
Analizlerde kullanılan model için üst tabakada sıvılaşabilir Fraser Nehri kumu %40 sıklıkta, alt tabakadaki sıkı Fraser Nehri kumu ise %80 sıklıkta modellenmiştir (Şekil 5.52).



Şekil 5.52. Zemin modeli

Sayısal analizle sıvılaşma kontrolü

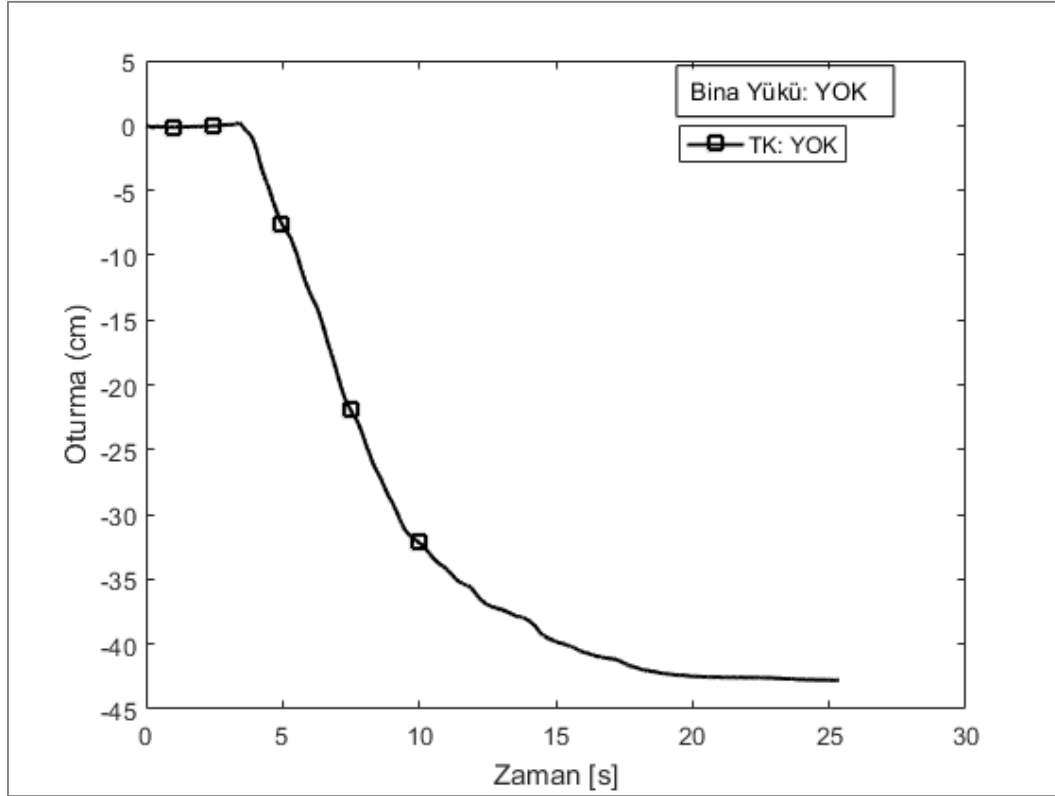
Sayısal analizlerde suya doymun zeminlerdeki suyun drene edilmesini sağlamak ve gerçekleşen toplam oturmaya daha gerçekçi bir şekilde elde etmek için alt tabaka için geçirgenlik değeri 3 kat fazla seçilmiş ve dinamik yükleme 10 saniye boyunca sıfır ivmeyle devam ettirilmiştir. Yapılan analizler sonucunda zemin tabakasının sıvılaştığı görülmektedir (Şekil 5.53).



Şekil 5.53. Sayısal analizler sonucu elde edilen boşluk suyu basıncı oranı değerleri (R_u)

Sayısal analizle elde edilen oturma değerleri

Zemin modelinin sıvılaştığı tespit edildikten sonra oturma değeri kontrollerinin yapılması gerekmektedir. Elde edilen grafiklerden de görüldüğü gibi sıvılaştıran üst tabakada oluşan toplam oturma değeri 43 cm olarak elde edilmiştir (Şekil 5.54). Analizler sonucu elde edilen oturma değeri deprem yönetmeliğinde belirlenen hesap yöntemine göre elde edilen oturma değerine (34 cm) yakın çıkmıştır.



Şekil 5.54. Sayısal analizler sonucu elde edilen oturma değerleri

5.8.3. Sonuçlar

Suya doymun kumlu zeminlerde sıvılaşma kontrolü yapılması ve oturmaların hesaplanması için iki tabakalı zeminde hem literatürdeki hesap yöntemleri kullanılarak hem de ANSYS sonlu elemanlar programıyla çalışmalar yapılmıştır. Sonuçlar değerlendirildiğinde hem hesap yöntemiyle hem de sayısal analiz yöntemiyle yapılan çalışmalarda 10 m'lik gevşek kum zeminin sıvılaştığı görülmektedir. Toplam oturmalar hesaplamalarda 43 cm, sayısal analizlerde ise 34 cm olarak elde edilmiştir. Sonuçlar birbirine yakındır. Ayrıca her iki yöntemden de elde edilen sonuçlarda üzerinde statik yükleme olmamasına rağmen dinamik yükleme sonucunda zemin modelinde yüksek miktarda oturmaların gerçekleştiği ve zeminin hem sıvılaşma oluşmaması için hem de oturmaların azaltılması için iyileştirilmesi gerektiği görülmektedir.

Bu çalışmada kullanılacak olan model ve yöntemlerin doğrulaması için yapılan bu çalışma, elde edilen sonuçlar açısından olumlu görülmektedir. Böylece çalışma kapsamında yapılacak olan sayısal analizlerin güvenilirliği literatürde kullanılan hesaplama yöntemlerine göre de kanıtlanmıştır.

6. ÇELİK CÜRUFU MALZEME PARAMETRELERİNİN BELİRLENMESİ

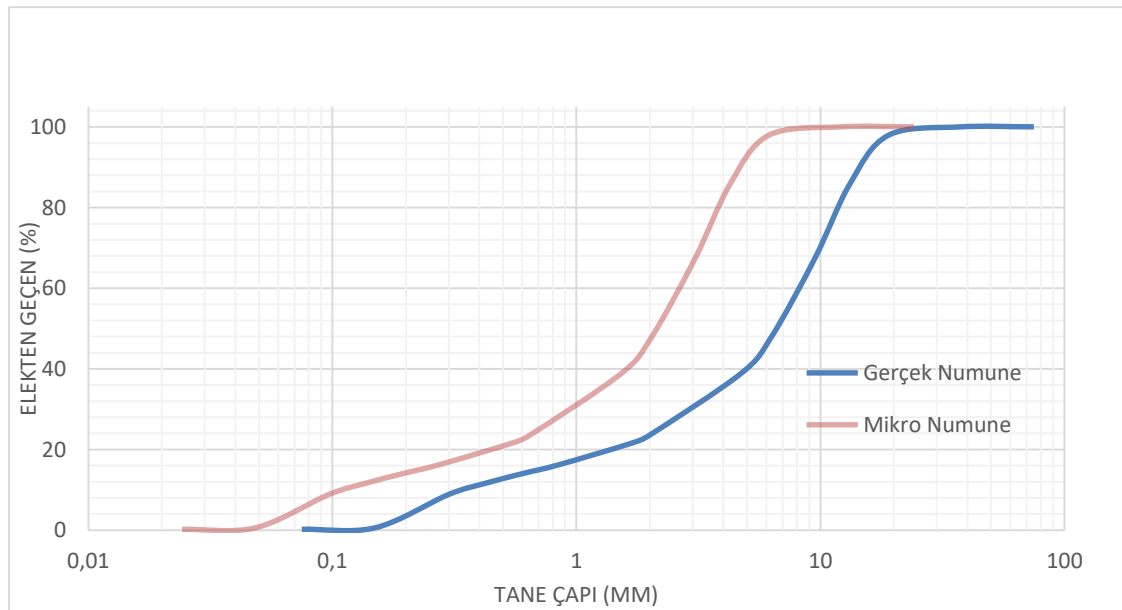
Çeşitli uygulamalarda kullanımı için tasarım kılavuzlarının geliştirilmesinde malzeme mühendislik özelliklerinin belirlenmesi gereklidir. Deneysel yaklaşımlar, zemin parametrelerinin belirlenmesi için en güvenilir yöntem olarak karşımıza çıkmaktadır [92]. Bu bölümde, çelik cürufu malzemesinin, geoteknik uygulamalarda doğru bir şekilde kullanılmasını sağlayabilmek amacıyla, malzeme özelliklerinin belirlenmesi için bazı deneyler yapılmıştır. Bulunan parametrelerin, varsa, daha önceki çalışmalardan elde edilen değerlerle karşılaştırmaları sunulmuştur. Kullanılan malzeme için öncelikle elek analizi yapılmış, ardından deneylerde kullanılan malzeme numunelerinin test cihazlarına uygun hale getirilerek hazırlanması için paralel derecelendirme yöntemi ile deney öncesi işlemler gerçekleştirilmiştir.

6.1. Elek Analizi

Tane büyüklüğü dağılımı, granüler malzemelerin mekanik özelliklerini etkileyen en önemli özelliklerinden biridir. Çelik cürufu, çelik üretim sürecinin bir yan ürünü olarak üretildiğinden, üretimi tam olarak kontrol edilemez. Erimiş cüruf malzeme çukurlarında katılaşır ve daha sonra soğutma işlemi sırasında daha küçük partiküllere ayrılır. Bu doğal parçalama işlemi sırasında, kaya boyutundan silt boyutuna kadar değişen boyutlarda çelik cüruf parçacıkları üretilir. Bu nedenle, çelik cürufları çok çeşitli tane boyutlarında bulunmaktadır. Çelik cürufları nihayetinde işleme tesislerinde iki veya üç farklı dereceye (kabadan inceye) göre ayrılır. Kaba derecelendirme esas olarak iri çakıl-taş boyutlu partiküllerden (64 mm ila 200 mm arasında değişen boyutlar) ve orta derecelendirme çakıl boyutlu partiküllerden (64 mm'ye kadar partikül boyutları) oluşur. İnce derecelendirme ise değişen çakıl yüzdeleri içeren kum ve silt boyutlu partiküller ihtiva eden iyi derecelendirilmiş kumunkine benzemektedir [93]. Deneylerde kullanılan çelik cürufu malzemesi Erdemir A.Ş.'den sağlanmıştır. Bu çalışma çelik cürufunun taş kolon imalatlarında kullanılabilecek olan çakıl boyutlu malzemelerin araştırılmasına odaklanmaktadır. Çalışma kapsamında deney için çelik cürufu malzemesi 200 nolu elekten geçirilerek 1000 gr kadar granüler malzeme elde edilmiş ve bu malzemenin elek analizi değerleri tespit edilerek (Çizelge 6.1), granülometrik eğrisi elde edilmiştir (Şekil 6.1).

Çizelge 6.1. Çelik cürufu elek analizi değerleri

Elek no	D(mm)	Elek Üstü (g)	Elekten geçen (g)	Geçen Yüzdesi (%)	D(mm)
3"	75	0	1000	100	75
11/2"	37,5	0	1000	100	37,5
3/4"	19	21	979	97,9	19
0,530"	13,2	121,16	857,84	85,784	13,2
3/8"	9,51	183,26	674,58	67,458	9,51
1/4"	6,3	195,75	478,83	47,883	6,3
4	4,75	89,61	389,22	38,922	4,75
10	2	153,47	235,75	23,575	2
12	1,7	19,36	216,39	21,639	1,7
20	0,85	54,09	162,3	16,23	0,85
30	0,6	22,41	139,89	13,989	0,6
40	0,425	23,56	116,33	11,633	0,425
50	0,3	27,83	88,5	8,85	0,3
100	0,15	82,69	5,81	0,581	0,15
200	0,075	5,81	2,1	0,21	0,075



Şekil 6.1. Çelik cürufu tane dağılımı eğrileri

Elek analizi sonucunda Çizelge 6.2 elde edilmiştir.

Çizelge 6.2. Çelik cürufu elek analizi sonuçları

D ₁₀	0,535	Çakıl	59,20%
D ₂₀	1,44	Kum	38,70%
D ₃₀	2,725	Silt - Kil	2,10%
D ₅₀	6,79	Cu	16,45
D ₆₀	8,8	Cc	1,58

Eşitlik 3.1 kullanılarak:

$$\text{Brown uygunluk değeri} = 1,7 * \sqrt{\frac{3}{(6,79)^2} + \frac{1}{(1,44)^2} + \frac{1}{(0,535)^2}} = 3,4 \text{ elde edilmiştir.}$$

Çizelge 3.1'den bu değerin, Brown uygunluk değerlerine göre, taş kolonlar için kullanılacak mükemmel malzemeler aralığında olduğu görülmektedir.

6.2. Paralel Derecelendirme Yöntemiyle Deney Numunelerinin Hazırlanması

Büyük boyuttaki çelik cürufu tanecikleri göz önüne alındığında, bu amaç için normalde büyük ölçekli test cihazlarına ihtiyaç vardır. Bununla birlikte, büyük test sistemleri karmaşık ve maliyetli olduğundan, çelik cürufu tanelerinin daha küçük boyutlu bir model numune malzemesine ölçeklendirilmesi ve standart aparatlar kullanılarak testlerin yapılması yoluna gidilmesi daha avantajlı görülmektedir. Ölçekleme amacıyla yaygın olarak üç yöntem kullanılır: prototip malzemelerden belirli bir boyuttan daha büyük tanelerin atılmasını içeren ölçeklendirme yöntemi [94], daha küçük boyutlu bir model malzeme oluşturmayı içeren paralel derecelendirme yöntemi [95], tane büyüklüğü dağılımının prototip malzemeye paralel olması ve taneciklerin belirtilen boyuttan maksimum boyuta, bu boyuttan daha küçük boyuta kadar olan tanelerle değiştirilmesinden oluşan değiştirme yöntemi [96]. Bunlar arasında, paralel derecelendirme yöntemi daha yaygın olarak kullanılmaktadır. Çünkü prototip derecelendirme, şeklini dikkate alabilmektedir [97].

Bu çalışmada, test cihazının bilezik yüksekliği 20 mm iken, çelik cürufu taneciklerinin maksimum boyutu 19 mm'dir. Test numunesinin tane büyüklüğünün malzemenin mekanik davranışı üzerindeki etkisini ortadan kaldırmak için, maksimum tane büyüklüğü numunenin

çapından 5 kat daha küçük olmalıdır. Böylece, paralel derecelendirme (gradasyon) yöntemi kullanılarak gerçek numune yerine maksimum 4 mm tane boyutuna sahip mikro-numune adı verilen yeni bir malzeme kullanılmıştır. Bu yöntemle göre, mikro-numune ve çelik cürufu tane boyutları Eşitlik 6.1'e göre belirlenmektedir.

$$A = \frac{D^g - D_{\min}^g}{D^m - D_{\min}^m} = \frac{D_{\max}^g - D_{\min}^g}{D_{\max}^m - D_{\min}^m} \quad (6.1)$$

Bu eşitlikte $D_{\max}$, $D_{\min}$ ve D sırasıyla maksimum tane çapı, minimum tane çapı ve özel tane çapını tanımlamaktadır. Gerçek numune ve mikro numuneyi tanımlamak için ise g ve m üstel işaretleri kullanılmıştır. Formülasyondan elde edilen A ise hesaplamalarda kullanılacak bir sabiti ifade etmektedir. Paralel derecelendirme yöntemine göre mikro numune için belirlenen bir çap için geçen malzeme yüzde miktarının gerçek numunede bu çapa karşılık gelen tane çapının geçen malzeme yüzdesiyle aynı olması gerekmektedir [98]. Yukarıda da belirtildiği gibi $D_{\max}^m$ yani mikro numune maksimum tane çapı 4 m'dir. Bu çalışma için $D_{\min}^m = 1,18$ mm olarak seçilmiştir. Gerçek numune için ise $D_{\min}^g = 0,15$ ve $D_{\max}^g = 19$ olduğu tane dağılımı eğrisinden görülebilir. Bu değerler Formül 1'de yerine konularak A sabiti 6,68 olarak bulunmuştur. Bulunan bu sabite göre mikro numune için paralel derecelendirme eğrisi çizilmiştir (Şekil 6.1).

Çizilen bu grafiklerden deneyde kullanılacak numunedeki malzeme miktarları hesaplanabilir. Örnek olarak $D^m = 2,36$ mm mikro numune çapına karşılık gelen D^g numune çapını bulmak istersek A sabiti ve Eşitlik 6.1 kullanılarak $D^g = 9,908$ mm olarak bulunabilir. Paralel Derecelendirme yöntemine göre Şekil 6.1 kullanılarak gerçek numuneye ait grafikten $D^g = 9,908$ için elekten geçen yüzdesi %87 olarak bulunabilir. Bu aynı zamanda mikro numune için 2,36 mm çapındaki tanelerin geçme yüzdesinin de %87 olduğu anlamına gelmektedir. Deneylerde paralel derecelendirme yöntemiyle elde edilen mikro numune kullanılmıştır.

6.3. Mekanik ve Fiziksel Parametreler

Literatürde çelik cüruflarının fiziksel ve mekanik özellikleri hakkında çok sınırlı bilgi bulunmaktadır. Bu araştırmanın deneysel programı, literatürdeki bu bilgi boşluğunun doldurulması için de faydalı olmuştur. Deney programının temel amacı, çelik cüruflarıyla

yapılması hedeflenen iyileştirme çalışmalarının sayısal analizlerinde kullanılmak üzere malzeme mühendislik özelliklerinin araştırılmasıdır. Çelik cürufu malzemesinin mekanik ve fiziksel özelliklerini belirlemek için yapılan tüm deneyler Gazi Üniversitesi Teknoloji Fakültesi İnşaat Mühendisliği Zemin Mekaniği Laboratuvarı'nda gerçekleştirilmiştir.

6.3.1. Özgül ağırlık

Özgül ağırlık G_s , bir malzemenin tane yoğunluğunun su yoğunluğuna oranı olarak tanımlanır. Çelik cüruflarının özgül ağırlığı kimyasal bileşimlerine, mineralojilerine ve parçacık yapılarına bağlıdır. Yüksek demir oksit içeriğinin varlığı nedeniyle, çelik cüruflarının doğal zeminlerden ve agregalardan daha büyük özgül ağırlık değerleri vardır. Yapılan araştırmalara göre çelik cüruflarının (BOF) özgül ağırlık değerleri 3,1 ila 3,8 arasında değişmektedir (Çizelge 6.3). G_s değerlerinin yapılan araştırmalarda geniş aralıklarla ifade edilmesinin sebebi çelik cüruflarının kimyasal bileşimindeki değişen demir oksit içeriğinden kaynaklanmaktadır. Ek olarak, parçacık yapısı da çelik cürufunun özgül ağırlığı üzerinde önemli bir etkiye sahiptir. Genel olarak, çelik cüruf parçacıkları, düşük parçacık gözenekliliğine sahip yoğun bir yapıya sahiptir [99].

Çizelge 6.3. Farklı araştırmacılara göre çelik cürufu (BOF) G_s değerleri [93]

G_s	Referans
3,5-3,6	Altun ve Yılmaz (2002)
3,1-3,7	Geiseler (1996)
3,3	Mahieux vd. (2009)
3,3	Motz ve Geiseler (2001)
3,4-3,5	Shen vd. (2009)
3,1-3,3	Wang (1992)
3,3	Xue vd. (2006)
3,29-3,34	Yıldırım ve Pezzi
2,98	Karadağ (2020)

Yapılan deneyler sonucunda çelik cürufu için Çizelge 6.4'deki değerler elde edilmiştir.

Çizelge 6.4. Çelik cürufu için yapılan özgül ağırlık deney sonuçları

	Deney-1	Deney-2	Deney-3
Piknometre boş ağırlığı (gr)	135,04	135,04	135,04
Piknometre ve numune ağırlığı (gr)	167,53	162,53	160,41
Piknometre, numune ve saf su ağırlığı (gr)	646,27	644,27	643,23
Piknometre ve saf su ağırlığı (gr)	624,64	625,54	626,1
Özgül Ağırlık (G_s)	2,99	3,14	3,08

Bu çalışmada, çelik cürufu için özgül ağırlık değeri 3,08 alınmıştır.

6.3.2. Hidrolik iletkenlik (geçirimsilik)

Hidrolik iletkenlik, zeminin tane çapı, boşluk oranı, tane dizilişi, boşluk suyunun birim ağırlığı gibi özelliklerine bağlı olarak çok fazla değişen özelliklerinden biridir. Zeminlerin önemli özelliklerinden biri olan bu özellik laboratuvar ve arazi deneyleriyle bulunabilir. Zeminlerin hidrolik iletkenliği için pek çok çalışmalar yapılmıştır. Bu çalışmalardan elde edilen sonuçlarda genel olarak tane büyüklüğünün artmasının geçirgenliği arttırdığı söylenebilir. Geçirimsiliği yüksek olan kum, çakıl gibi taneli zeminler için sabit düzeyli geçirimsilik deneyi kullanılmaktadır. Bu deneyde, belirli bir t zamanda zeminden akan su miktarı, deney boyunca zemindeki hidrolik yük sabit tutularak ölçülmektedir. Hazneden akan su zemin içerisinden geçirilerek kararlı bir akış elde edildikten sonra belli bir sürede (Δt) akan su bir kapta biriktirilerek toplanan su miktarı (ΔQ) belirlenmektedir. Zemin örneğinin konulduğu kabın alanı hesaplanarak kabın 3 farklı seviyesine konulmuş olan şeffaf boruların piyezometrik su seviyeleri ölçülmekte ve deneyden elde edilen verilere göre Eşitlik 6.2 kullanılarak zeminin hidrolik iletkenliği hesaplanmaktadır.

$$k_t = \frac{Q \cdot L}{A \cdot H \cdot t} \quad (6.2)$$

Çalışma kapsamında 3 farklı deney yapılmış (Resim 6.1) ve Çizelge 6.5'de verilen sonuçlar elde edilmiştir.

Çizelge 6.5. Çelik cürufu için yapılan laboratuvar deneyleri sonucu elde edilen hidrolik iletkenlik değerleri

	Deney-1	Deney-2	Deney-3
Hidrolik iletkenlik değeri (m/s)	$4,17 \cdot 10^{-2}$	$4,63 \cdot 10^{-2}$	$3,97 \cdot 10^{-2}$

Bu çalışmada, çelik cürufu için hidrolik iletkenlik değeri $4,17 \cdot 10^{-2}$ m/s olarak alınmıştır.



Resim 6.1. Sabit düzeyli geçirimsizlik deneyinin yapılışı

6.3.3. Maksimum ve minimum kuru yoğunluk ve boşluk oranları

Maksimum boşluk oranı e_{maks} , granüler zeminlerin en çok boşluk oranına sahip olduğu yani en gevşek durumdaki boşluk oranıdır. En gevşek durumdayken zeminin kuru yoğunluğu da en düşük seviyededir. Maksimum kuru yoğunluğun elde edilmesi için laboratuvar ortamında ince malzemeden arındırılmış kum ve çakıl özelliklerindeki numune 1 litre hacim kapasitesindeki cam şişeye konulup hafifçe sallanarak iyice ayrışması sağlanmış ve daha sonra yavaş hareketlerle şişe dik konuma getirilerek şişeden kütlesi belli olan numunenin maksimum hacmi $V_{k,maks}$ ölçülmüştür. Kütlesi ve hacmi belli olan numunenin minimum kuru yoğunluğu $\rho_{k,min}$ ve maksimum boşluk oranı e_{maks} Eşitlik 6.3-6.4 yardımıyla bulunmuştur.

$$\rho_{k,min} = \frac{M_k}{V_{maks}} \quad (6.3)$$

$$e_{maks} = \frac{\rho_s}{\rho_{k,min}} - 1 \quad (6.4)$$

Minimum boşluk oranı e_{min} ise granüler zeminlerin en az boşluk oranına sahip olduğu, yani en sıkı durumdaki ve en yüksek kuru yoğunluktaki durumuna ait boşluk oranıdır. Laboratuvar ortamında yapılan deneyde kuru malzeme, yakalı metal bir silindir şeklindeki kabın içine ince tabakalar halinde serilip her seferinde tokmaklanarak malzemenin en sıkı duruma gelmesi sağlanmıştır. Silindir şeklindeki kabın hacmi V_{min} ve bilinen kütle M_k yardımıyla Eşitlik 6.5 ve 6.6 kullanılarak $\rho_{k,maks}$ ve e_{min} bulunmuştur.

$$\rho_{k,maks} = \frac{M_k}{V_{min}} \quad (6.5)$$

$$e_{min} = \frac{\rho_s}{\rho_{k,maks}} - 1 \quad (6.6)$$

Maksimum ve minimum kuru yoğunluk testleri, laboratuvarda gerçekleştirilmiştir. Her çelik cürufu örneği için maksimum ve minimum boşluk oranları ortalama özgül ağırlık (G_s) değerleri kullanılarak hesaplanmıştır. Çelik cürufu için maksimum ve minimum kuru yoğunluk testleri sonucu elde edilen değerler kullanılarak Çizelge 6.6 oluşturulmuştur.

Çizelge 6.6. Çelik cürufu minimum, maksimum yoğunluk ve boşluk oranları

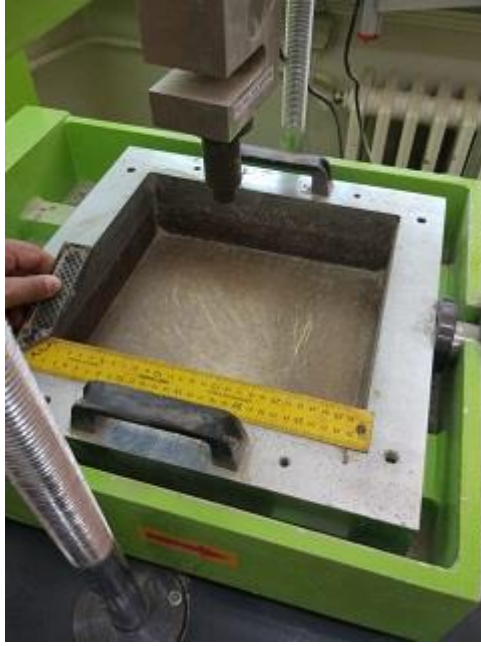
Malzeme	$\rho_{k,maks} (kg/m^3)$	$\rho_{k,min} (kg/m^3)$	e_{maks}	e_{min}
Çelik Cürufu (BOF)	1654	1246	1,47	0,86

6.4. Hipoplastik Bünye Modeli Parametreleri

Bu bölümde Fraser Nehri kumu hipoplastik malzeme modeli parametrelerinin bulunması için çalışmalar yapılmıştır. Çalışma kapsamında Hacettepe Üniversitesi Jeoloji Mühendisliği Laboratuvarı'nda büyük ölçekli kesme kutusu deneyleri ve Gazi Üniversitesi Teknoloji Fakültesi İnşaat Mühendisliği Laboratuvarı'nda basınç deneyleri yapılmıştır. Parametrelerin bir kısmı deney sonuçlarına göre elde edilmiştir. Diğer parametrelerin bulunması için literatürde bulunan yaklaşım yöntemleri kullanılmıştır.

6.4.1. Kritik içsel sürtünme açısı, θ_c

Çelik cürufu kayma parametrelerini belirleyebilmek için büyük ölçekli kesme deneyi yapılmıştır. Kesme deneyinde gerçekçi sonuçlar elde edebilmek için deney cihazıyla deneyde kullanılacak malzemenin maksimum tane çapının belli oranlarda olması gerekmektedir. ASTM-D 3080-04'e göre minimum numune genişliği maksimum tane çapı boyutuna göre 10 kat ve numune başlangıç kalınlığı ise maksimum tane çapı boyutuna göre 6 kat daha büyük olmalıdır [100]. Deneylerde kullanılacak malzemelerin mümkün olduğunca gerçekçi bir tane dağılımına sahip olması daha doğru sonuçlar elde edilmesine olanak sağlamaktadır. Küçük ölçekli bir deney aletiyle yapılacak bir kesme deneyi büyük çaplı tanelerin kullanılmasına olanak vermeyecek ve oldukça yanıltıcı olacaktır. Çünkü tane boyutlarının büyük olması kesme deneylerinden daha fazla kayma dayanımı ve daha fazla içsel sürtünme açısı elde edilmesine sebep olacaktır. Bu sebeplerden dolayı kesme deneyleri büyük ölçekli bir deney aletinde yapılmıştır. Kullanılan büyük ölçekli kesme deneyi aleti 30 cm*30 cm*9 cm ölçülerindedir. Daha önceden kurutulmuş olan numuneler deney aletine %60 sıklık oranında yerleştirilmişlerdir (Resim 6.2).



Resim 6.2. Büyük ölçekli kesme deneyi için ölçülerin alınması ve deney numunesinin hazırlanması

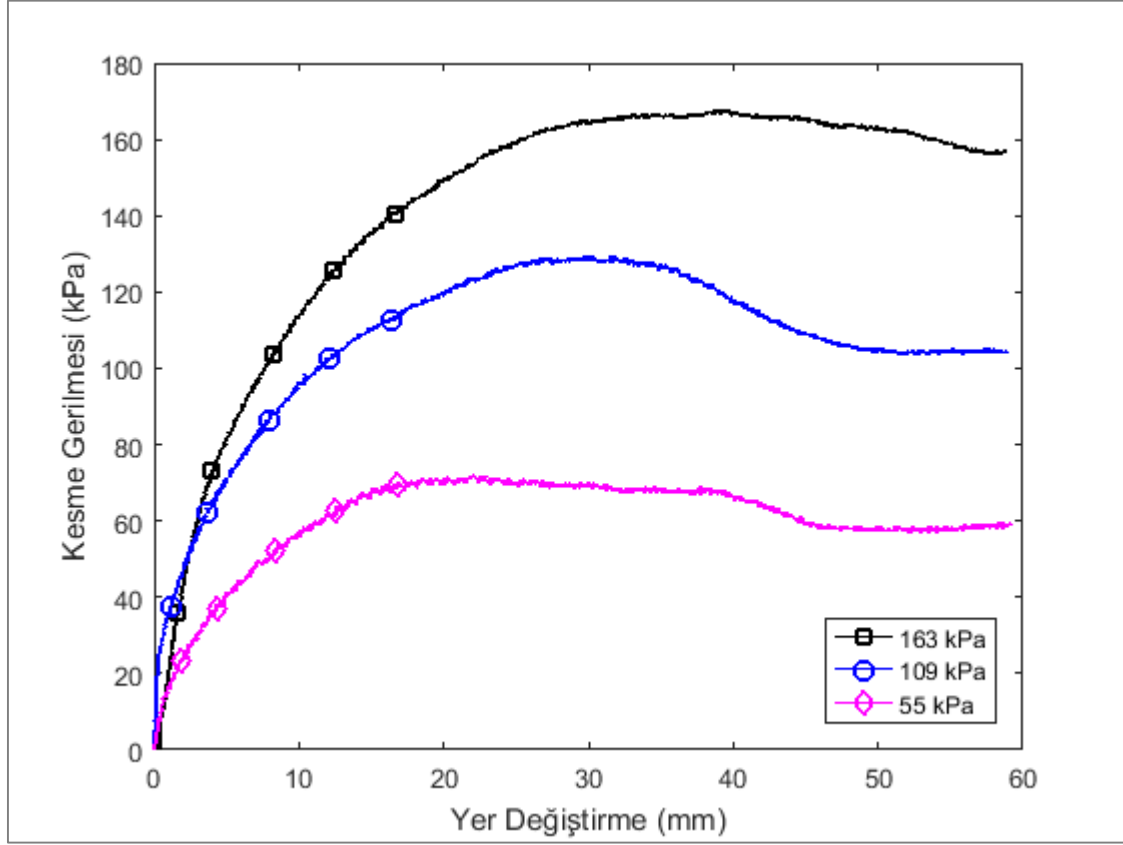
Gerekli ölçümlerin yapılması ve numunelerin hazırlanmasından sonra deney aletinde ve bilgisayar ortamında gerekli ayarlamalar yapılarak deneyler gerçekleştirilmiştir (Resim 6.3).



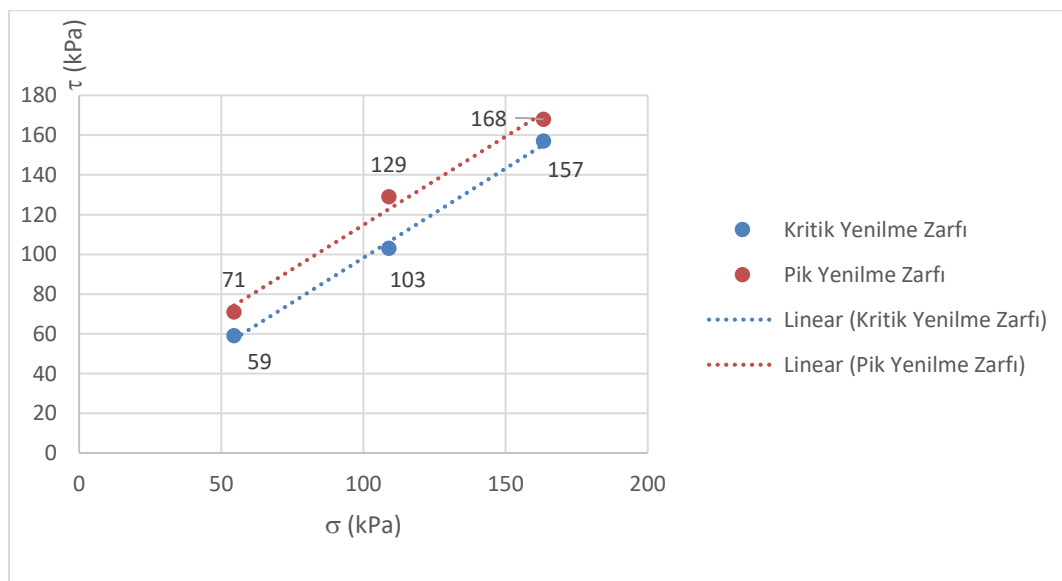
Resim 6.3. Büyük ölçekli kesme deneyinin yapılması

Deneyler 55, 109 ve 163 kPa'lık üç farklı normal gerilme altında yapılmıştır. Şekil 6.2'de çelik cürufu için, belirtilen normal gerilmeler altında yapılan büyük ölçekli kesme kutusu deneyinden elde edilmiş olan kayma gerilmesi-yanal deformasyon grafiği görülmektedir. Kritik sürtünme açısı artık numune hacmi değişikliğinin olmadığı bir denge durumunda ölçülen sürtünme açısına karşılık gelir. Gerilme-yer değiştirme eğrisinde grafiğin yaklaşık düz bir çizgi haline geçtiği nokta göz önüne alınmaktadır ve bu noktadan sonra numunede hacim değişikliği gerçekleşmediği için grafik düz bir çizgi halinde devam etmektedir. Kritik sürtünme açısı zeminin durum değişkenlerine bağlı bir parametre olmayıp en önemli kayma parametrelerinden biridir. Pik sürtünme açısı ise gerilme-yer değiştirme eğrisinin tepe

noktasında ölçülen sürtünme açısıdır. Pik sürtünme açısı zeminin durum değişkenlerine bağlı bir parametre olup zemine ait bir parametre olarak değerlendirilmemektedir [93].



Şekil 6.2. Çelik cürufu için kayma gerilmesi-yanal deformasyon grafiği



Şekil 6.3. Çelik Cürufu için kesme deneyi yenilme zarfları

Yapılan deneyler sonucu oluşturulan Şekil 6.10'dan elde edilen değerlerle Şekil 6.11'deki yenilme zarfı oluşturulmuş ve buradan $\phi_c=42^\circ$, $\phi_p=41,5^\circ$ ve $c_c=29,33$ kPa olarak bulunmuştur. Çelik cürufu, doğal zeminlere göre daha yüksek taneler arası sürtünme özelliğine sahip bir malzemedir ve taneler pürüzlü yüzeylere sahiptirler. Dolayısıyla çoğu granüler malzemelere göre daha güçlü sürtünme özelliklerine sahiptirler [93].

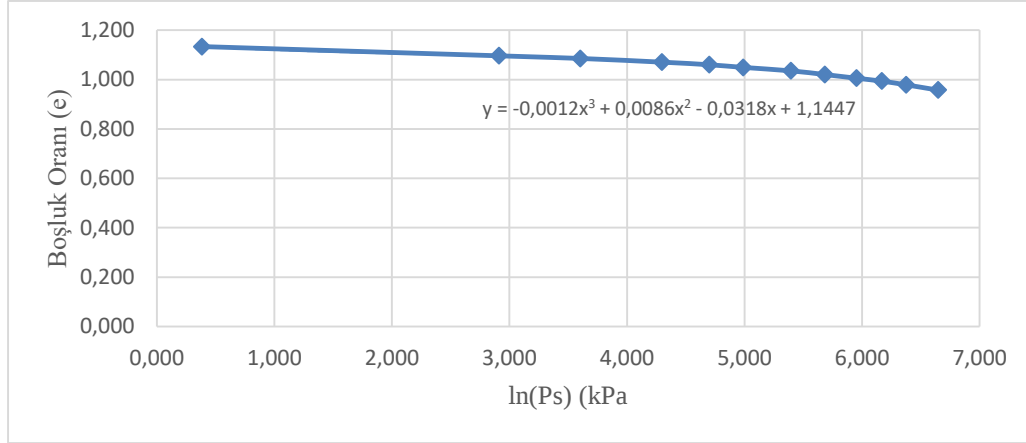
6.4.2. Rijitlik parametreleri h_s ve n

Bu çalışmada h_s ve n parametrelerinin bulunabilmesi amacıyla kuru numuneler kullanılarak konsolidasyon deney prosedürleri uygulanmış olan bir seri basınç deneyi yapılmıştır (Resim 6.4). Bunların içinden boşluk oranı en yüksek olan deney seçilerek hesaplar bunun üzerinden yapılmıştır.



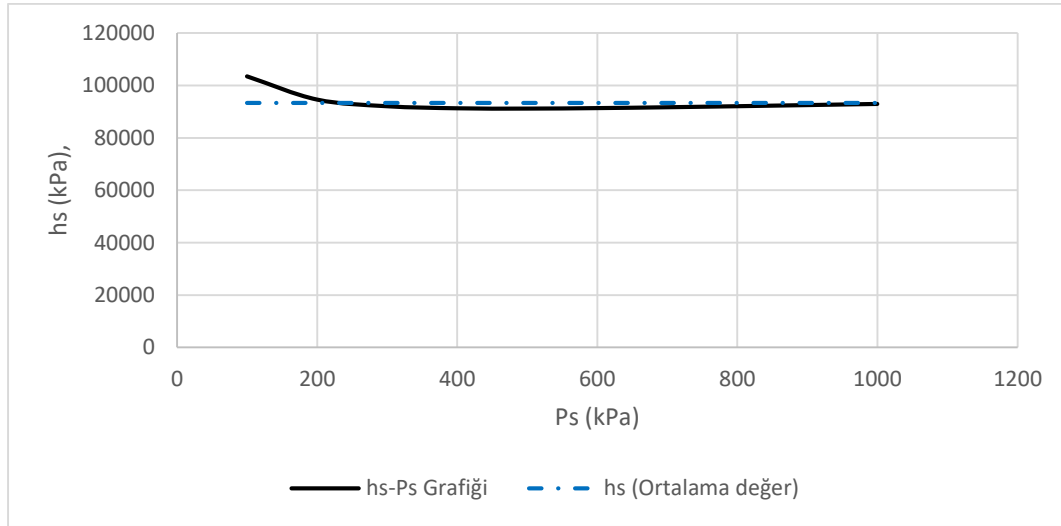
Resim 6.4. Basınç deneyinin yapılışı

Şekil 6.4'te bu deney için çizilmiş olan $e-\ln(P_s)$ grafiği görülmektedir. Grafikte eğri uydurma yöntemiyle polinom grafiği oluşturularak grafiğin denklemi bulunmuştur. Daha sonra denklemin türevi alınarak tüm noktadaki eğimlerin hesaplanabilmesi dolayısıyla C_{c1} ve C_{c2} değerlerinin bulunabilmesi için yeni bir denklem elde edilmiştir. Grafikten elde edilen değerlerle Eşitlik 3.3.'te yerine konularak $P_{s1}=50$ kPa ile $P_{s2}=1000$ kPa aralığı için gerekli hesaplamalar yapılmış ve n değeri 0,49 olarak bulunmuştur.



Şekil 6.4. Basınç deneyi sonuçları grafiği

Yukarıda da bahsedildiği gibi h_s değerinin bulunabilmesi için n değeri kullanılmıştır. Eşitlik 3.3'e bakıldığında tüm değerlerin belli olduğu görülmektedir. Fakat tüm P_s değerleri için kullanılacak bir h_s değeri bulunabilmesi için ayrı ayrı her bir P_s değeri için farklı h_s değerleri bulunarak bunların içinden ortalama bir değer alınması gerekmektedir. Hesaplanan bu değerler için Şekil 6.5 oluşturulmuş ve bu grafikten h_s değeri 93293 kPa olarak bulunmuştur.



Şekil 6.5. h_s - P_s grafiği

6.4.3. Sıfır gerilme boşluk oranları, üstel parametre α ve üstel parametre β

Yukarıda elde edilen e_{min} ve e_{maks} değerleri kullanılarak $e_{d0}=0,86$, $e_{i0}=1,62$ ve $e_{c0}=1,47$ olarak elde edilmiştir. $\alpha=0,15$ ve $\beta=1$ olarak alınmıştır.

6.4.4. Taneler arası birim deformasyon parametreleri

Taneler arası birim deformasyon parametrelerinin karmaşıklığı nedeniyle, literatürde sınırlı sayıda kalibre edilmiş malzeme verileri mevcuttur. Karmaşıklıklarının yanı sıra, bu beş ek parametrenin belirlenme yöntemi de çok hassas ve zordur. Bu nedenle, çoğu pratik uygulamada, bu parametreleri kalibre etmek için parametrik çalışmalar yapılır [101]. Bu parametreler için mevcutta bulunan çalışma sonuçları ve çelik cürufu için seçilen değerler Çizelge 6.7’de verilmiştir. Bu değerler değiştirilerek analizler yapılmış ve taneler arası birim deformasyon parametreleri için en uygun değerler seçilmiştir.

Parametreler için kalibrasyon prosedürü yapılırken literatürde verilen parametre aralıklarının göz önüne alınması önem arz etmektedir. Aksi takdirde sonuçlar yanıltıcı olabilmektedir. Çalışmalarda kabul edilen değer aralıkları şu şekildedir:

- Taneler arası maksimum gerinim parametresi $R \approx 10^{-5} - 10^{-4}$
- Rijitlik faktörleri $m_R > 1$, $m_T > 1$
- $\beta_R < 1$
- $\chi \geq 1$

Çizelge 6.7. Literatürde bulunan ve çelik cürufu için seçilen taneler arası birim deformasyon parametreleri

Malzeme	R	m_R	m_T	β_r	χ
Fraser Nehri Kumu	$1 \cdot 10^{-4}$	2,5	9	0,25	9
Hochstetten Kumu	$1 \cdot 10^{-4}$	5	2	0,5	6
Hochstetten Çakılı	$1 \cdot 10^{-4}$	5	2	0,5	6
Castro Kumu	$1 \cdot 10^{-4}$	5	2	0,5	6
Berlin Kumu	$1 \cdot 10^{-4}$	5	2	0,4	6
Baskarp Kumu	$1 \cdot 10^{-4}$	6	6	0,15	1
Toyoura Kumu	$2 \cdot 10^{-5}$	8	4	0,1	1
Nevada Kumu	$0,5 \cdot 10^{-4}$	10	4	0,6	1
Çelik Cürufu	$1 \cdot 10^{-4}$	5	2	0,5	6

6.4.5. Hipoplastik malzeme parametreleri değerdendirmeleri

Sayısal analizler kullanılarak yapılan çalışmaların doğruluğu modelin gerçek koşulları ne kadar yansıttığıyla alakalıdır. Bu bölümde elik cürufu parametrelerinin belirlenmesi için bazı laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Büyük çaplı kesme deneyleri yapılarak granüler bir malzeme olan elik cürufunun kritik sürtünme açısı elde edilmiştir. Konsolidasyon deneyi prosedürleri uygulanarak yapılmış olan basınç deneyleri sonuçlarıyla yapılan hesaplamalar sonucu h_s ve n rijitlik parametreleri hesaplanmıştır. Sıfır gerilme boşluk oranları için laboratuvar deneyleri sonucu elde edilmiş olan $e_{maks}=1,47$ ve $e_{min}=0,86$ değerleri kullanılmıştır. α ve β parametreleri literatürdeki mevcut parametrelerden yola çıkılarak tahmin edilmiştir. Taneler arası birim deformasyon parametrelerine literatürde elde edilmiş olan parametrelerden yola çıkılarak karar verilmiştir. elik cürufu hipoplastik malzeme parametreleri izelge 6.8’de gösterilmektedir.

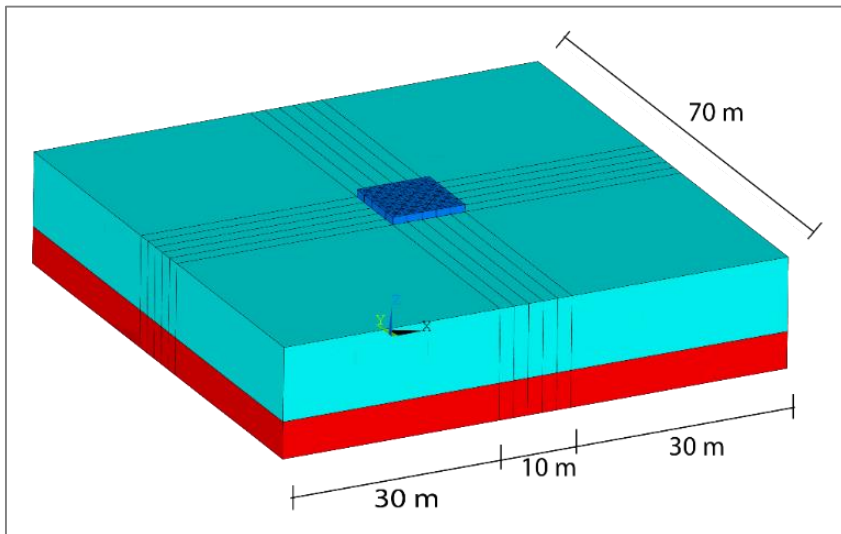
Çizelge 6.8. elik cürufu hipoplastik malzeme parametreleri

$\emptyset_c(^{\circ})$	$h_s(\text{MPa})$	n	e_{d0}	e_{c0}	e_{i0}	α	β	R	m_R	m_T	β_r	χ
42	93	0,49	0,86	1,47	1,62	0,15	1	$1 \cdot 10^{-4}$	5	2	0,5	6

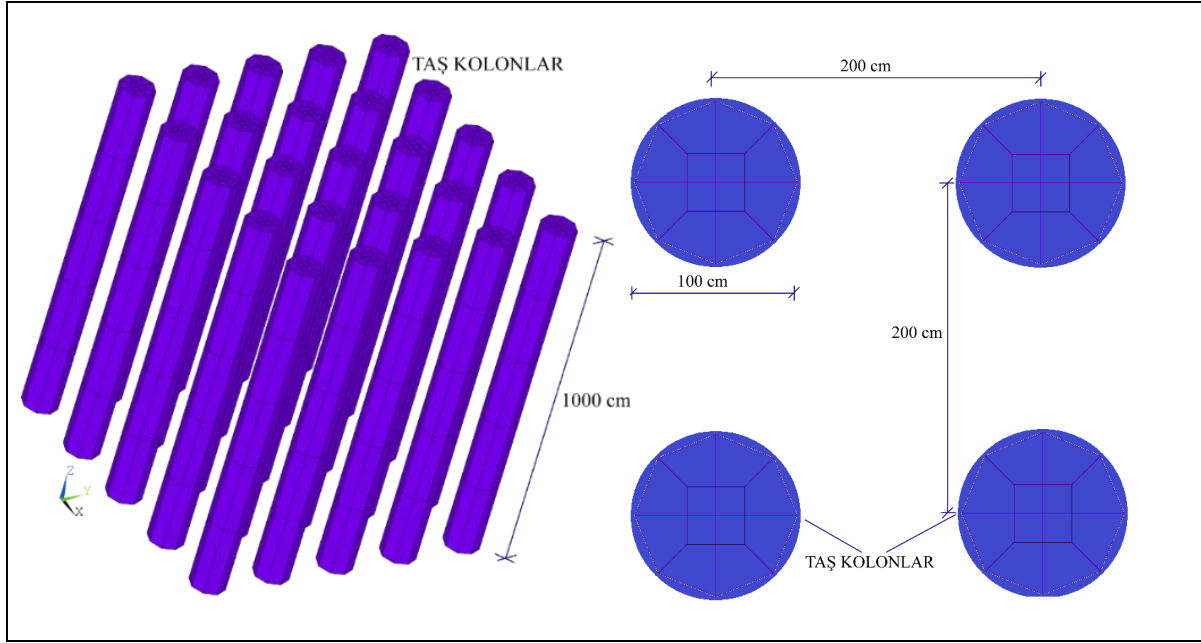
Bu alışma kapsamında yapılmış olan deney çalışmaları sonucunda elde edilen elik cürufu mekanik ve fiziksel özellikleri daha önce yapılmış olan çalışmalarda da [32,33,93] bulunmakta olup bu değerlere yakın çıkmıştır. elik cürufu için FHWA [102] tarafından belirlenmiş olan darbe ve aşınma özelliklerinin belirlendiği Los Angeles aşınma deneyi sonuçları % 20 ile %25 aralığında değişmektedir ve taş kolonlar için uygundur. Hipoplastik malzeme parametreleri daha önce elik cürufuyla ilgili yapılmış olan çalışmalarda bulunmayıp bu çalışma kapsamında elde edilmiştir. Bölüm 4.3’te anlatılan yöntemlere göre hesaplanan bu parametrelerin literatürde bulunan kum ve çakıl malzemeleri ile benzerlikler gösterdiği görülmektedir.

7. SUYA DOYGUN KUMLU ZEMİNLERDE TAŞ KOLON VE ÇELİK CÜRUF KOLON ANALİZLERİ

Bu bölümde sıvılaştırılabilir zeminlerde taş kolon kullanımının etkisi sayısal analizlerle incelenmiştir. Analizlerde, Bölüm 5.7 ve 5.8’de doğrulaması yapılan yöntemler kullanılmıştır. Yapılan sayısal analizlerde taş kolonlu ve taş kolonsuz zeminler sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak aynı şartlarda dinamik etkiye maruz bırakılmış ve taş kolonların hem sıvılaşma hem de oturmalar açısından zemine olan katkısı incelenmiştir. Analizlerde, sıvılaşmaya müsait olduğu öngörülen bir zemin üzerine 1 m kalınlığında radye temel uygulaması ve temel üzerine 100 kN/m^2 ’lik statik bina basıncı uygulanmıştır. Modelde yay-sönümleyici kullanıldığı için sınırlarda deprem dalgalarının sönümlenme oranının %98,5 olacağı değerlendirilmektedir [71]. Yansıma yaşanacak olan sınırların analiz sonuçlarının değerlendirildiği taş kolon bölgelerinden uzak tutulması için model kenar uzunlukları 70 m olarak seçilmiştir (Şekil 7.1). Taş kolonlar sıvılaştırılabilir zemin ortamında analiz edildiğinden modelde 2 tabakalı zemin uygulanmıştır. Birinci tabakada 10 m derinliğinde sıvılaşmaya müsait gevşek zemin, altındaki ikinci tabakada ise sıvılaşmayacağı öngörülen 5 m derinliğindeki sıkı zemin bulunmaktadır. Taş kolonlar sıvılaştırılabilir zemin tabakası içerisinde 25 adet 10 m uzunluğunda ve dairesel olarak modellenmiştir. İlk analizlerde kolon çapları 1 m ve kolon merkezleri arası mesafe 2 m’dir (Şekil 7.2). Sonraki analizlerde farklı çap ve aralıklarla da analizler yapılmıştır.



Şekil 7.1. Model görünüşleri ve ölçüleri



Şekil 7.2. Modeldeki taş kolon görünüşleri ve ölçüleri

Taş kolon ve zemin parametreleri Bölüm 4.6’da belirtilen değerlerle aynı seçilmiştir. Taş kolonlar için Hochstetten çakılı hipoplastik parametreleri kullanılmıştır. Çelik cürufu için ise Bölüm 5’de elde edilen parametreler kullanılmıştır. Analizlerde kullanılan tüm malzemelere ait hipoplastik parametreler Çizelge 7.1’de verilmiştir. Analizlerde iki fazlı u20p8 elemanı kullanılmıştır. Tüm model suya doygunudur. Dinamik yükleme esnasında suyun drene edilebilmesi için drenaja açık olan model üstü hariç tüm kenarlar drenaja kapalıdır. Sınır koşulları tüm modellerde aynı şekildedir; model tabanı tüm yönlerde sabitlenmiştir, kenarlarda ise Bölüm 4.5’te anlatıldığı şekilde yay-sönümleyici elemanlar uygulanmıştır.

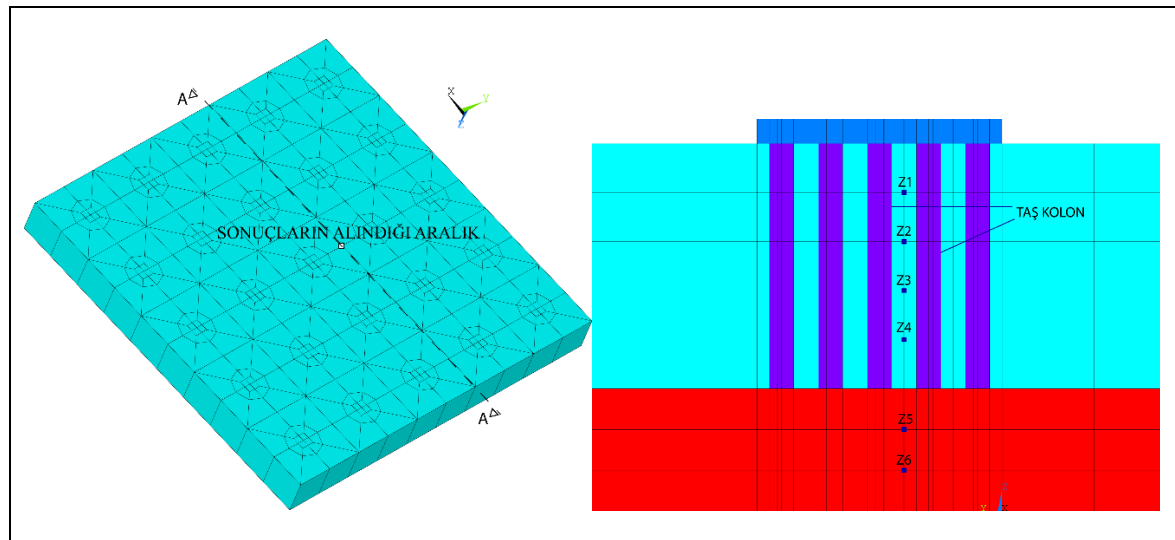
Çözüm adımlarında bina yüklemesi yapılmayan analizlerde ilk önce statik analiz yapılarak modelin kendi ağırlığı altında ilk çözüm gerçekleştirilmiş, sonrasında deprem yükü uygulanarak dinamik çözüm yapılmıştır. Bina yüklemesi altında yapılan çözümlerde ise yine kendi ağırlığı altındaki çözümün ardından bina yükü yüklenerek tekrar çözüm yapılmış, daha sonra deprem yükü uygulanarak dinamik yükleme adımına geçilmiştir.

Çizelge 7.1. Analizlerde kullanılan malzemelere ait hipoplastik malzeme parametreleri

	$\phi_c(^{\circ})$	$h_s(\text{MPa})$	n	e_{d0}	e_{c0}	e_{i0}	α	β	R	m_R	m_T	β_r	χ
Fraser Nehri Kumu	35	1600	0,39	0,62	0,94	1,08	0,2	1	$1 \cdot 10^{-4}$	2,5	9	0,25	9
Hochstetten Çakılı (26)	36	32000	0,18	0,26	0,45	0,5	0,1	1.9	$1 \cdot 10^{-4}$	5	2	0,5	6
Çelik Cürufu	42	93	0,49	0,86	1,47	1,62	0,1	1	$1 \cdot 10^{-4}$	5	2	0,5	6

7.1. Farklı Dinamik Yüklemeler İçin Analizler

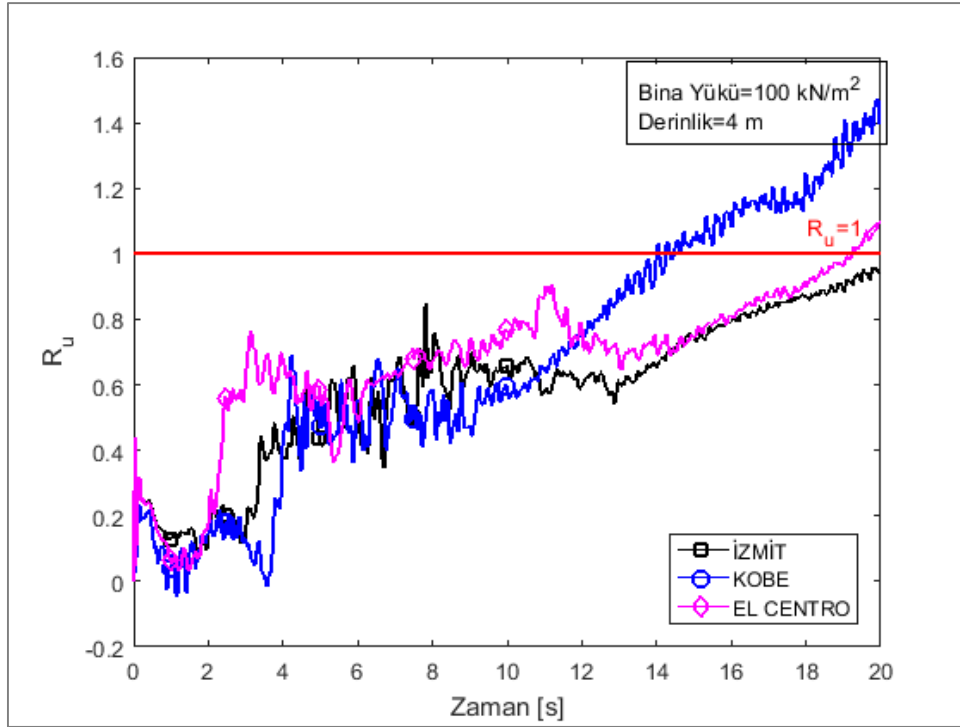
Bölüm 4.6’da elde edilen 3 depremin filtrelenmiş mühendislik ana kayası değerleri (Şekil 4.20-4.22) kullanılarak yapılan taş kolonlu ve taş kolonsuz analizlerden elde edilen sonuçlar aşağıda verilmiştir. Yapılan analizlerden elde edilen sonuçlar grafiklerle gösterilmiştir. Sonuçlar, taş kolonların etki çapının en düşük olduğu iki kolon arası mesafenin ortasından alınmıştır. Böylece analiz sonuçlarının en kritik durumlar için değerlendirilebilmesi sağlanmıştır. Tüm modelin boşluk suyu basıncı gelişiminin gözlenebilmesi için farklı derinlikler seçilmiş ve A-A kesitinde gösterilmiştir. Şekildeki Z1, Z2, Z3 ve Z4 noktaları sırasıyla gevşek tabakadaki 2 m, 4 m, 6 m ve 8 m derinliklerindedir. Z5 ve Z6 noktaları ise sıkı kumdaki 11,7 m ve 13,3 m derinliklerinde bulunmaktadır (Şekil 7.3).



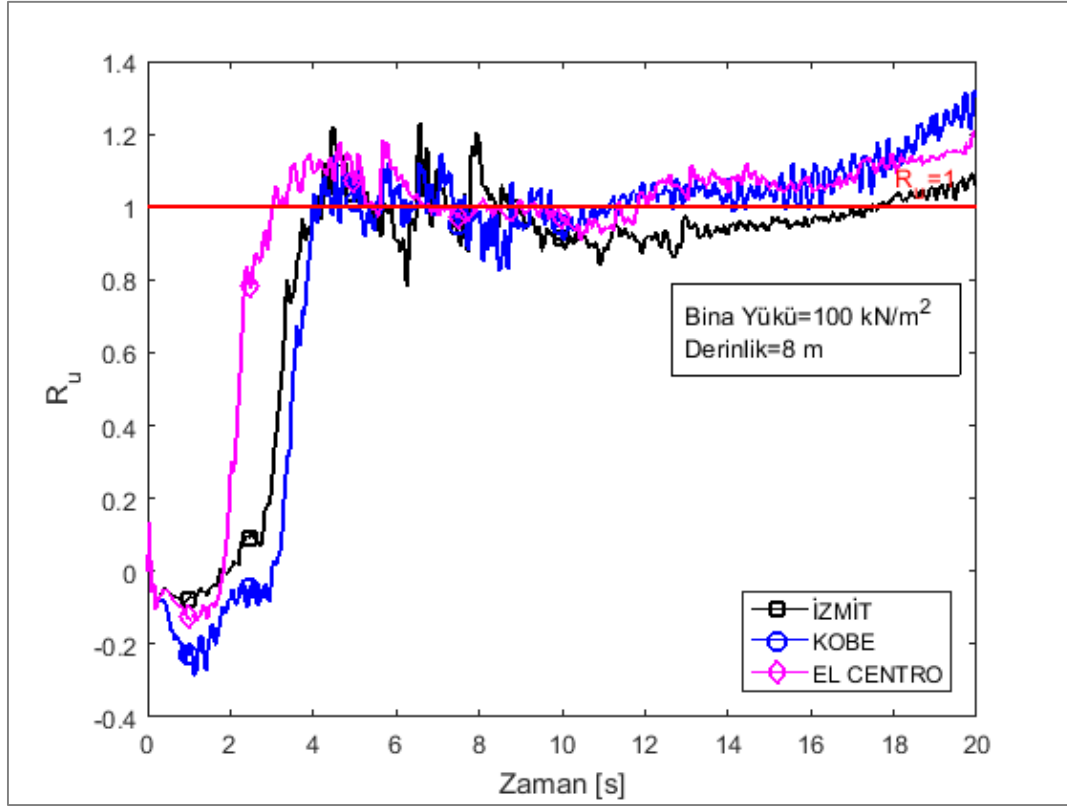
Şekil 7.3. Sonuçların değerlendirildiği aralık ve A-A kesiti

7.1.1. Taş kolonsuz zeminler için analiz sonuçları

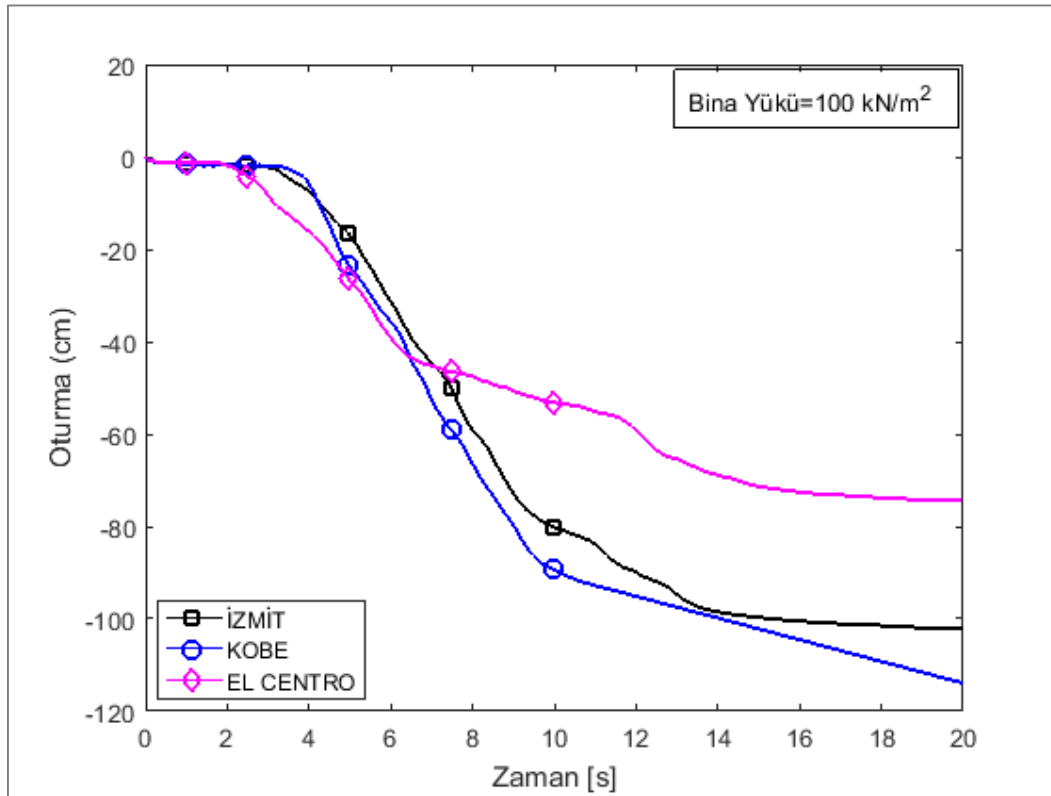
Suya doymun gevşek kumlu zeminler, uygulanan yük altında sıkışma eğilimindedir. Eğer yük uygulanan kumlu zemin suya doygunsa, drenajsız durumda dinamik yükleme altındaki ilk tepkisi boşluk suyu basıncının hızlı bir şekilde artması olacaktır. Dinamik yükleme altında oluşan bu boşluk suyu basıncının miktarı ve hızı zeminin geçirgenlik, sıkılık vb. gibi fiziksel özellikleri ile drenaj yolunun uzunluğuna bağlıdır. Sıvılaşabilir zeminlerde farklı deprem verileri kullanılarak yapılan analiz sonuçları Şekil 7.4-7.6'da gösterilmektedir. Sonuçlardan da görülebildiği gibi tüm analizlerde zeminde sıvılaşma oluşmuştur. Oturma miktarları da El Centro, İzmit ve Kobe deprem verileri için sırasıyla 75 cm, 102 cm ve 115 cm olarak gerçekleşmiştir.



Şekil 7.4. Taş kolonsuz zemin için farklı deprem ivmelerine göre 4 m derinlikteki R_u karşılaştırmaları



Şekil 7.5. Taş kolonsuz zemin için farklı deprem ivmelerine göre 8 m derinlikteki R_u karşılaştırmaları

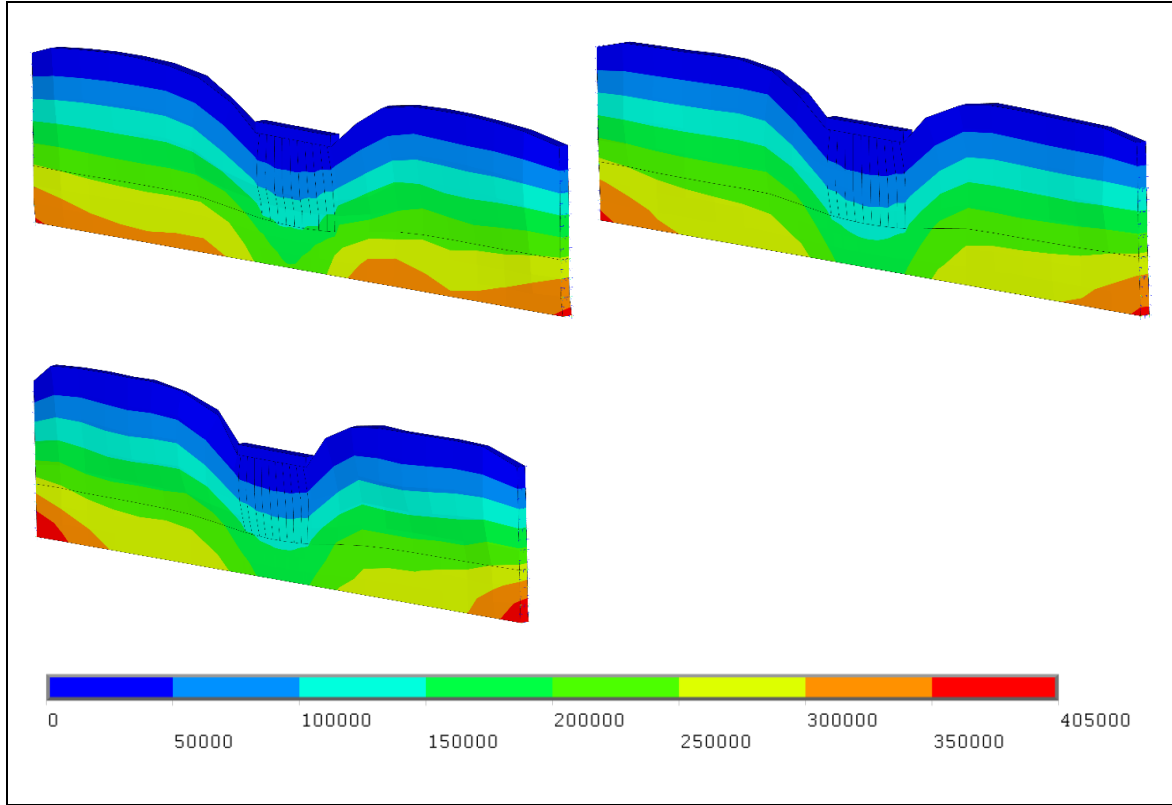


Şekil 7.6. Taş kolonsuz zemin için farklı deprem ivmelerine göre oturma karşılaştırmaları

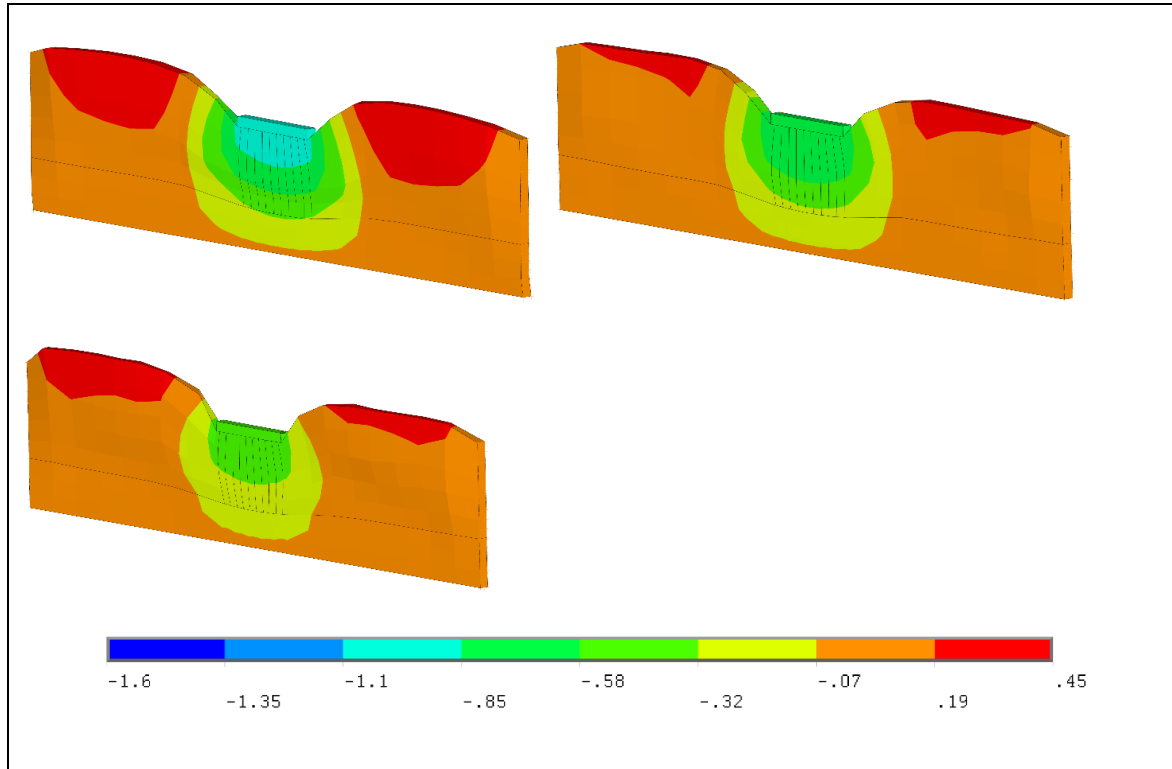
7.1.2. Taş kolonlu zeminler için analiz sonuçları

Yapılan analizler sonucunda sıvılaştığı belirlenen zemine taş kolon uygulaması sonucu yeni analizler yapılmıştır. Modelde kullanılan taş kolon alan oranı, $a_c=0,20$ 'dir. Her bir deprem için analiz sonundaki boşluk suyu basıncı ve yer değiştirme oluşumları A-A kesiti için sırasıyla Şekil 7.7 ve 7.8'de gösterilmektedir. Taş kolonların etkisinin boşluk suyu basıncı oranı yönünden değerlendirilebilmesi için farklı derinliklerde elde edilen sonuçlar değerlendirilmiştir (Şekil 7.9-7.13). Uygulamalarda yeterli derinliğe sahip taş kolonların kullanılması büyük önem taşımaktadır. Aksi takdirde uygulamanın sonlandırıldığı derinlikte sıvılaşma meydana gelmesi durumunda yapılan işlemin bir anlamının kalmayacağı aşikârdır. Dolayısıyla sonuçlar taş kolon altındaki zemin için de gösterilmiştir.

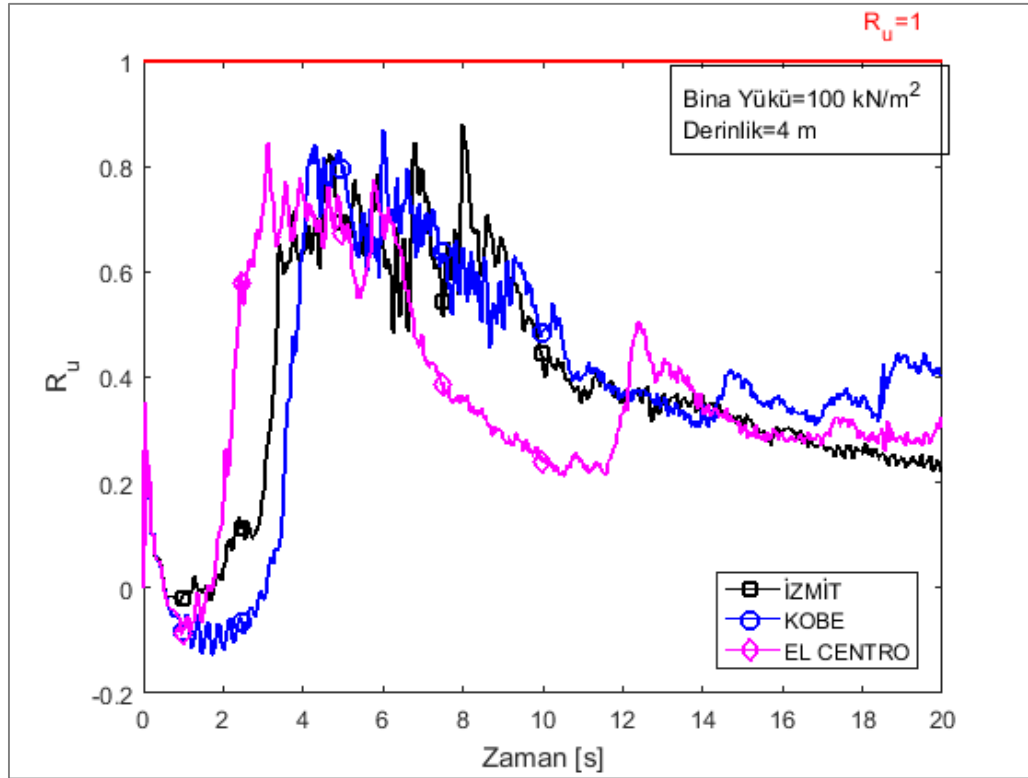
Sonuçlardan da görüleceği gibi tüm analizlerde modelde oluşturulan taş kolonların varlığı hem geçirgenlik etkisi sebebiyle hem de zeminde drenaj yolunun yatay yönden daha etkili olan düşey yöne çevrilerek drenaj yolu uzunluğunun düşürülmesi sebebiyle boşluk suyu basıncı oranında ciddi bir azalma olmasına sebebiyet vermiştir. Taş kolonlu modellerde boşluk suyu basıncının sönümlendiği görülürken taş kolonsuz modellerde giderek artan boşluk suyu basıncı nedeniyle zemin sıvılaşmıştır. Bu etkinin zeminin alt tarafından yukarıya doğru çıkıldıkça nispeten artması düşey drenaj yolunun alt taraftan yukarıya çıkıldıkça azalması olarak açıklanabilir. Taş kolon uygulamasının sonlandırıldığı 10 m derinliğin altındaki zemin, El Centro ve İzmit deprem verileri kullanılarak yapılan analizlerde sıvılaşmazken daha yüksek ivmeye sahip olan Kobe depremi verileri kullanıldığında sıvılaşmıştır. Analizlerde, taş kolonların çevresindeki zeminle birlikte incelenmesi taş kolonların etki alanlarını göstermesi açısından da oldukça faydalı olmuştur. Etki alanı bölgesi içerisinde boşluk suyu kolonlara doğru yatay olarak akmakta bu bölgenin dışında ise daha çok dikey yönde akmaktadır. Drenaj etkisi genellikle taş kolonlar kullanılarak zemin sıvılaşmasını önlemek için ana mekanizma olarak görülmektedir. Bu çalışmada taş kolonların hem sıvılaşma önleyici etkisi hem de oturmaların azaltılması için kullanımı incelenmiştir. Taş kolonlu modellerdeki oturma miktarları da El Centro, İzmit ve Kobe deprem verileri için sırasıyla 46 cm, 80 cm ve 94 cm olarak gerçekleşmiştir (Şekil 7.14). Zeminde sıvılaşma oluşmamasına rağmen yükselen boşluk suyu basıncından kaynaklanan zemin yer değiştirmeleri oturmaların yüksek çıkmasına sebep olmuştur. Boşluk suyu basıncının zamana bağlı oluşumunun gözlenebilmesi için İzmit depremiyle yapılan analiz sonucu elde edilen değerler Şekil 15.'de gösterilmektedir.



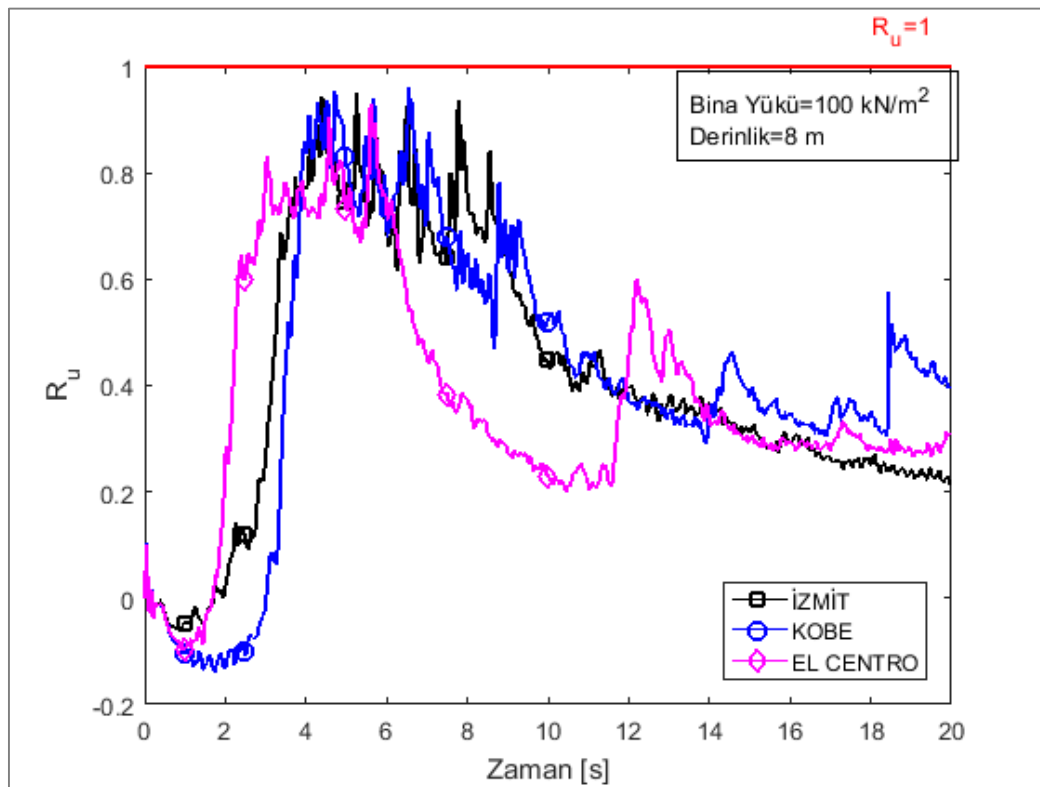
Şekil 7.7. A-A kesiti toplam boşluk suyu basıncı değerleri (Pa) a) Kobe b) İzmit c) El Centro



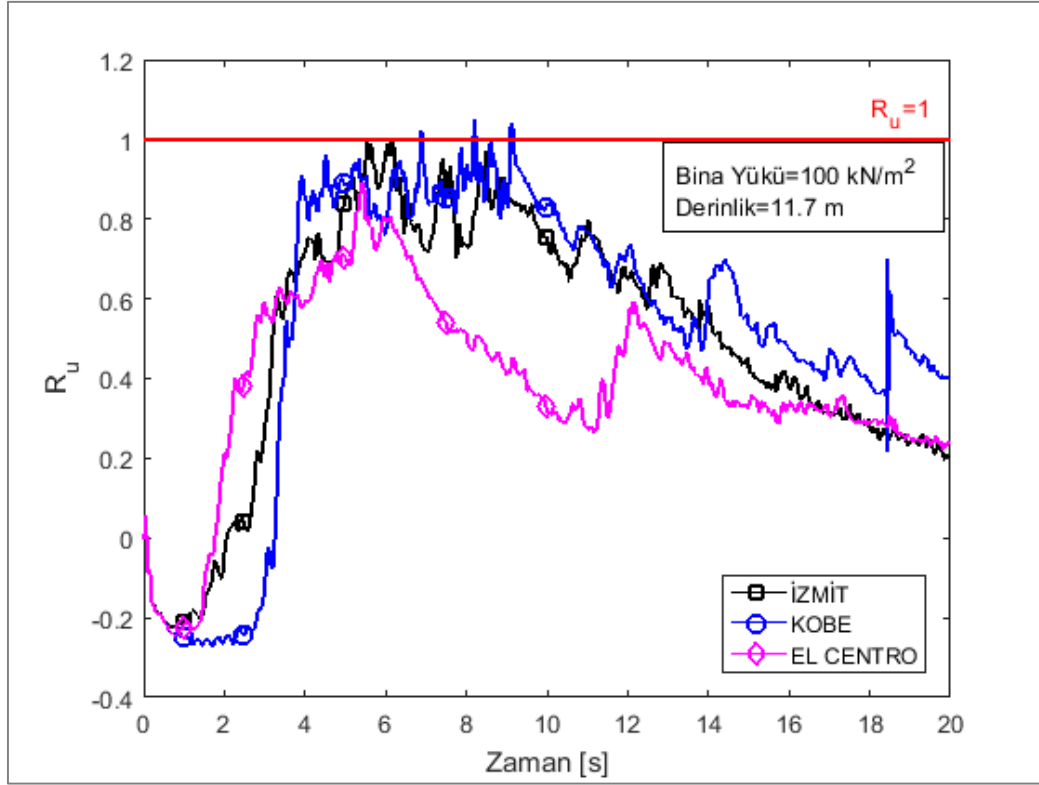
Şekil 7.8. A-A kesiti toplam yer değiştirme değerleri (m) a) Kobe b) İzmit c) El Centro



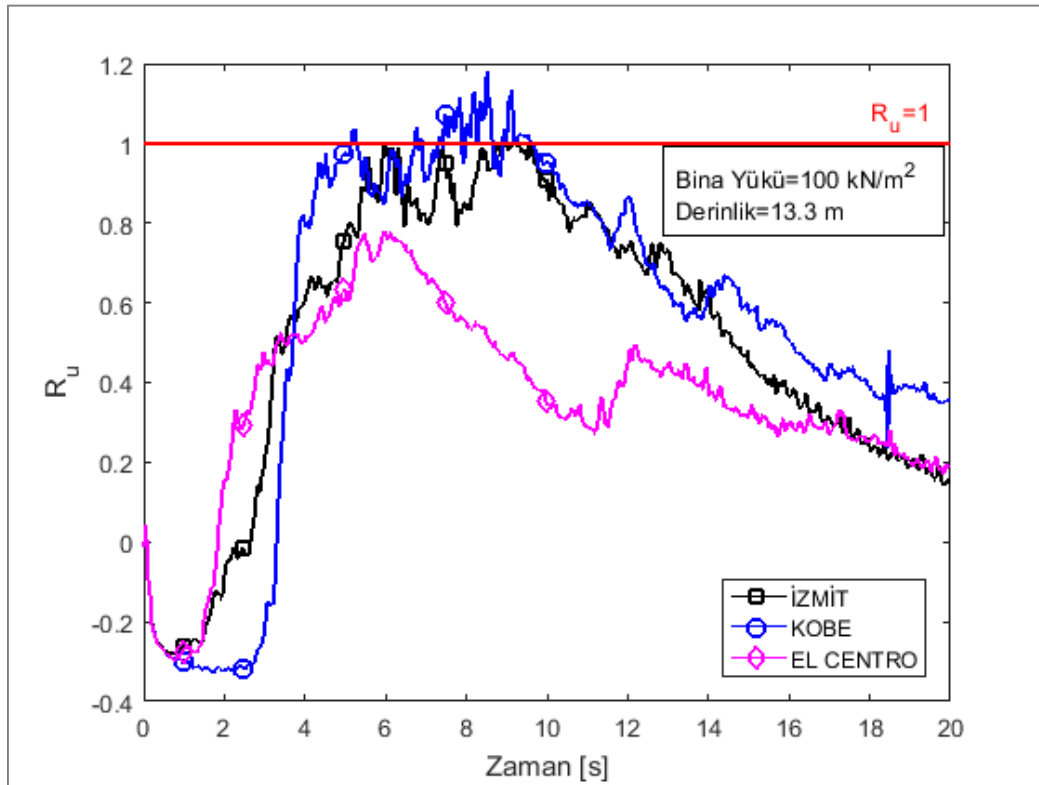
Şekil 7.9. Taş kolonlu zemin için farklı deprem ivmelerine göre 4 m derinlikteki R_u karşılaştırmaları



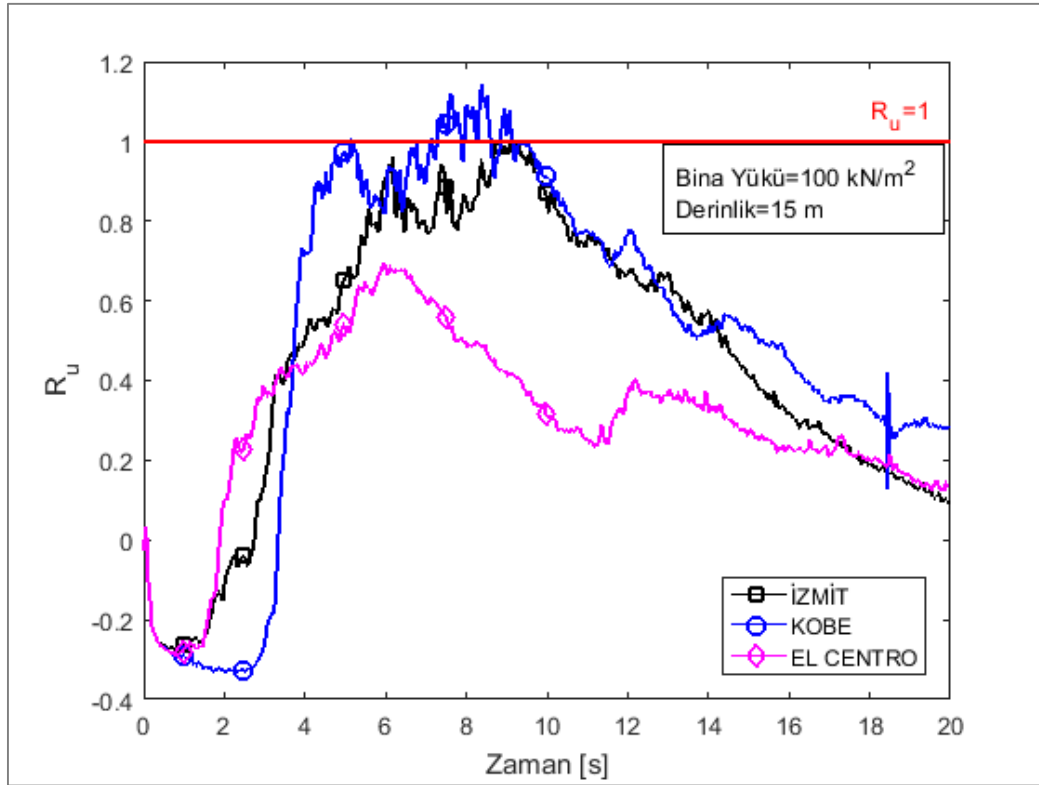
Şekil 7.10. Taş kolonlu zemin için farklı deprem ivmelerine göre 8 m derinlikteki R_u karşılaştırmaları



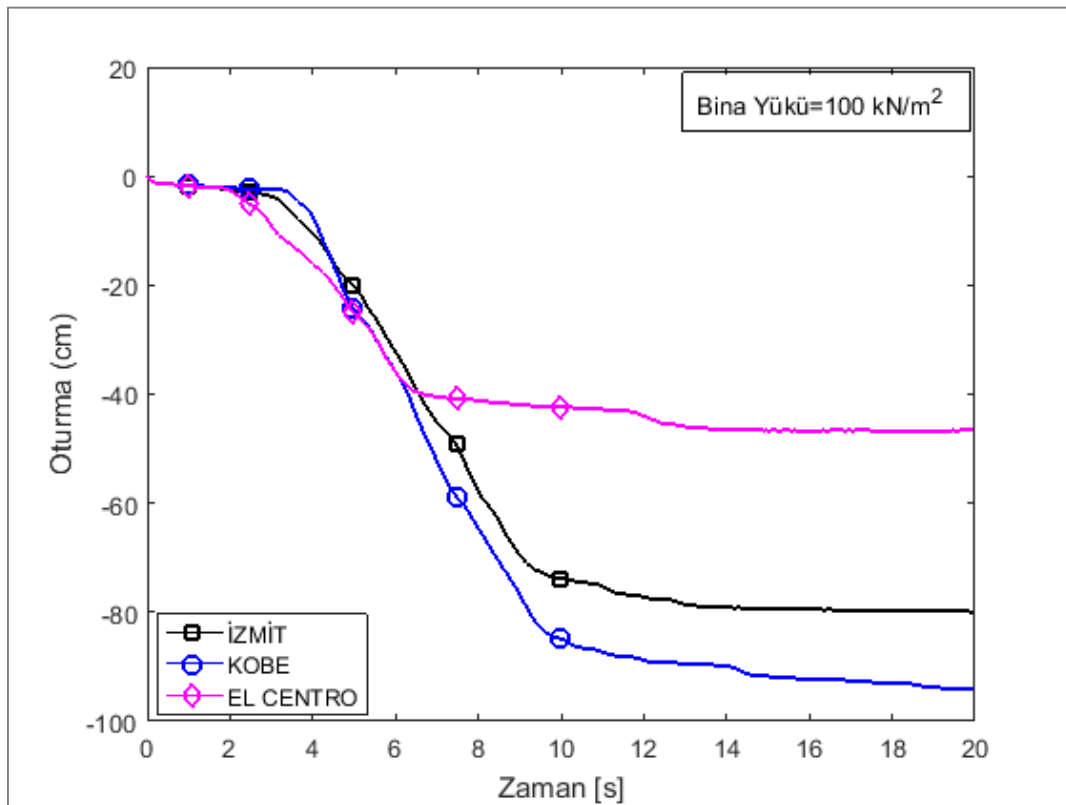
Şekil 7.11. Taş kolonlu zemin için farklı deprem ivmelerine göre 11.7 m derinlikteki R_u karşılaştırmaları



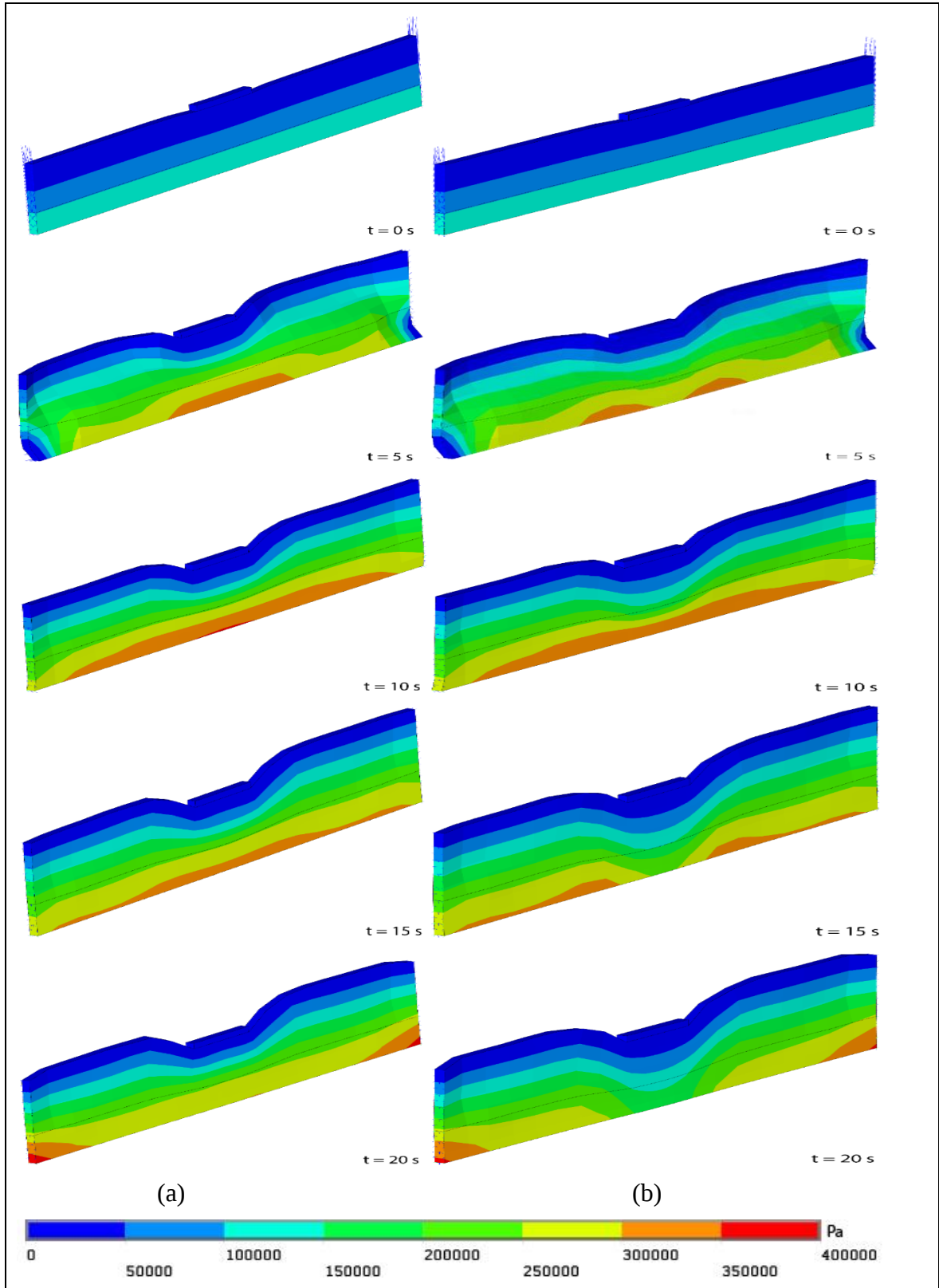
Şekil 7.12. Taş kolonlu zemin için farklı deprem ivmelerine göre 13.3 m derinlikteki R_u karşılaştırmaları



Şekil 7.13. Taş kolonlu zemin için farklı deprem ivmelerine göre 15 m derinlikteki R_u karşılaştırmaları



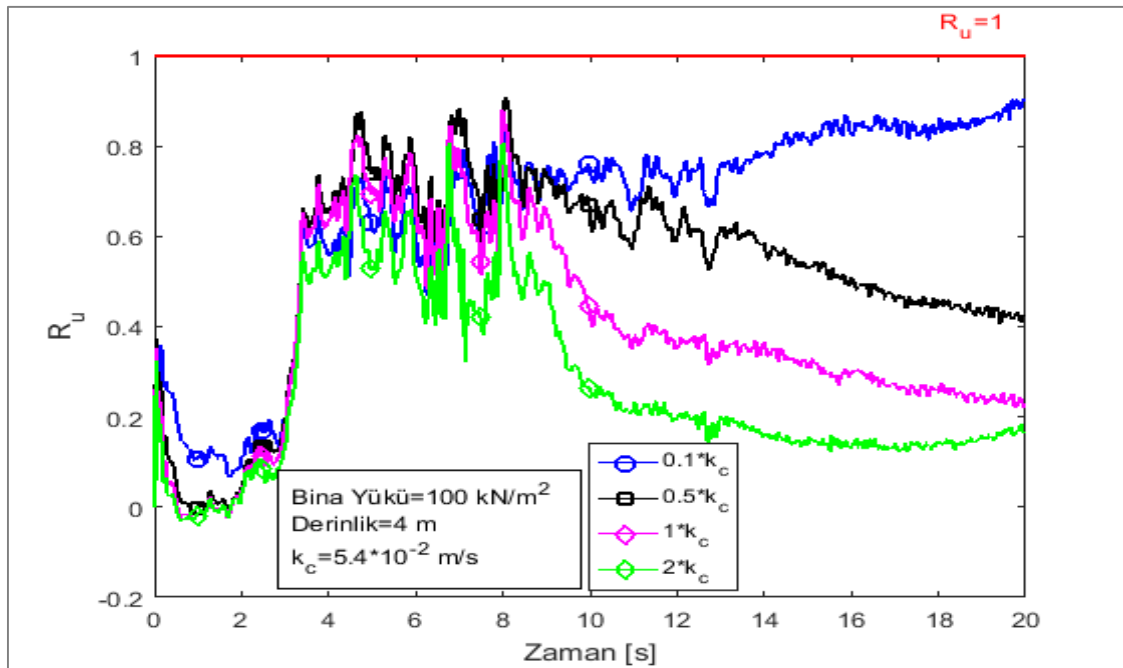
Şekil 7.14. Taş kolonlu zemin için farklı deprem ivmelerine göre oturma karşılaştırmaları



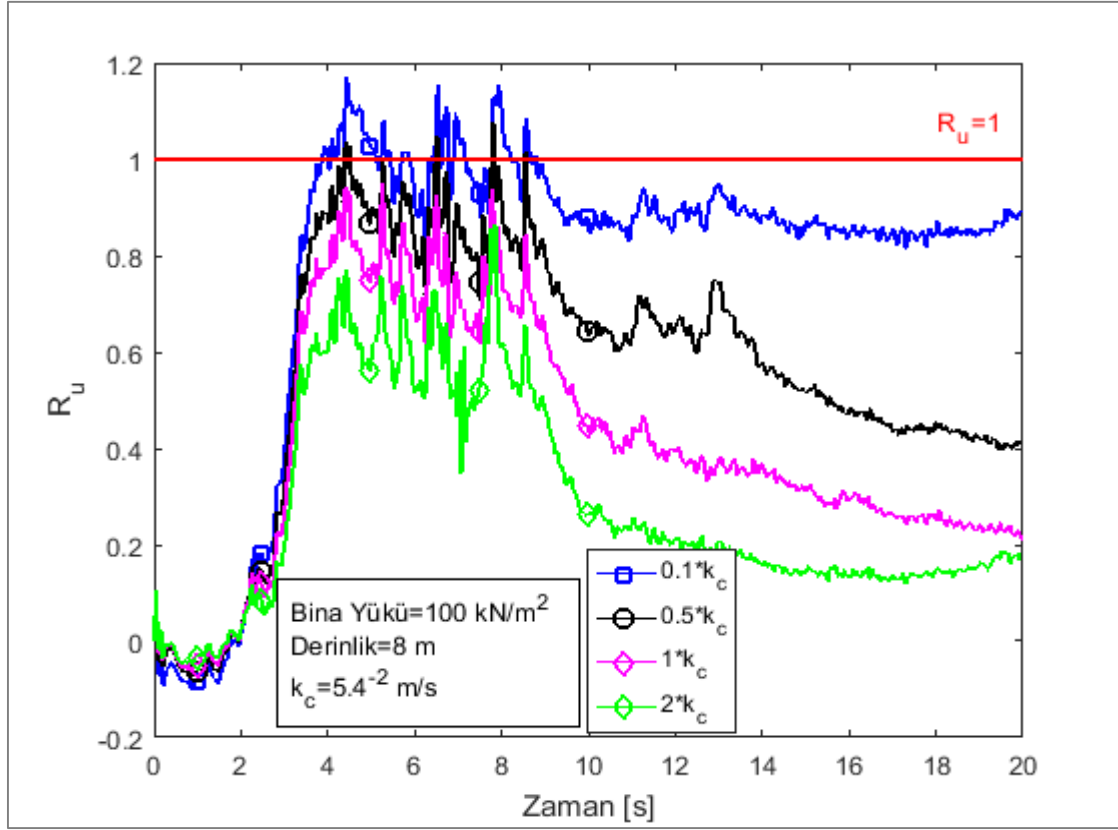
Şekil 7.15. İzmit depremiyle yapılan analizler sonucu (a) Taş kolonsuz ve (b) Taş kolonlu modeller için farklı zamanlardaki boşluk suyu basıncı değerleri

7.2. Farklı Hidrolik İletkenlik Değerleri için Analiz Sonuçları

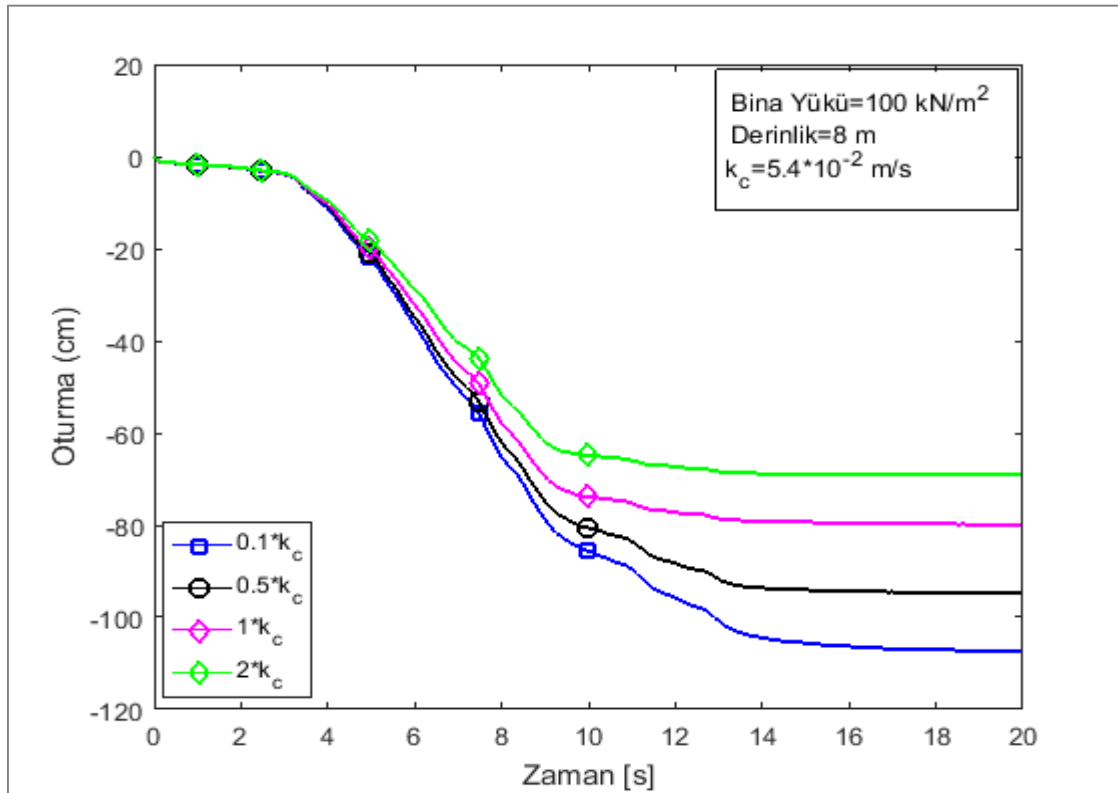
Çalışmanın bundan sonraki kısımlarında İzmit depreminin SKR (Sakarya) istasyonu verilerinin filtrelenmiş değerleri kullanılmıştır. SKR istasyonu verilerinin modelde kullanılan zemin özelliklerine göre dekonvolüsyon ve filtreleme işlemleri yapılarak elde edilen mühendislik ana kayası verileri Şekil 4.21’de gösterilmektedir. Farklı geçirgenliklere sahip taş kolon performanslarının görülebilmesi için parametrik analizler yapılmıştır. Şekil 7.16-7.18’deki sonuçlardan görüldüğü gibi taş kolon hidrolik iletkenlik değerlerinde yapılmış olan değişiklikler taş kolon performansını önemli bir şekilde etkilemektedir. Taş kolon imatları her ne kadar drenaj yolunun kısalmasını sağlasa da geçirgenliği düşük drenaj yolları içerisindeki suyun hareketi yavaş olacağından dolayı zemindeki suyun taş kolonlara doğru hareketini de yavaşlatmaktadır. Bu nedenle kısa bir süre içinde, örneğin dinamik yükleme büyüklüğünün ani artışı sırasında, neredeyse hiç su hareketi ve dolayısıyla drenaj olmayacaktır. Böylece taş kolonlarla sınılaşmaya karşı iyileştirilmiş bir zemin, yüksek geçirgenlikteki taş kolonlar kullanılırsa sınılaşmayacakken düşük geçirgenlikteki taş kolonlarla sınılaşabilecektir. Elde edilen sonuçlardan, taş kolon imalatında geçirgenliği yüksek malzemelerin seçilmesinin sınılaşmaya karşı taş kolon performanslarında ne kadar büyük bir öneme sahip olduğu açık bir şekilde görülmektedir. Ne kadar yüksek geçirgenliğe sahip kolonlar kullanılırsa uygulamanın etkisi o kadar fazla görülecektir.



Şekil 7.16. Farklı hidrolik iletkenlik değerleri için 4 m derinlikteki R_u karşılaştırmaları



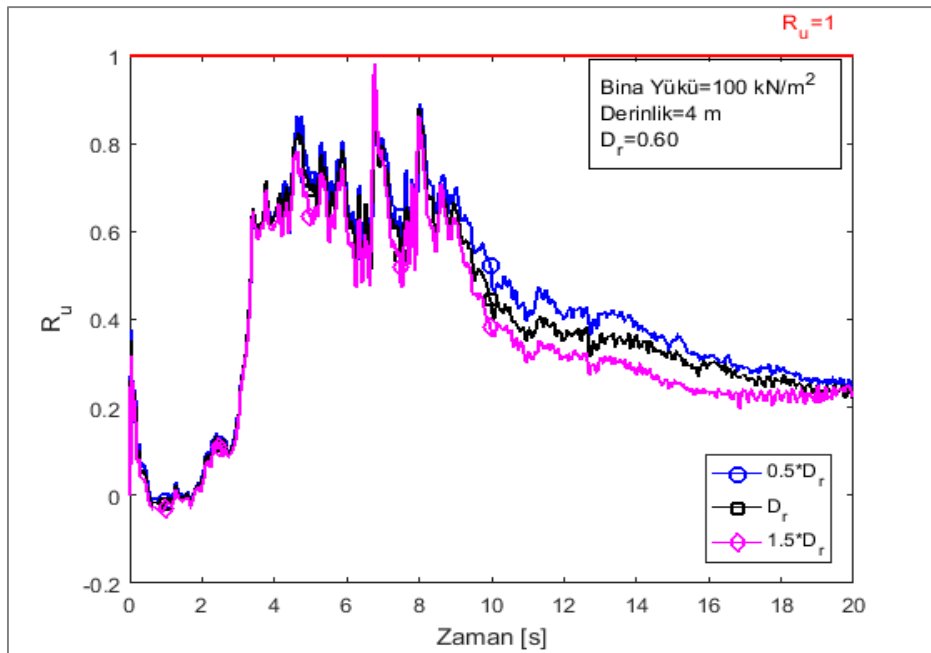
Şekil 7.17. Farklı hidrolik iletkenlik değerleri için 8 m derinlikteki R_u karşılaştırmaları



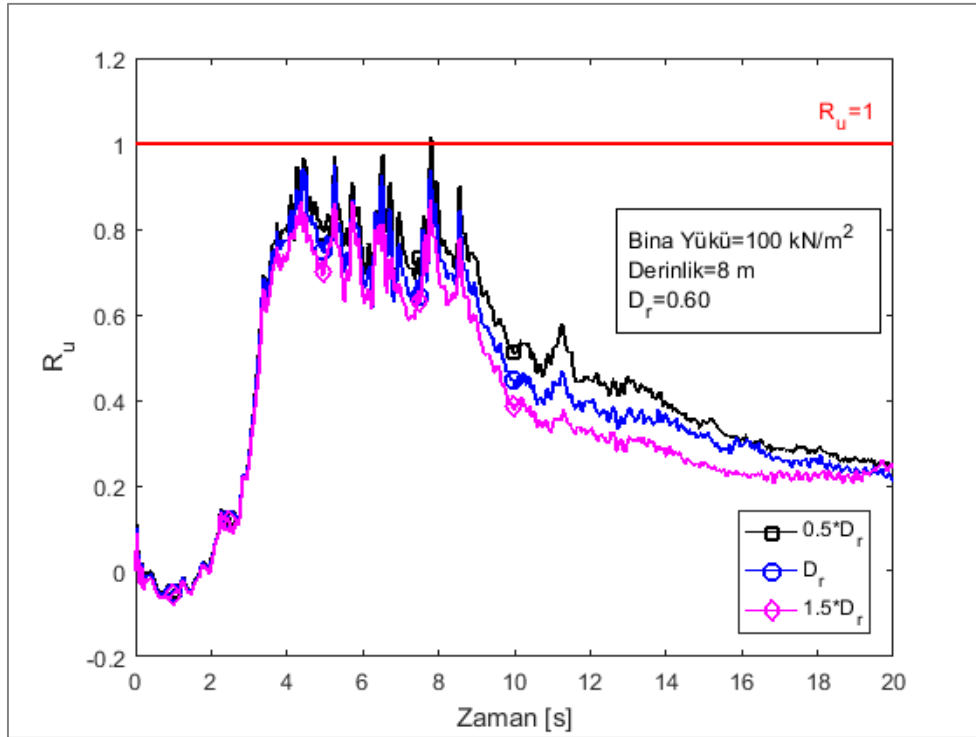
Şekil 7.18. Farklı hidrolik iletkenlik değerleri için oturma karşılaştırmaları

7.3. Farklı Sıkılık (D_r) değerleri için Analiz Sonuçları

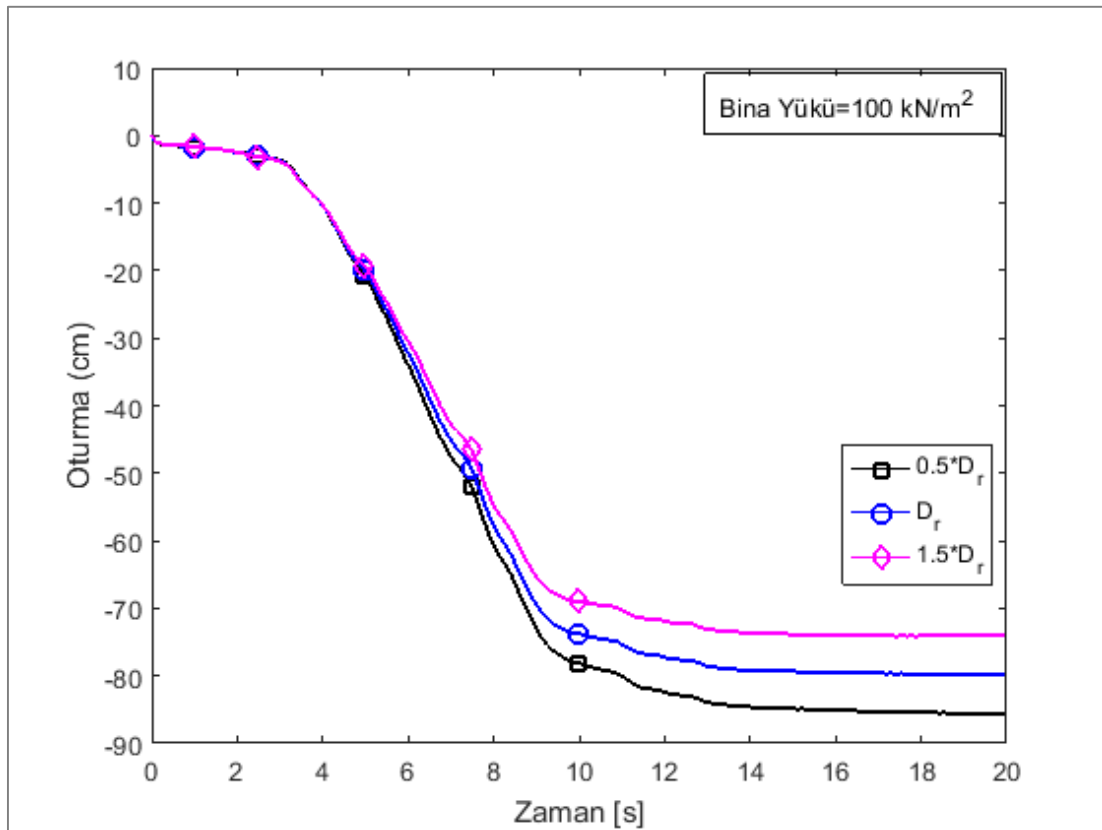
Farklı geçirgenlik değerlerinden sonra taş kolonların farklı sıkılık değerlerinin taş kolon performansına etkisinin incelenmesi için aynı malzeme özelliklerinde fakat farklı rölatif sıkılıklarda 3 farklı analiz yapılmıştır. Şekil 7.19-7.21’de analizlerde gerçekleşen boşluk suyu basınçları ile oturmalar karşılaştırılmıştır. Sonuçlardan taş kolonların rölatif sıkılığı arttıkça yine sıvılaşmaya karşı bir miktar daha iyi performanslar gösterdiği, fakat bu etkinin çok fazla olmadığı görülmektedir. Hipoplastik modelde en çok öne çıkan özelliğin boşluk oranının (e) durum değişkeni olarak tanıtılması olduğu, zeminin birim hacim ağırlığı değişimi ve gerilme seviyesinin zemin davranışı üzerine olan etkisi modelde göz önünde bulundurulduğu için tekrarlı yükler altında daha gerçekçi sonuçlar elde edildiğinden daha önce bahsedilmişti. Dolayısıyla artan gerilmeler karşısında zaten zemindeki boşluk oranının azaldığı dolayısıyla rölatif sıkılığın arttığı göz önüne alındığında sonuçların bu şekilde çıkması normaldir. Fakat elde edilen sonuçlardan rölatif sıkılığın artmasının R_{umaks} değerlerinde azalmaya sebep olduğu, bunun da sıvılaşma oluşması açısından olumlu bir sonuç olduğu söylenebilir. Ayrıca sıkılığın artmasıyla toplam oturmalarda da belirgin bir azalma meydana geldiği görülmektedir (Şekil 7.21). Bu analizler yapılırken taş kolonların bahsedilen özellikleri dışında tüm malzeme özelliklerinin aynı olduğunu belirtmekte fayda vardır.



Şekil 7.19. Farklı D_r değerleri için 4 m derinlikteki R_u karşılaştırmaları (Taş Kolon)



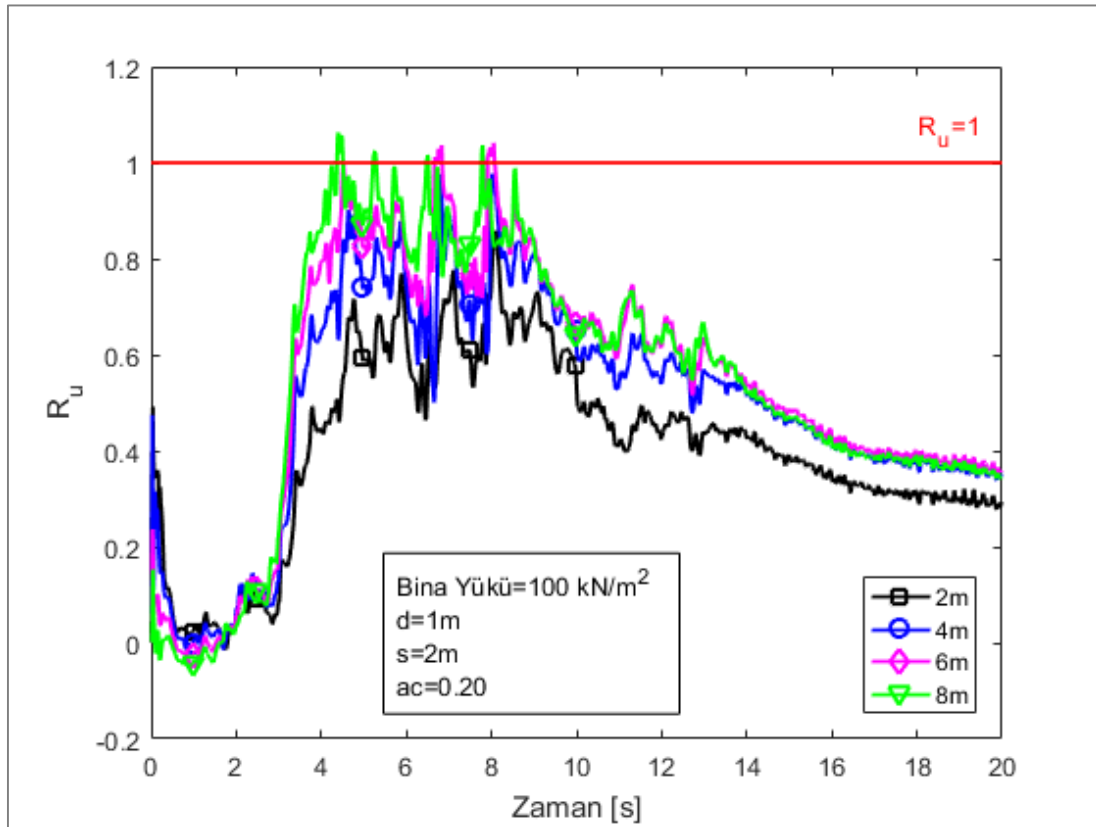
Şekil 7.20. Farklı D_r değerleri için 8 m derinlikteki R_u karşılaştırmaları



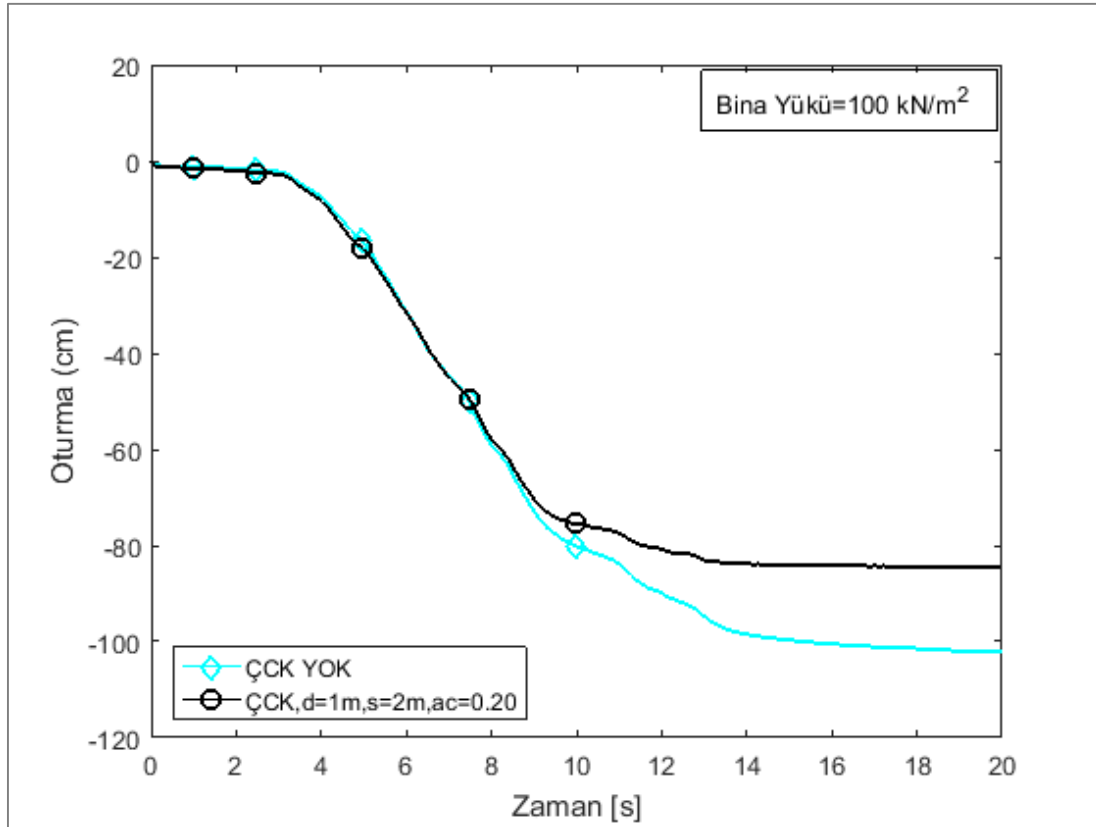
Şekil 7.21. Farklı D_r değerleri için oturma karşılaştırmaları (taş kolon)

7.4. Çelik Cüruf Kolonla Yapılan İyileştirmeler İçin Analiz Sonuçları

Bu çalışmada yapılan analizlerle taş kolonların suya doymun kumlu zeminlerde sıvılaşma önleyici etkisi incelenmiştir. Daha önce bahsedildiği gibi taş kolon imalatlarında farklı granüler malzemeler de kullanılabilir. Bu bölümde aynı koşullar altında taş kolonlarda çelik cürufu malzemesi kullanılarak oluşturulmuş çelik cüruf kolonların iyileştirme etkisi incelenmiştir. Çelik cüruf kolon alan oranı, $a_c=0,20$ 'dir. Şekil 7.22 analizlerden elde edilen sonuçları göstermektedir. 1 m çapında çelik cüruf kolonlar 2 m arayla uygulandığı zaman zeminde her ne kadar boşluk suyunda kayda değer bir düşüş ve sönümlenme gerçekleşse de zeminin 6 ve 8 m derinliklerde sıvılaştığı görülmektedir. Çelik cüruf kolonların taş kolonlarla aynı kolon çapı ve kolon aralıklarıyla kullanılması sonucu oturmelerde da %10 civarında bir azalma gerçekleşmektedir (Şekil 7.23).



Şekil 7.22. Çelik cüruf kolonlu zemin için farklı derinliklerdeki R_u değerleri



Şekil 7.23. Çelik cüruf kolonlu zemin için oturma değerleri

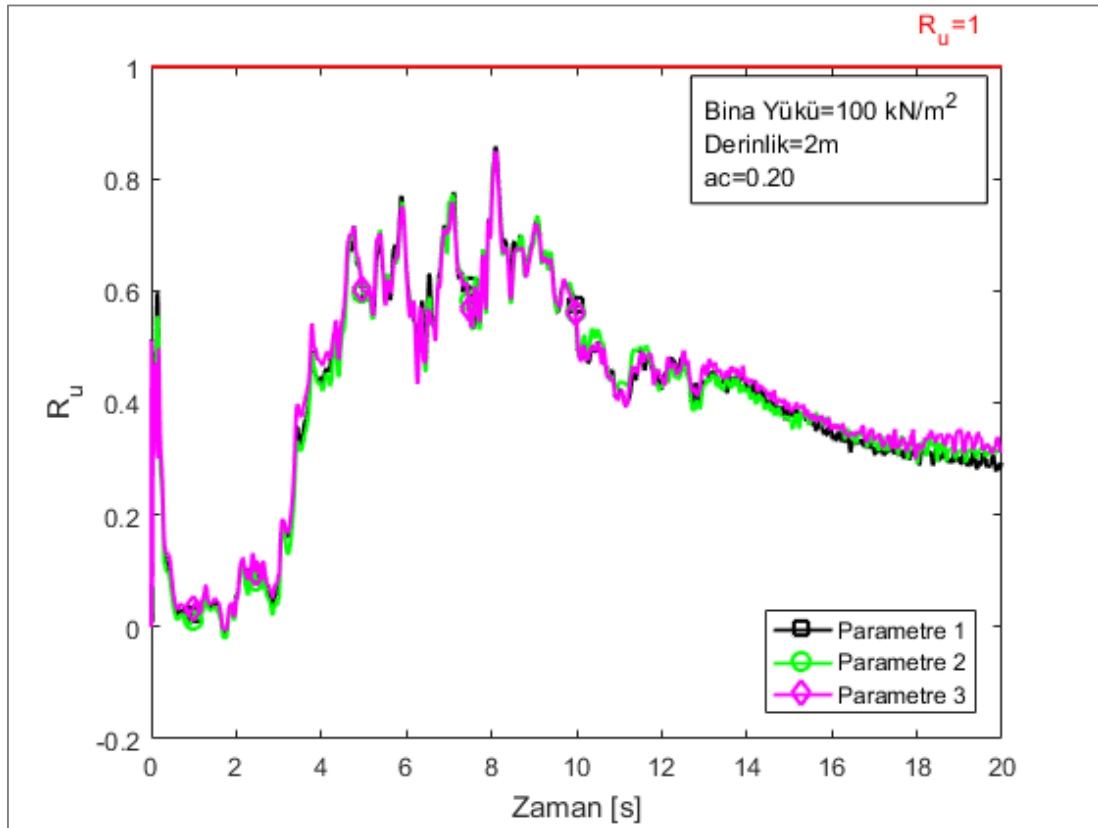
7.5. Çelik Cüruf Kolonlar için Farklı Taneler Arası Birim Deformasyon Parametreleri ile Yapılan Analizler

Daha önce yapılan hipoplastik bünye modeli parametrelerinin belirlenmesi çalışmasında taneler arası birim deformasyon parametreleri, pek çok çalışmada yapıldığı gibi, varsayımlar kullanılarak belirlenmişti. Parametre değerlerinin analize etkisinin anlaşılması açısından bu 5 parametre farklı seçilerek yeni analizler yapılmış ve sonuçlar karşılaştırılmıştır. Bu üç analiz için seçilen değerlerden Parametre 1 değerleri daha önce yapılan analizlerde kullanılan ve Çizelge 6.7’de verilen parametrelerden oluşmaktadır. Parametre 2 ve Parametre 3 değerleri sırasıyla ilk başta seçilen parametrelerin % 30 fazlası ve %30 eksigi olarak seçilmişlerdir (Çizelge 7.2).

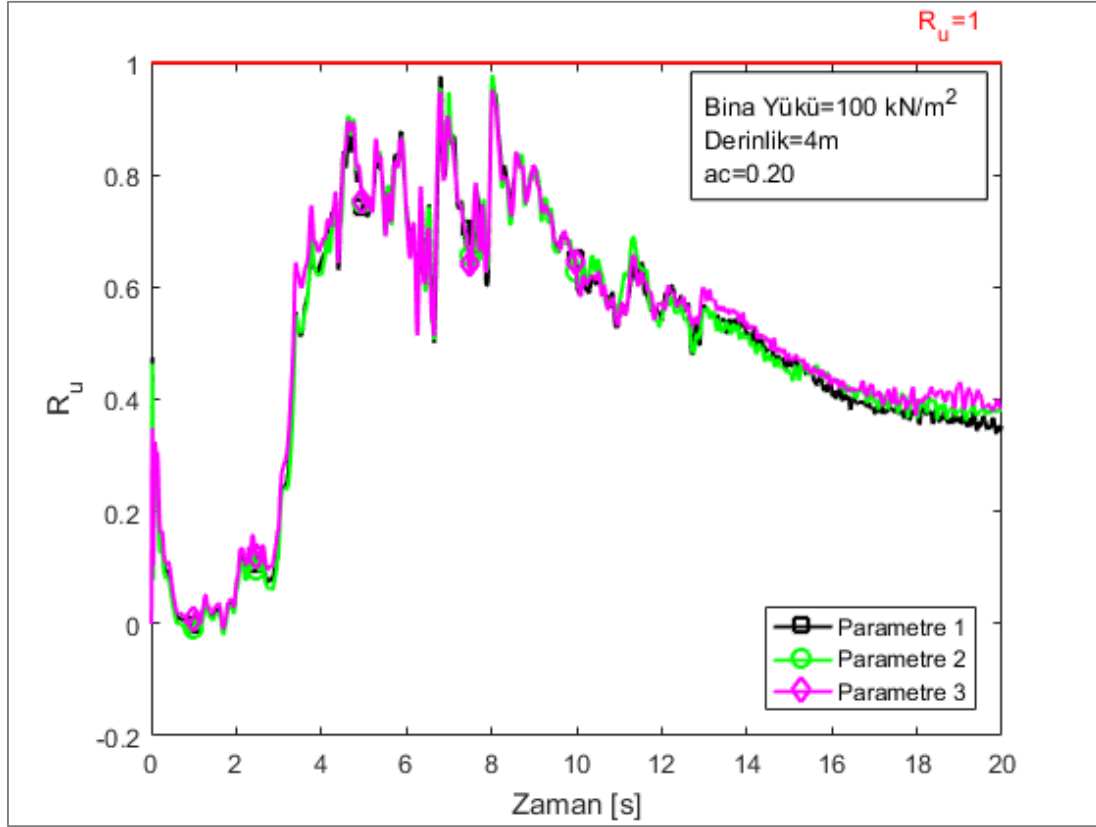
Çizelge 7.2. Çelik cürufu için seçilen farklı taneler arası birim deformasyon parametreleri

	R	m_R	m_T	β_r	χ
Parametre 1	$1 \cdot 10^{-4}$	5	2	0,5	6
Parametre 2	$1,3 \cdot 10^{-4}$	6,5	2,6	0,65	7,8
Parametre 3	$0,7 \cdot 10^{-4}$	3,5	1,4	0,35	4,2

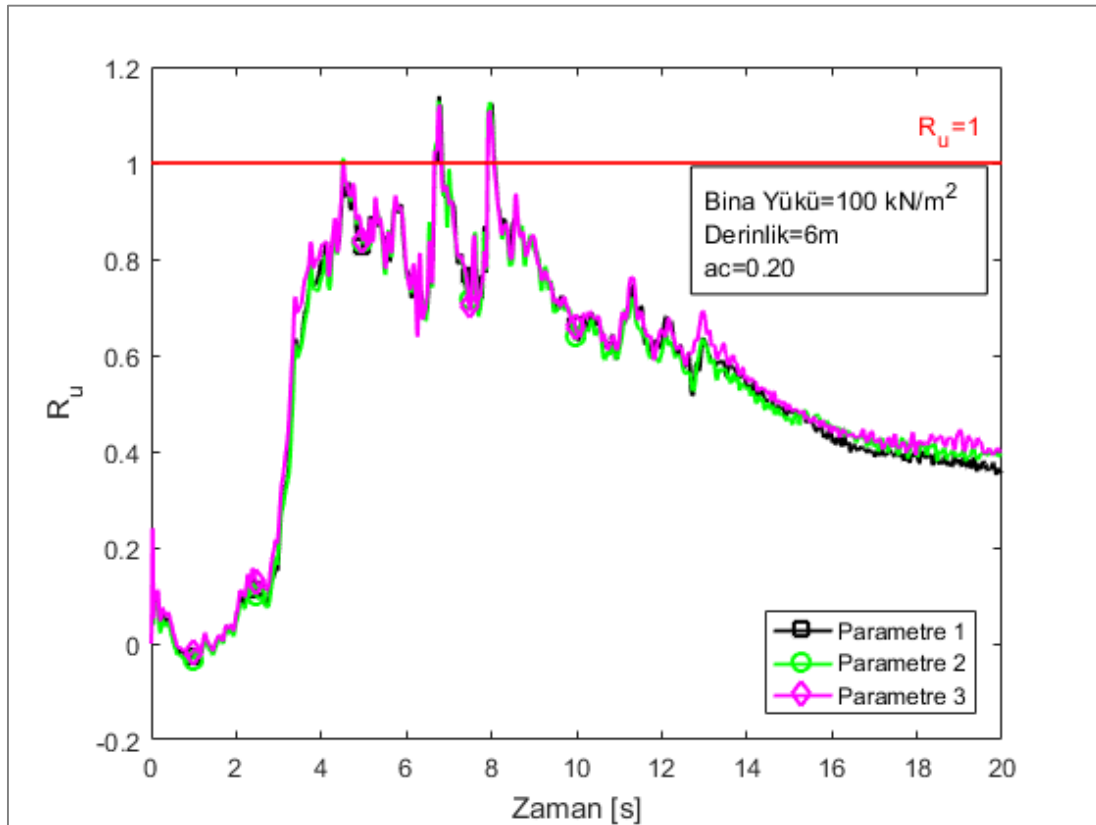
Her üç değer için analizler yapılmış, elde edilen değerler kullanılarak Şekil 7.24-7.28 oluşturulmuştur. Grafiklerden de görüleceği gibi mevcut parametreler göz önüne alınarak belirlenen değerler kullanıldığında tüm derinliklerde aynı R_u değerleri elde edilmiştir. Farklı parametreler için gerçekleşen oturma sonuçları göz önüne alındığında birbirleri arasındaki farkın %1-2 civarında olduğu dolayısıyla yaklaşık aynı olduğu görülmektedir. Bundan sonraki analizlerde Parametre 1 değerleri kullanılmaya devam edilecektir.



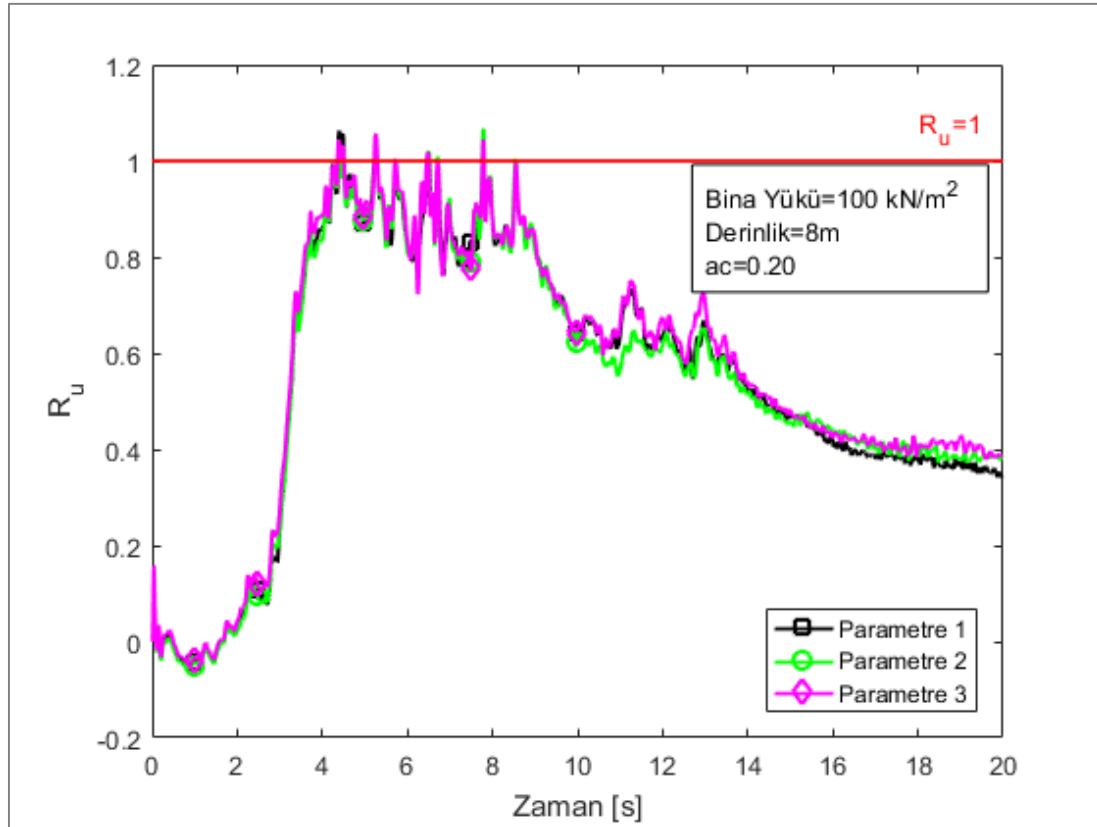
Şekil 7.24. Parametre 1,2,3 için 2 m derinlikteki R_u değerleri karşılaştırmaları



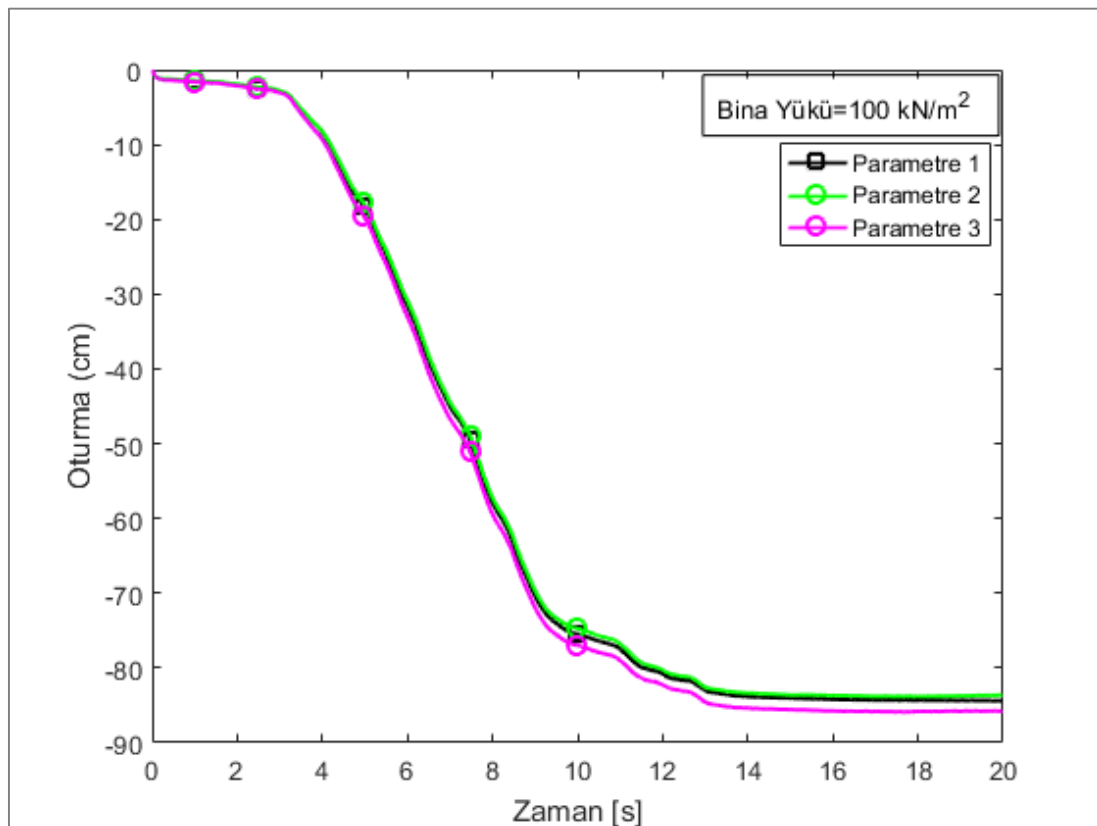
Şekil 7.25. Parametre 1,2,3 için 4 m derinlikteki R_u değerleri karşılaştırmaları



Şekil 7.26. Parametre 1,2,3 için 6 m derinlikteki R_u değerleri karşılaştırmaları



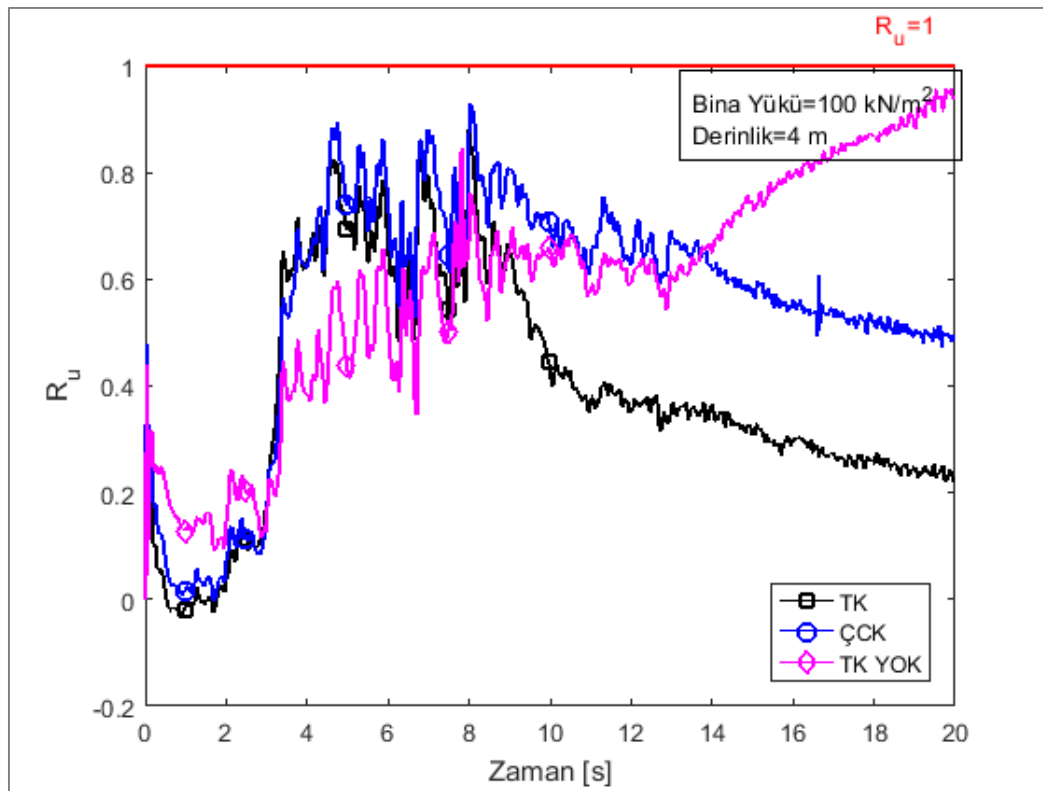
Şekil 7.27. Parametre 1,2,3 için 8 m derinlikteki R_u değerleri karşılaştırmaları



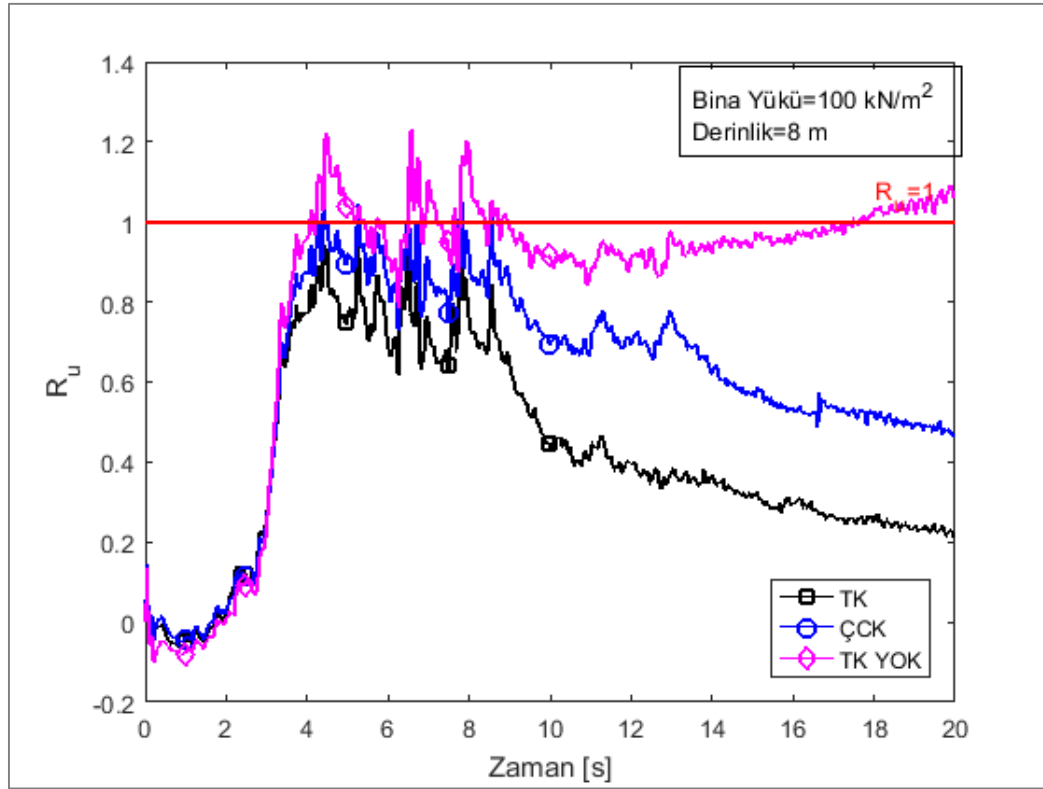
Şekil 7.28. Parametre 1,2,3 için oturma değeri karşılaştırmaları

7.6. Taş Kolon ve Çelik Cüruf Kolon Performans Karşılaştırmaları

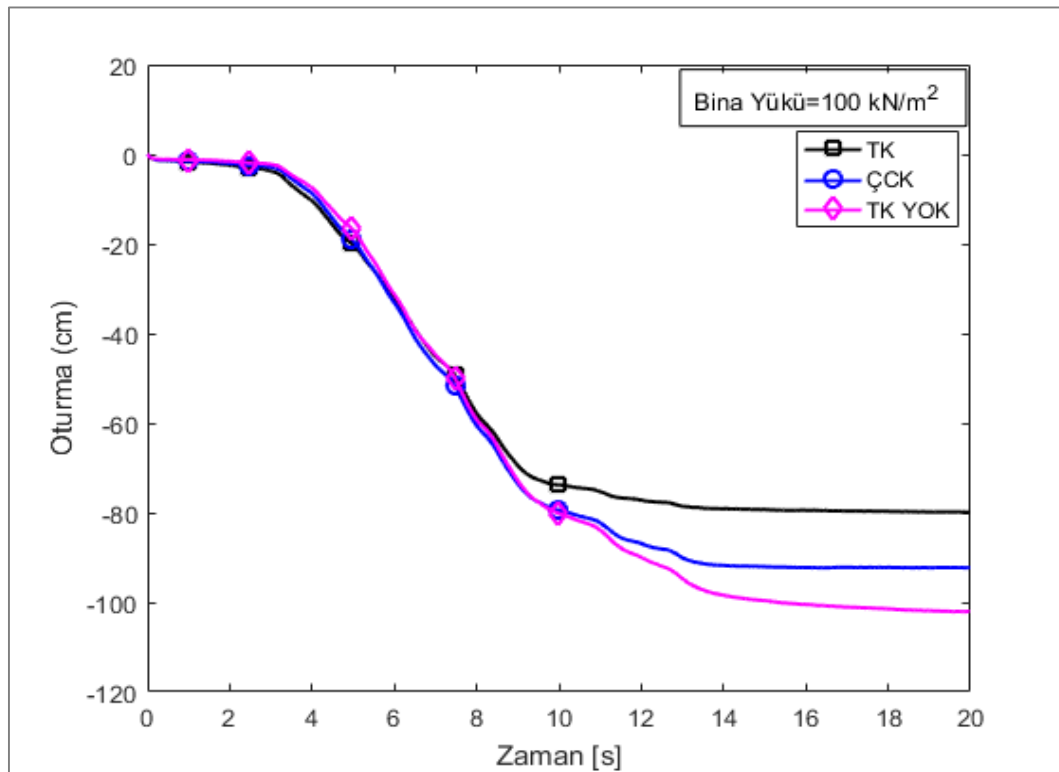
Bu bölümde iyileştirme yapılmamış zeminle taş kolonlar ve çelik cüruf kolonlarla iyileştirme yapılmış olan zeminler için analiz sonuçları karşılaştırılmıştır. Şekil 7.29'da 4 m derinlik için R_u değerleri karşılaştırılmış ve hiçbir koşulda sıvılaşma oluşmadığı görülmüştür. 8 m derinlik için elde edilen sonuçlara bakıldığında (Şekil 7.30) taş kolonlu model için sıvılaşma oluşmamışken iyileştirme yapılmamış zemin ve çelik cüruf kolonlu zemin için sıvılaşma olduğu tespit edilmiştir. Yapılan analizlerde gerçekleşen oturma sonuçları karşılaştırıldığında (Şekil 7.31) taş kolonlu modelde %22 civarında bir iyileşme gerçekleşirken çelik cürufli modelde bu iyileşme %10 civarında gerçekleşmiştir. Sonuçlardan, sıvılaşma gerçekleşmesine rağmen, çelik cürufli imal edilmiş kolonların boşluk suyu basınçlarını önemli ölçüde sönmülediği ve oturmalar açısından da taş kolonların yaklaşık yarısı kadar bir fayda sağladığı görülmektedir. Çelik cüruf kolonun verimliliği görüldükten sonra farklı tasarımlarla sıvılaşmanın önlenmesi ve oturmaların azaltılması için en uygun dizilimin bulunması yönünde analizler gerçekleştirilmiştir.



Şekil 7.29. Taş kolonsuz, taş kolonlu ve çelik cüruf kolonlu zemin için 4 m derinlikteki R_u karşılaştırmaları



Şekil 7.30. Taş kolonsuz, taş kolonlu ve çelik cüruf kolonlu zemin için 8 m derinlikteki R_u karşılaştırmaları

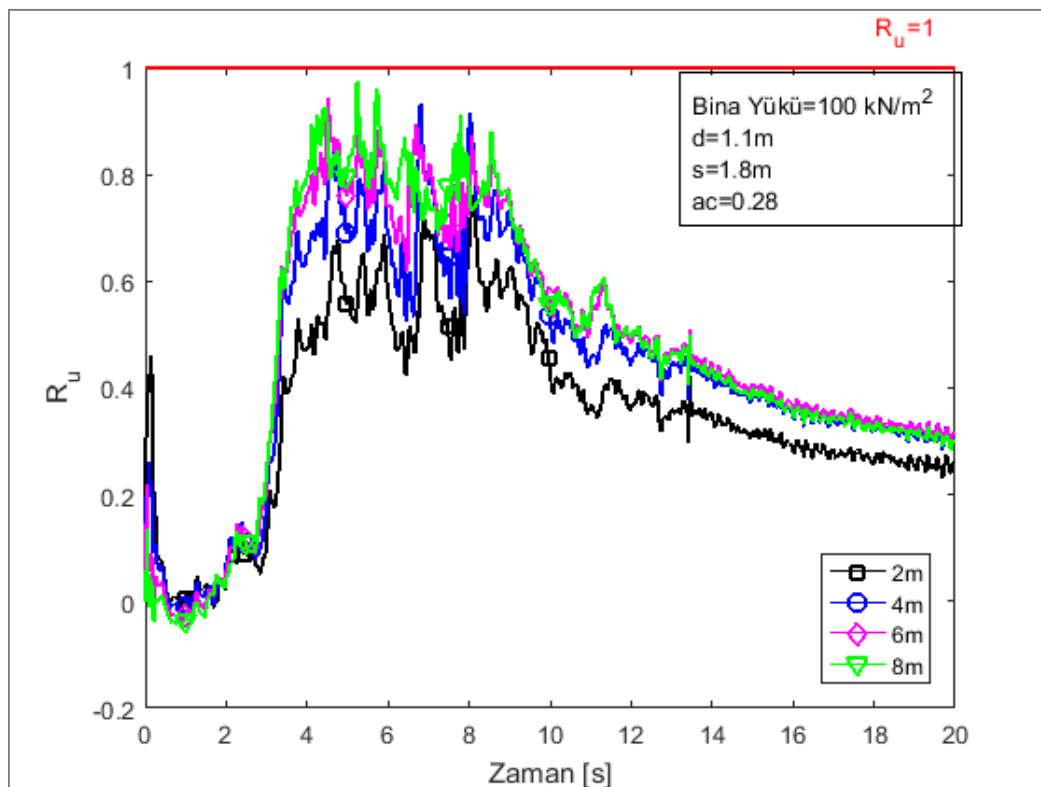


Şekil 7.31. Taş kolonsuz, taş kolonlu ve çelik cüruf kolonlu zemin için oturma karşılaştırmaları

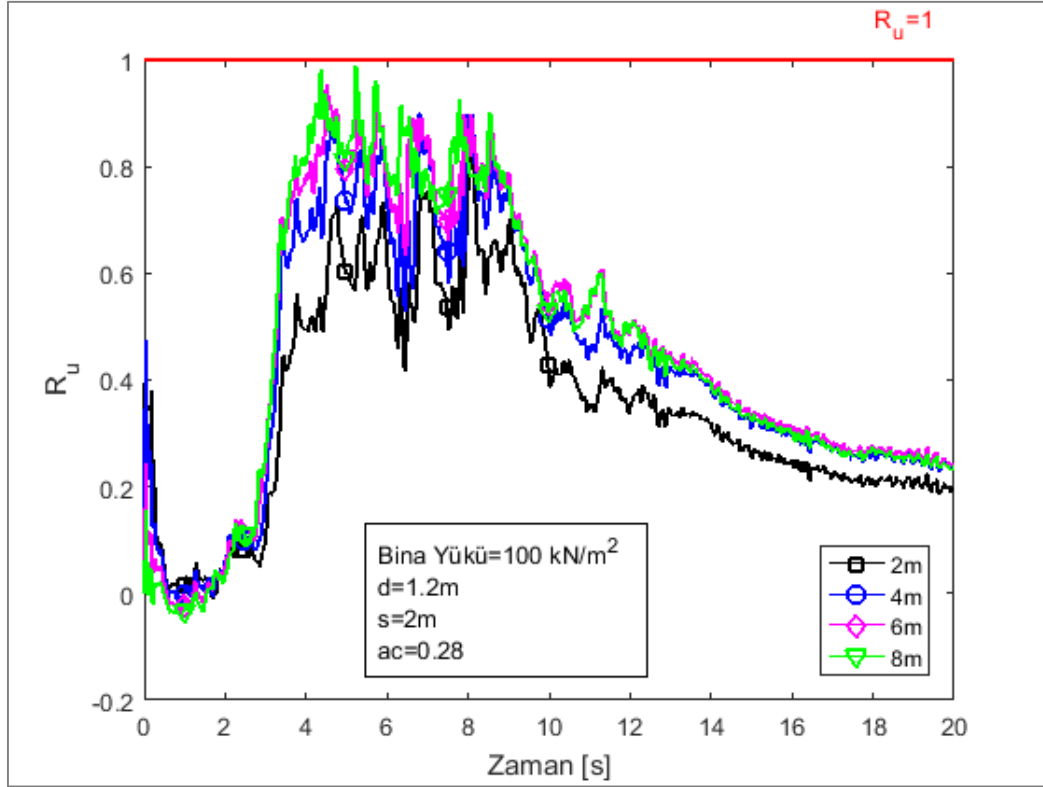
7.7. Farklı Tasarımlardaki Çelik Cüruf Kolonlarla Yapılan Analizler

Bu bölümde çelik cüruf kolonların çapları (d) ve kolonlar arası mesafe (s) değiştirilerek farklı analizler yapılmıştır. İlk olarak kolon çapları 1,1 m'ye çıkarılarak kolonlar arası mesafe 1,8 m'ye düşürülmüş, böylece alan oranı, $a_c=0,28$ 'e yükseltilmiştir. Bu şekilde yapılan sayısal analiz için farklı derinliklerdeki R_u değerleri Şekil 7.32'de gösterilmiştir. Tüm derinliklerde R_u değerinin 1'in altında olduğu dolayısıyla sınıvlaşmanın bu tasarım kullanıldığı zaman önlenemediği görülmektedir.

Diğer bir sayısal analizde kolon çapları 1,2 m'ye çıkarılarak kolonlar arası mesafe 2 m'de bırakılmıştır. Şekil 7.33'de bu tasarıma ait R_u değerleri görülmektedir. Alan oranı bir önceki analizde olduğu gibi 0,28'e yükseltilen bu analizde de R_u değerlerinin beklenildiği gibi kritik noktanın altında olduğu görülmektedir.

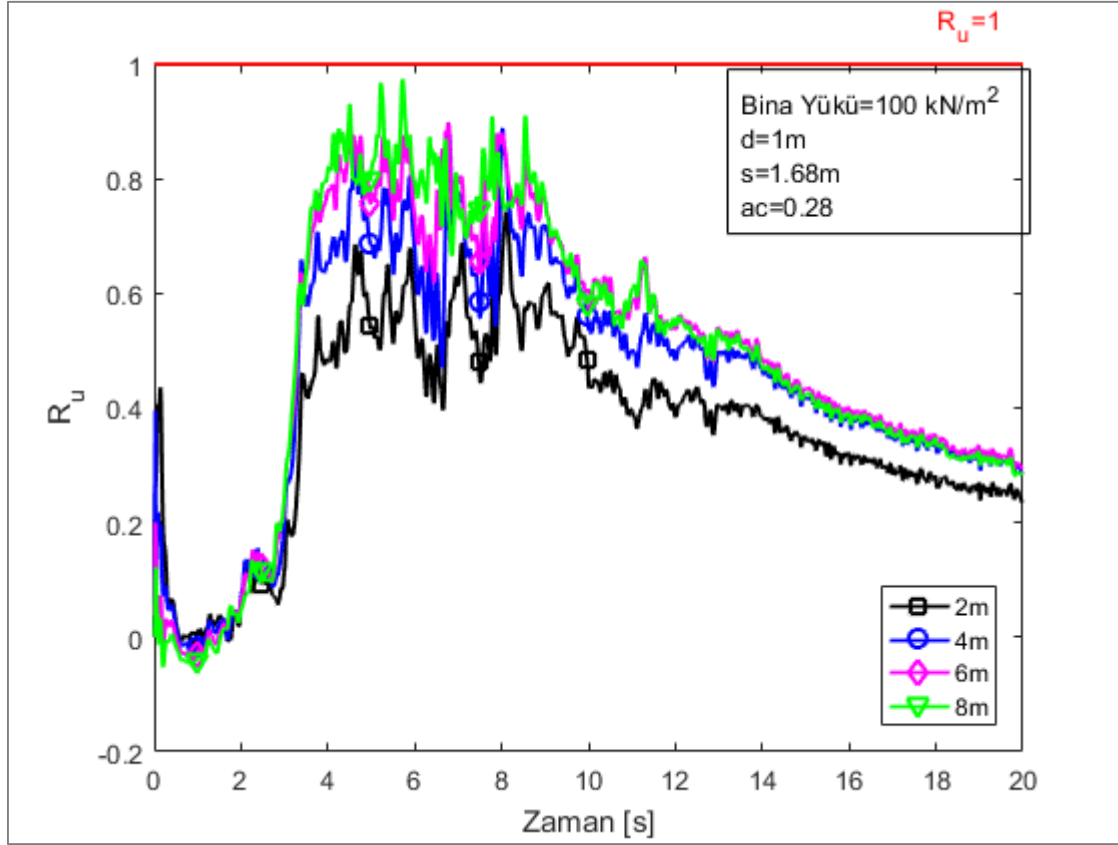


Şekil 7.32. Çelik cüruf kolonlu analizler için farklı derinliklerdeki R_u değerleri ($d=1.1$ m, $s=1.8$ m)



Şekil 7.33. Çelik cüruf kolonlu analizler için farklı derinliklerdeki R_u değerleri ($d=1.2$ m, $s=2$ m)

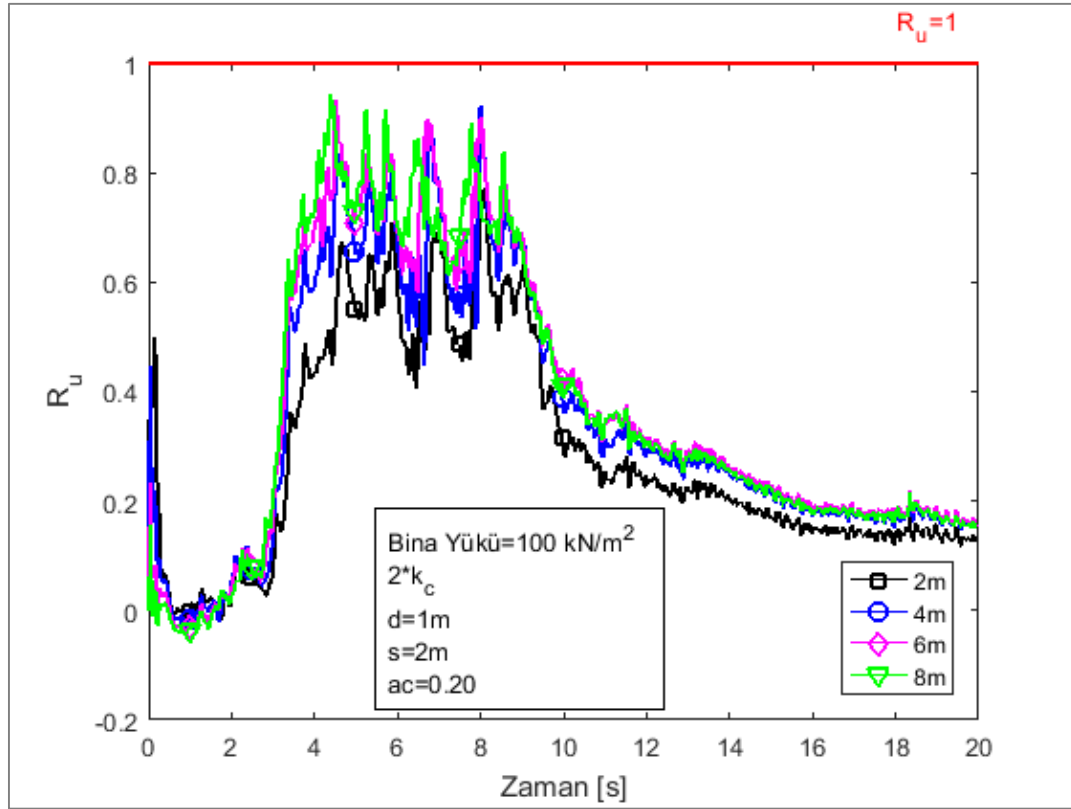
Kolon çapları 1 m olacak şekilde kolonlar arası mesafe 1,68 m'ye düşürülerek farklı bir tasarımda analiz yapılmıştır. Alan oranı yine 0,28 olacak şekilde tasarımı yapılan bu modelin analiz sonuçları Şekil 7.34'te gösterilmektedir. Bu analizde de zeminin sıvılaşmadığı ve çelik cüruf kolonla yapılan zemin iyileştirmesinin taş kolonla yapılan zemin iyileştirmesiyle aynı performansı gösterdiği görülmektedir.



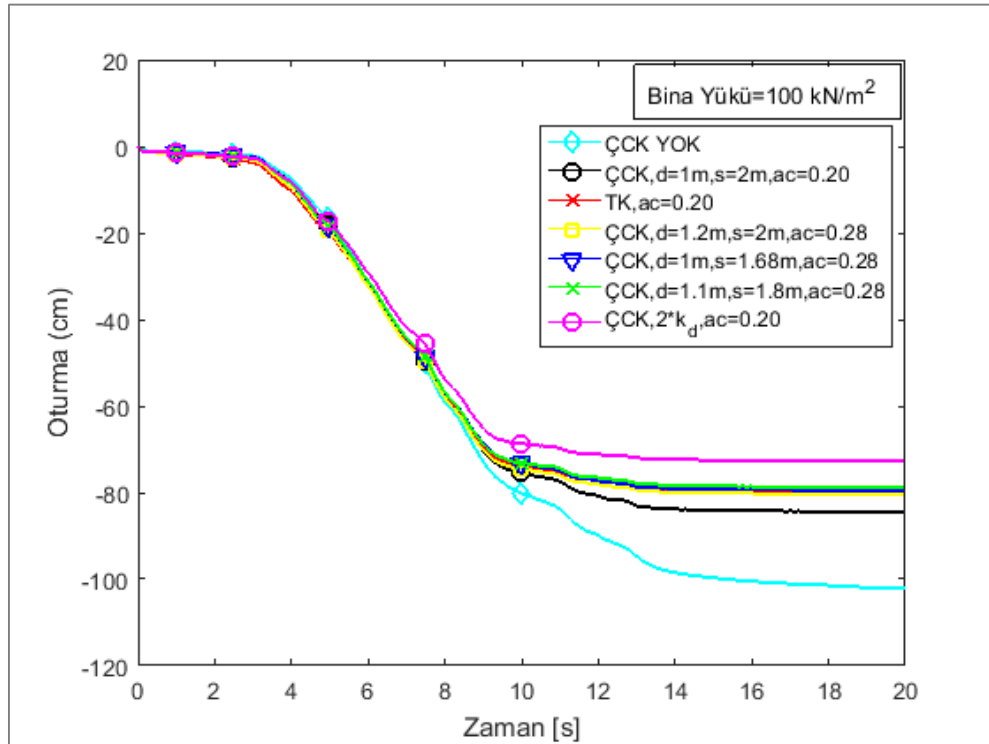
Şekil 7.34. Çelik cüruf kolonlu analizler için farklı derinliklerdeki R_u değerleri ($d=1$ m, $s=1,68$ m)

Son olarak geçirgenlik değerleri artırılarak bir analiz yapılmıştır. Çelik cürufuyla yapılan tüm analizlerde geçirgenlik değeri $4,17 \cdot 10^{-2}$ m/s olarak alınmıştır. Yapılan yeni analizde $a_c = 0,20$ tasarımı kullanılarak geçirgenlik için $k_c = 8,34 \cdot 10^{-2}$ m/s değeri kullanılmıştır. Yapılan bu analizden elde edilen sonuçlar Şekil 7.35’de gösterilmiştir. Sonuçlardan da görüleceği gibi geçirgenlik değerinin artmasıyla R_u değerleri daha da düşerek taş kolonla yapılan analiz sonuçlarına yaklaşmıştır.

İyileştirme yapılmamış zemin, taş kolonla iyileştirilmiş zemin ve farklı tasarımlar kullanılarak çelik cürufıyla iyileştirilmiş zemin için yapılan analizler sonucu elde edilen toplam oturma miktarları Şekil 7.36’da verilmiştir. Grafikten de görüleceği gibi oturma miktarları iyileştirilmemiş zemin için 102 cm, taş kolonla iyileştirilmiş zemin için 80 cm, çelik cürufıyla sıvılaşma gerçekleşmeyecek şekilde tasarımı yapılmış olan iyileştirmeler için ise 72-80 cm aralığında elde edilmiştir.



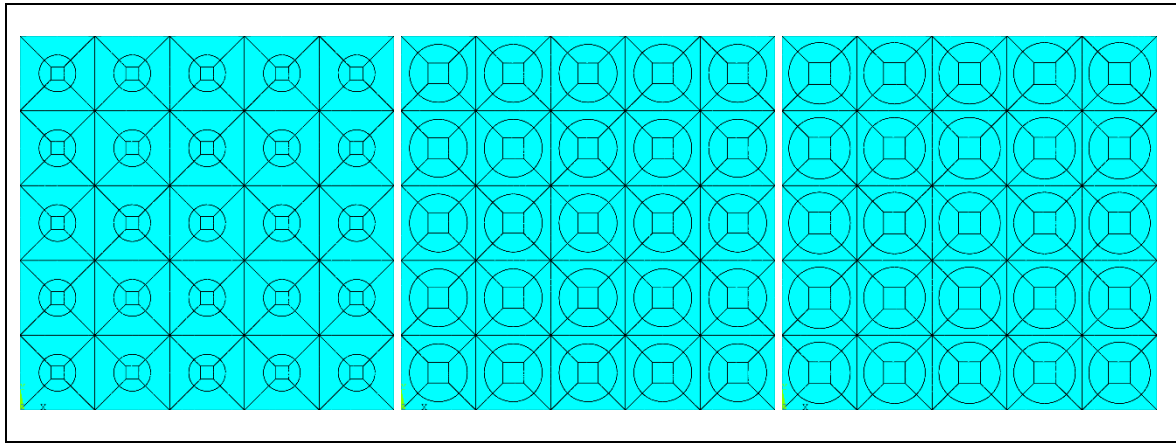
Şekil 7.35. Çelik cüruf kolonlu analizler için farklı derinliklerdeki R_u değerleri (2 kat permeabilite değeri)



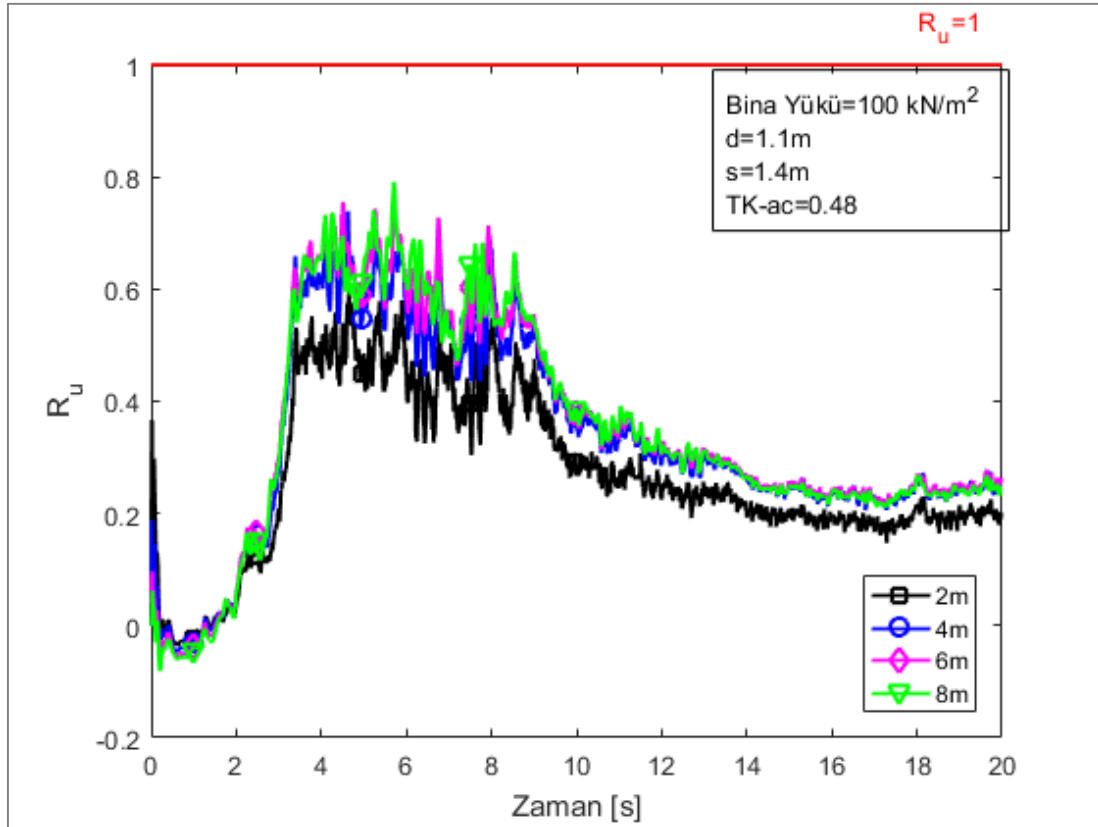
Şekil 7.36. Farklı tasarımlardaki çelik cüruf kolonlu ve taş kolonlu analizler için oturma miktarları karşılaştırmaları

7.8. Yüksek Alan Oranları Kullanılarak Yapılmış Farklı Tasarımlardaki Taş Kolon ve Çelik Cüruf Kolonlarla Yapılan Analizler

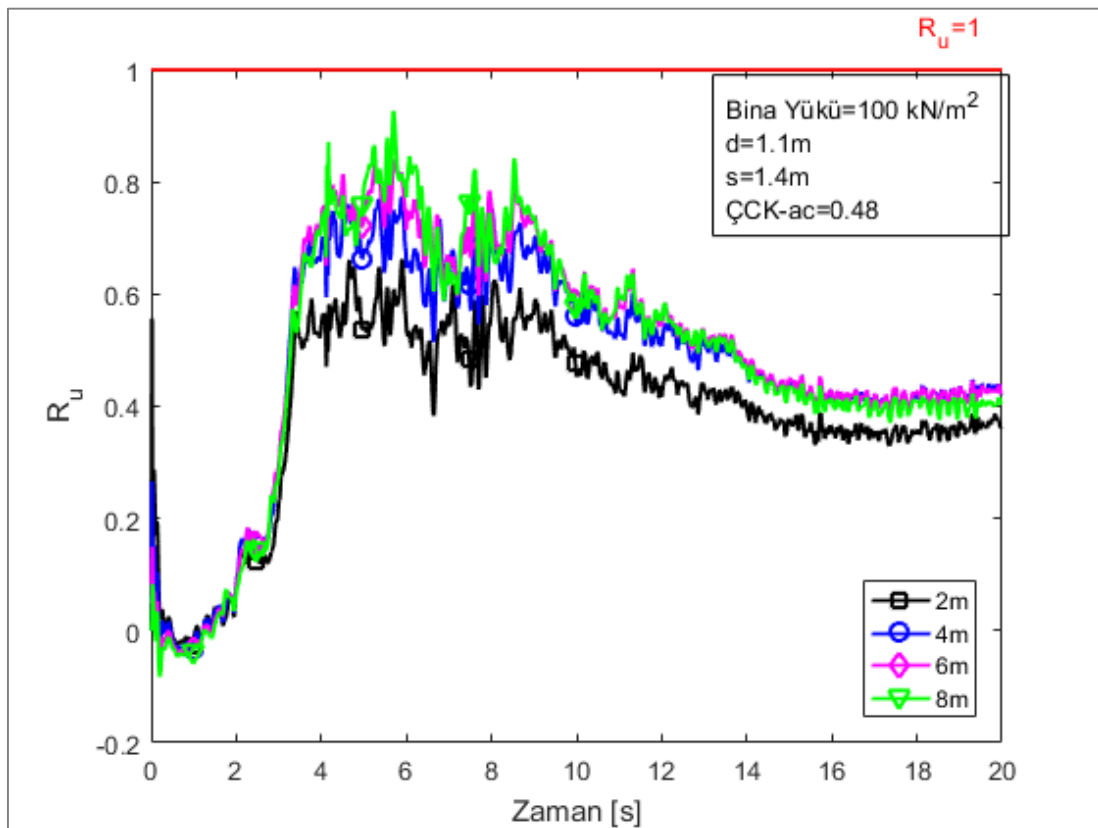
Bu çalışmada seçilmiş olan malzeme ve dinamik yükleme değerlerine göre iyileştirme yapılmayan modelde yapılan analizler sonucu elde edilen oturma miktarları 100 cm'nin üstünde çıkmaktadır. Bilindiği üzere taş kolonların %20-30 alan oranlarıyla kullanımı sonucunda elde edilen iyileştirme miktarları %30-50 civarında çıkmaktadır. Bu değerler daha önce detaylarıyla anlatılan Adalier vd. [18] tarafından yapılan santrifüj deneyleriyle de tespit edilmiştir (Çizelge 2.1). Bu bilgiler ışığında daha önce yapılan analizlerde oturmaların yüksek çıkması beklenen bir sonuç olarak değerlendirilmektedir. Bu bölümde alan oranlarının arttırılmasının sıvılaşmaları ve oturmaları nasıl etkilediğinin görülebilmesi için alan oranları arttırılarak taş kolon ve çelik cüruf kolonlar için yeni analizler yapılmıştır. Alan oranları 0,20, 0,48 ve 0,55 olarak alınmıştır (Şekil 7.37) Tüm durumlarda, beklenildiği üzere, sıvılaşma yönünden kolonların sönümleyici etkileri artmıştır (Şekil 7.38-7.41). Alan oranlarının %50 civarına çıkarılması sonucu hem taş kolonlar için hem de çelik cüruf kolonlar için oturmaların %50'den fazla azaldığı ve yüksek miktarda iyileşme sağlandığı görülmektedir (Şekil 7.42).



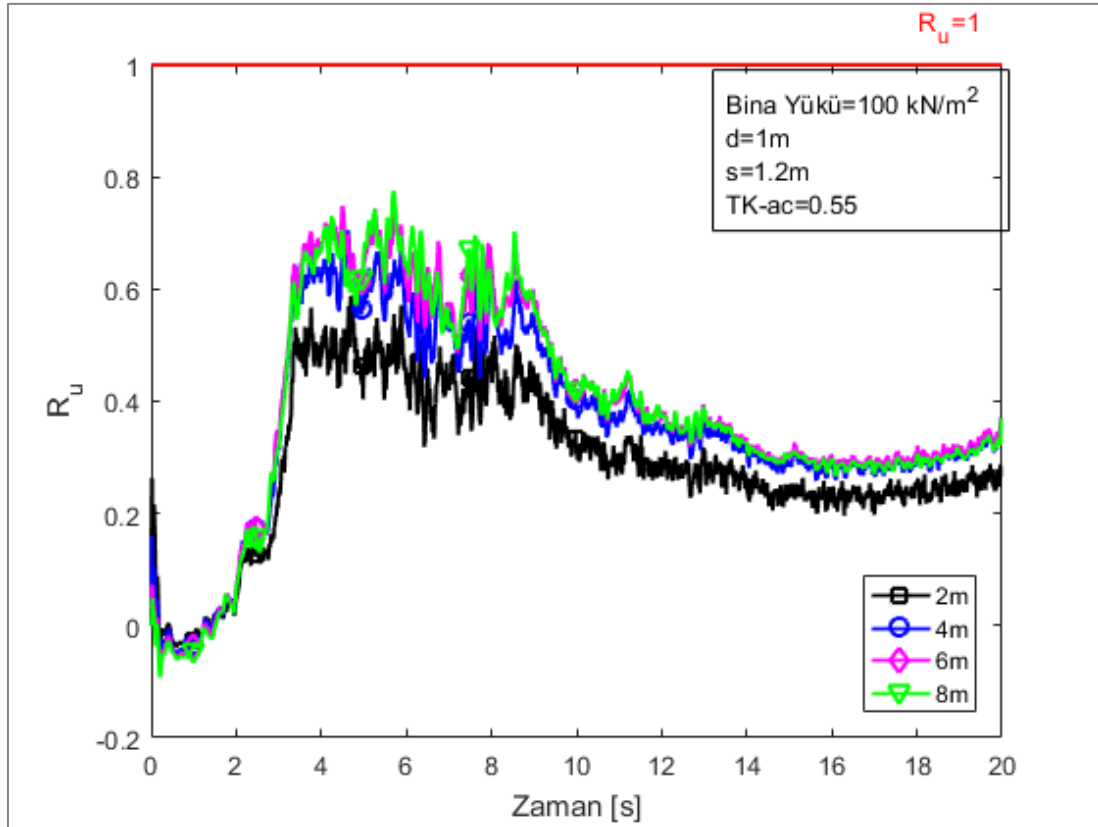
Şekil 7.37. Alan oranları (a_c) 0,20, 0,48 ve 0,55 için kolon dizilimleri



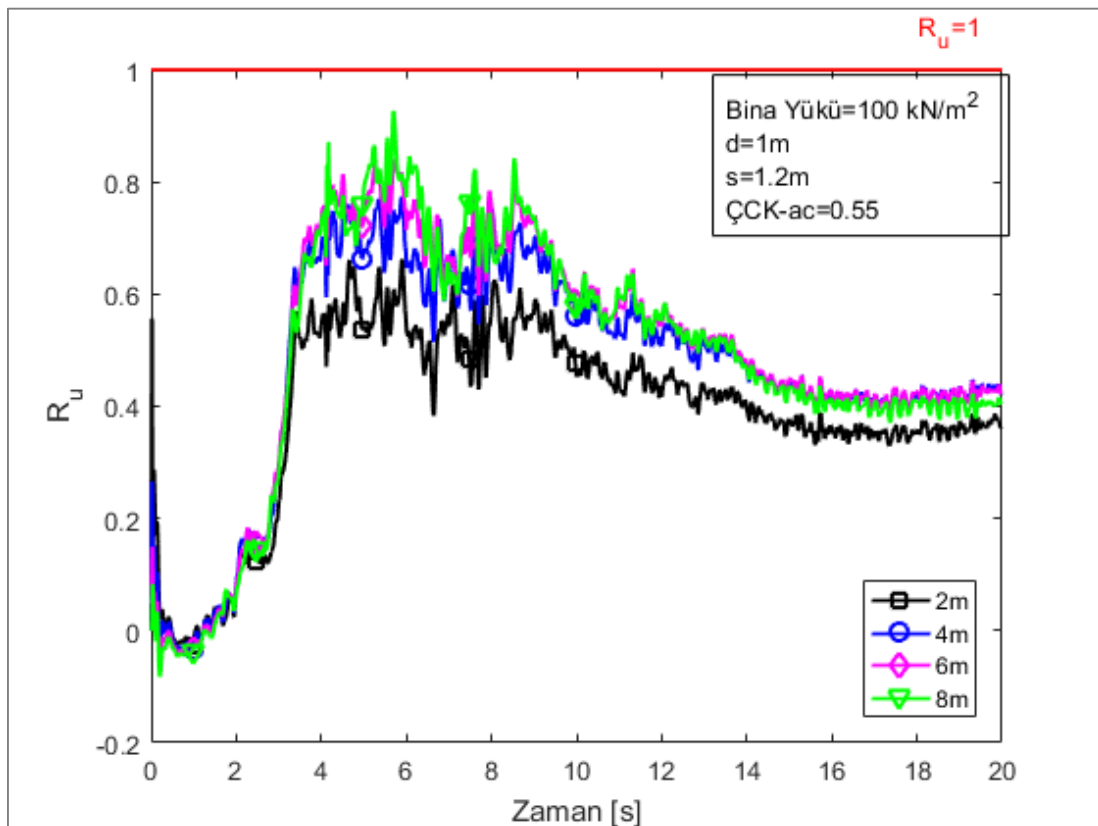
Şekil 7.38. Taş kolonlu analizler için farklı derinliklerdeki R_u değerleri ($a_c=0,48$)



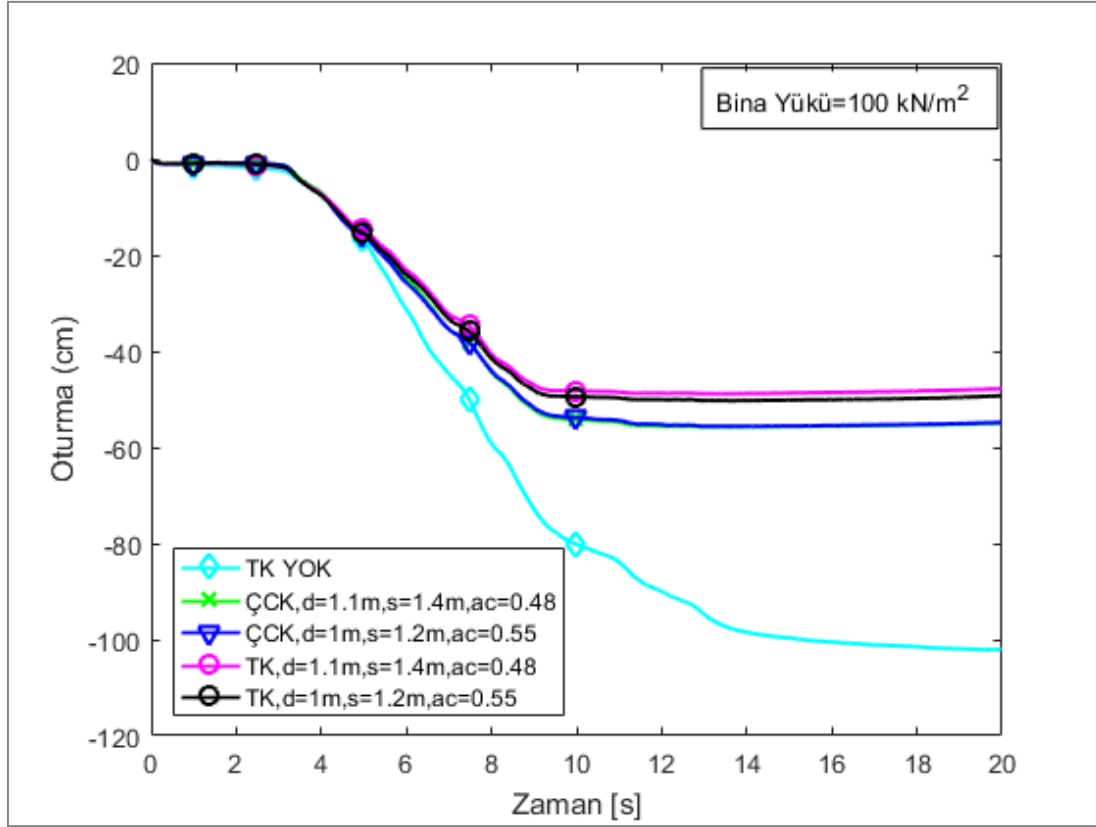
Şekil 7.39. Çelik cüruf kolonlu analizler için farklı derinliklerdeki R_u değerleri ($a_c=0,48$)



Şekil 7.40. Taş kolonlu analizler için farklı derinliklerdeki R_u değerleri ($a_c=0,55$)



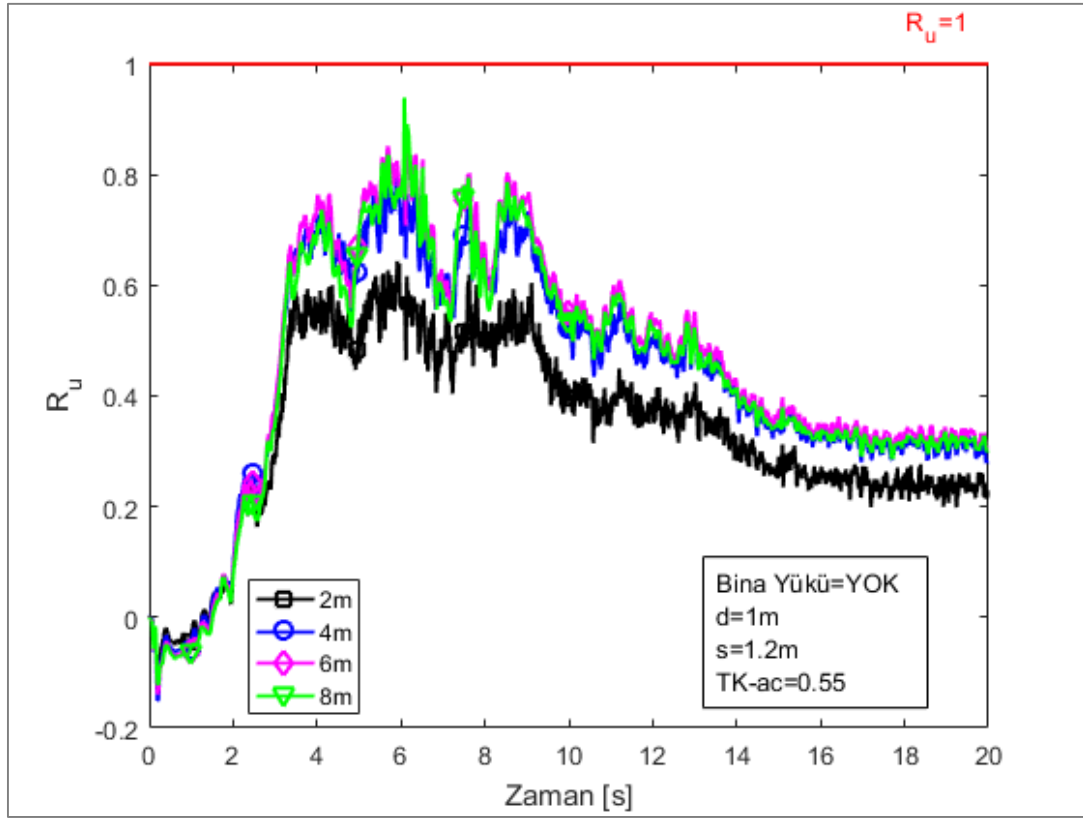
Şekil 7.41. Çelik cüruf kolonlu analizler için farklı derinliklerdeki R_u değerleri ($a_c=0,55$)



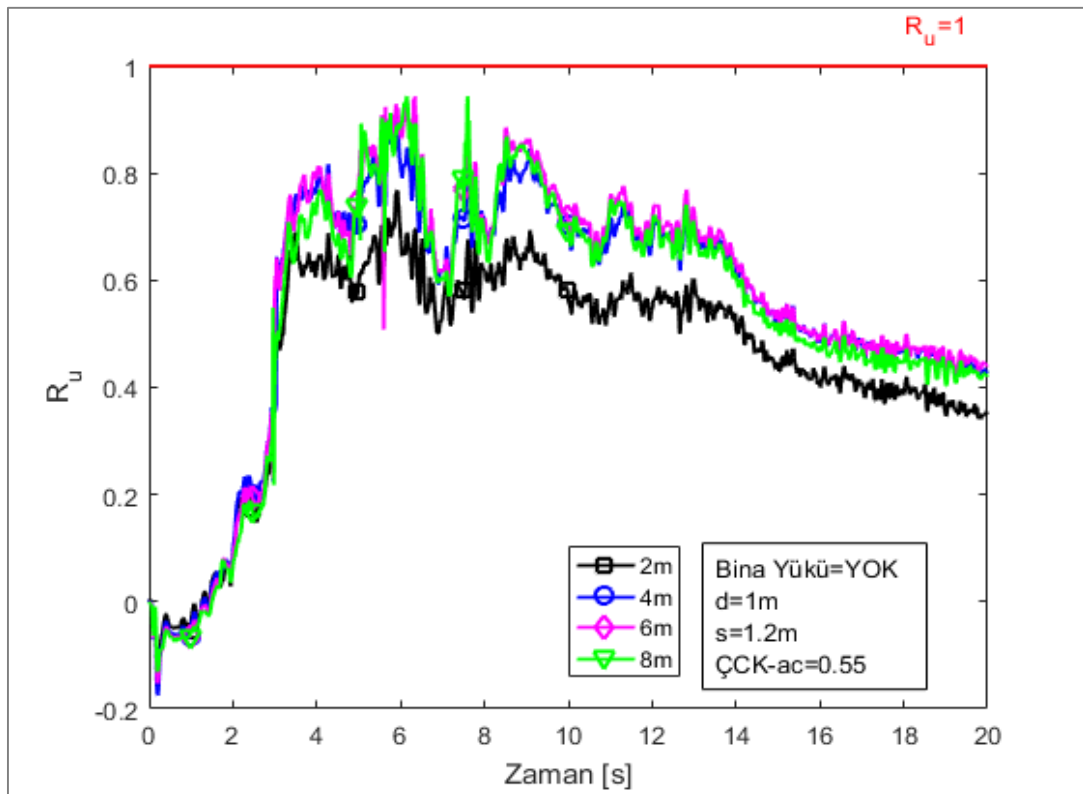
Şekil 7.42. Çelik cüruf kolonlu ve taş kolonlu analizler için $a_c=0,48$ ve $a_c=0,55$ için oturma miktarları karşılaştırmaları

7.9. Farklı Bina Yükleri İçin Taş Kolon ve Çelik Cüruf Kolonlarla Yapılan Analizler

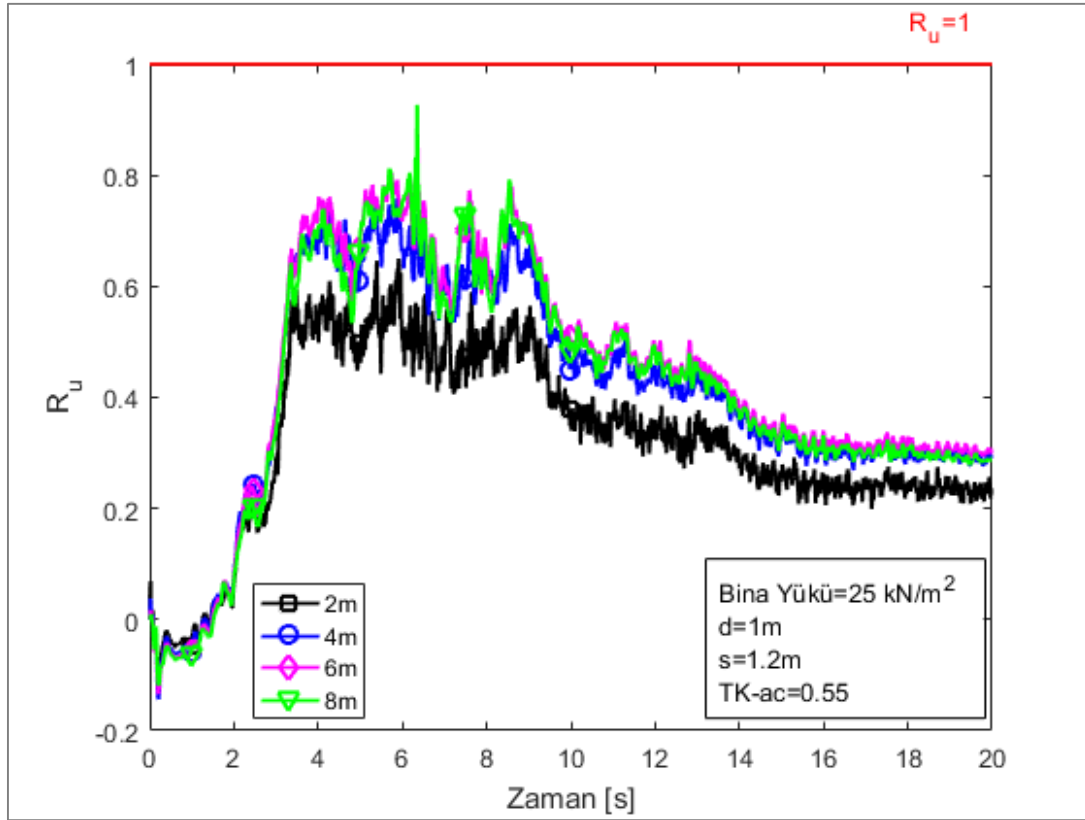
Bir önceki bölümde alan oranları arttırılarak oturma miktarlarında %50 civarında iyileştirme sağlanmıştı. Bu bölümde de düşey sabit bina yükü azaltılarak yeni analizler yapılmıştır. Bu analizlerden elde edilen dikkat çekici sonuçlardan birisi düşey yük arttıkça boşluk suyu basıncının azalması olarak karşımızda çıkmaktadır (Şekil 7.43-7.50). Bu konu yine Adalier vd. [18] tarafından yapılan çalışma sonuçlarında da elde edilmiştir. Daha önce yapılan bazı santrifüj deneyleri de temel altında boşluk suyu basıncının serbest duruma göre daha az çıktığını ortaya koymuştur [102-105]. Bu durum suya doymun kumlu zeminlerin bina yükü altında kayma gerilmesinden kaynaklanan genleşme davranışından kaynaklanmaktadır. Temel yükünün zeminlerde sıvılaşma önleyici bir etkiye neden olduğu düşünülmektedir [106]. Oturma yönünden incelendiğinde düşey yük azaldıkça oturma miktarları da düşmektedir. Örneğin iyileştirme yapılmayan zeminde 100 kPa altında oturma miktarı 102,07 cm olarak gerçekleşmiştir. Fakat çelik cürufuyla iyileştirilen zeminde 100 kPa, 50 kPa, 25 kPa ve yük olmayan durumlar için oturma miktarları sırasıyla 54,83 cm, 42,86 cm, 37,43 cm ve 25,24 cm olarak elde edilmiştir (Şekil 7.51).



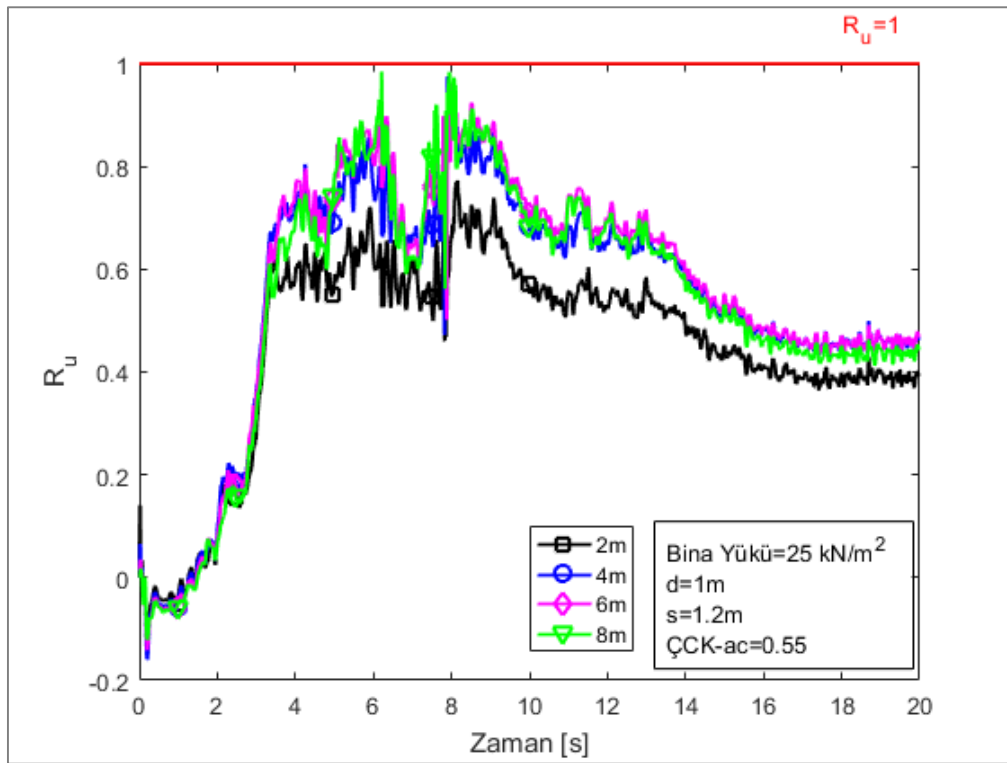
Şekil 7.43. Taş kolonlu analizler için bina yükü olmayan durum için R_u değerleri ($a_c=0,55$)



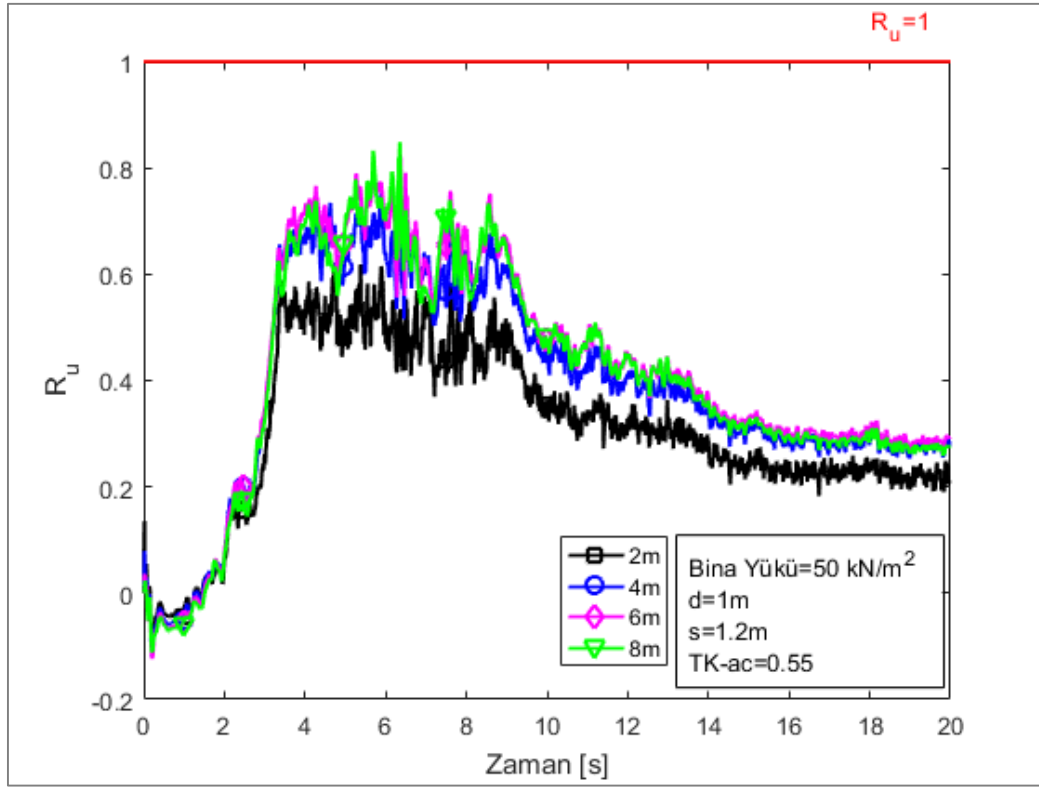
Şekil 7.44. Çelik cüruf kolonlu analizler için bina yükü olmayan durum için R_u değerleri ($a_c=0,55$)



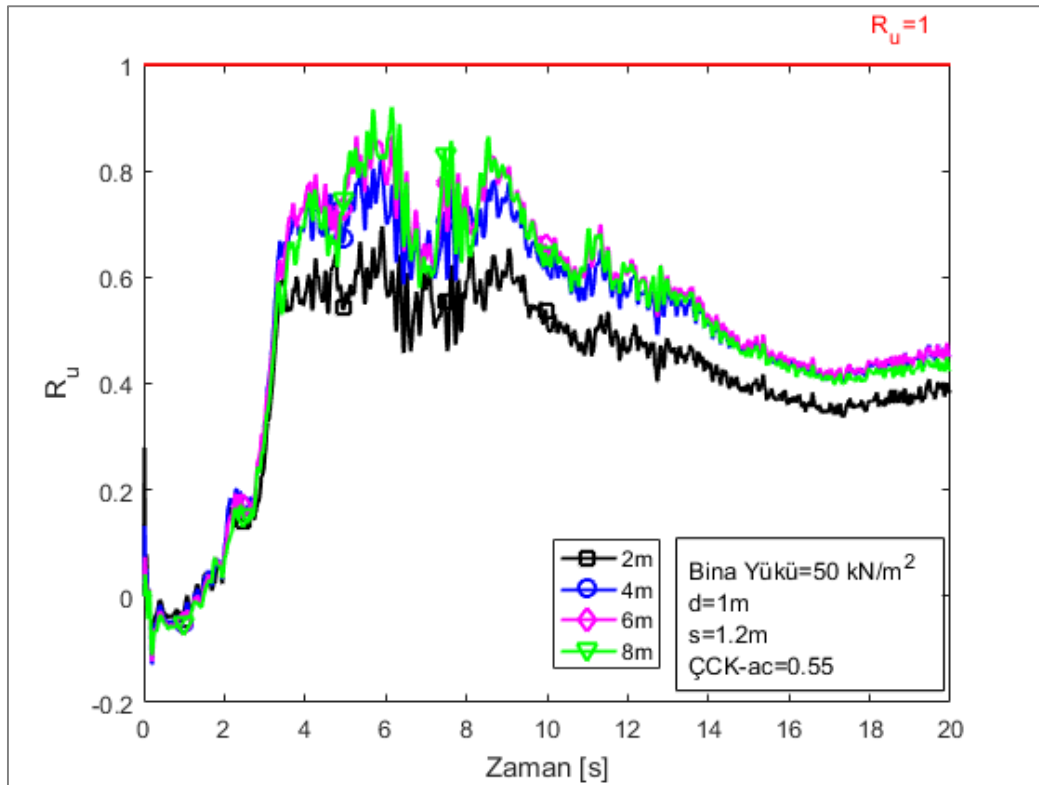
Şekil 7.45. Taş kolonlu analizler için bina yükünün 25 kN/m^2 olduğu durum için R_u değerleri ($a_c=0,55$)



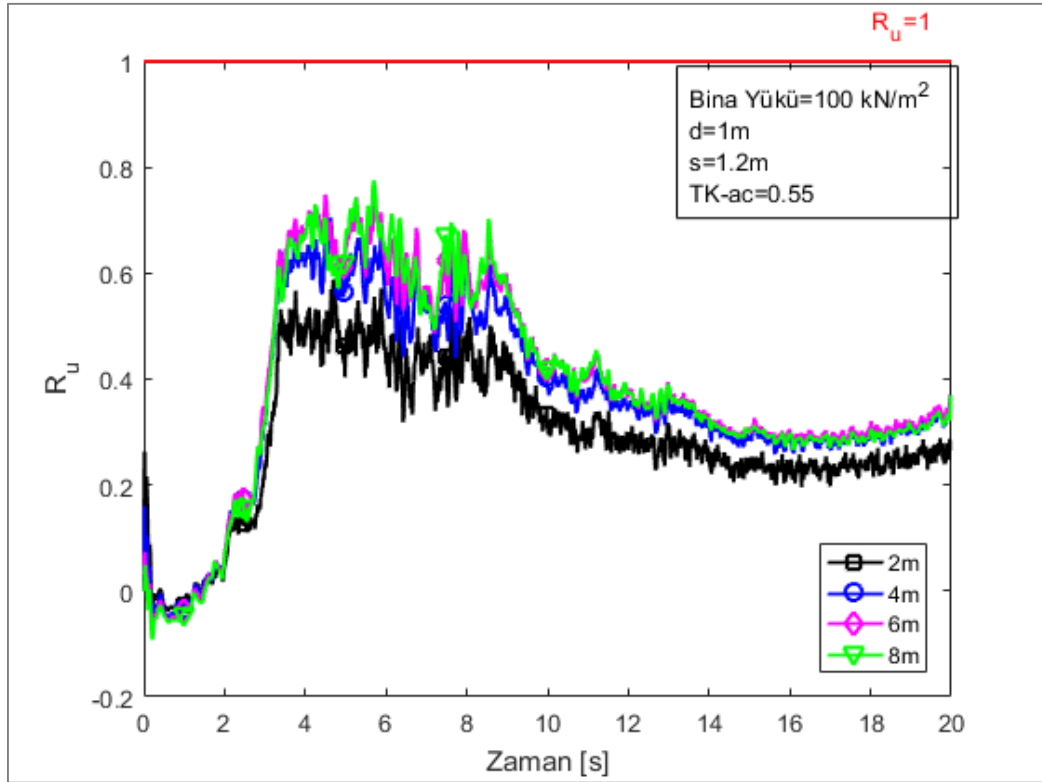
Şekil 7.46. Çelik cüruf kolonlu analizler için bina yükünün 25 kN/m^2 olduğu durum için R_u değerleri ($a_c=0,55$)



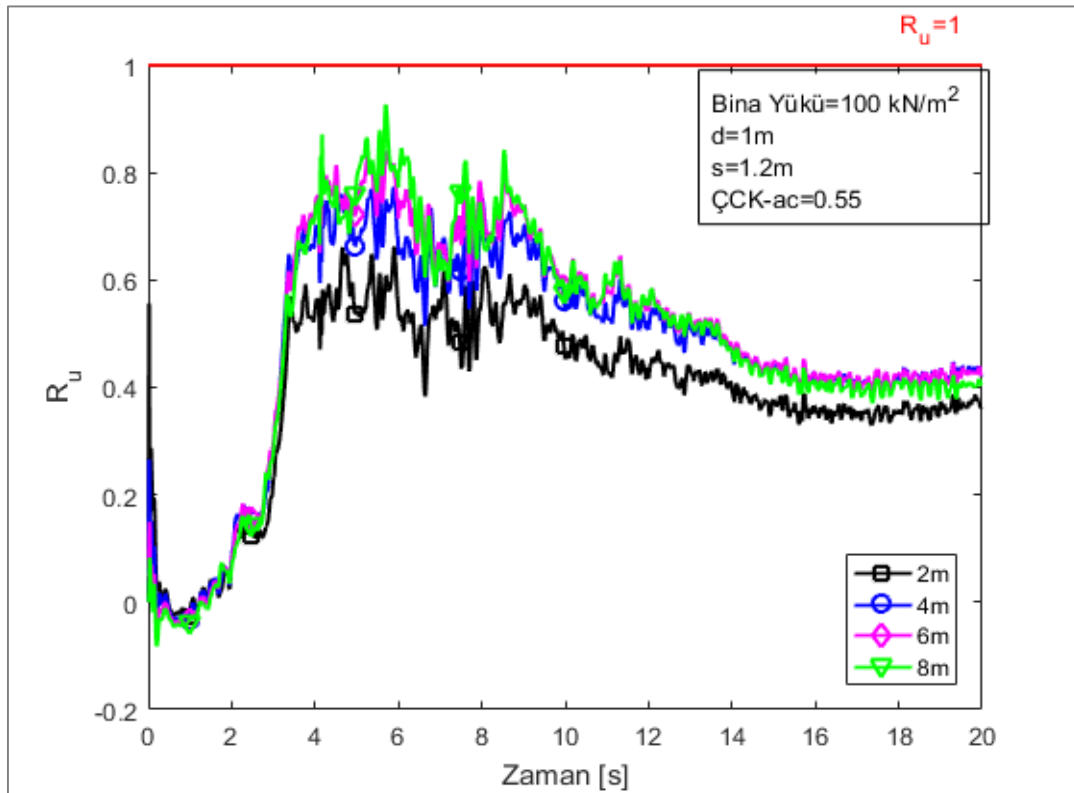
Şekil 7.47. Taş kolonlu analizler için bina yükünün 50 kN/m^2 olduğu durum için R_u değerleri ($a_c=0,55$)



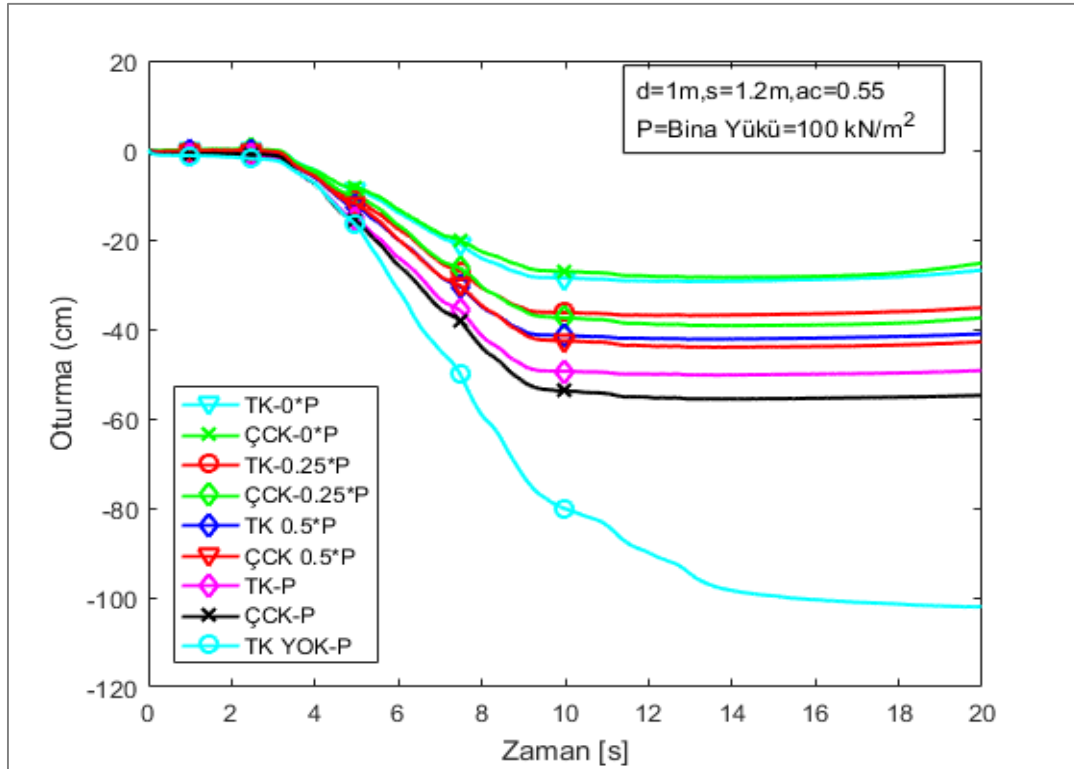
Şekil 7.48. Çelik cüruf kolonlu analizler için bina yükünün 50 kN/m^2 olduğu durum için R_u değerleri ($a_c=0,55$)



Şekil 7.49. Taş kolonlu analizler için bina yükünün 100 kN/m^2 olduğu durum için R_u değerleri ($a_c=0,55$)



Şekil 7.50. Çelik cüruf kolonlu analizler için bina yükünün 100 kN/m^2 olduğu durum için R_u değerleri ($a_c=0,55$)



Şekil 7.51. Çelik cüruf kolonlu ve taş kolonlu analizler için farklı bina yükleri için oturma miktarları karşılaştırmaları ($a_c=0,55$)

7.10. Sonuçlar

Bu bölümde daha önce doğrulaması yapılmış olan model ve yöntemler kullanılarak sayısal analizler yapılmıştır. Sıvılaştırılabilir zeminde taş kolon ve çelik cüruf kolonlarla iyileştirmeler yapılarak bazı sonuçlar elde edilmiştir. Sonuçlara göre zemin özelliklerine göre doğru tasarımlar yapıldığı zaman taş kolon uygulama yönteminin sıvılaşma için çok etkili bir yöntem olduğu görülmüştür. Taş kolon malzemesi olarak kırmataş kullanılabileceği gibi duruma göre benzer malzemeler de kullanılabilmektedir. Daha önce laboratuvar deneyleri ve hesaplamalar sonucu malzeme parametreleri elde edilmiş olan çelik cüruflarla oluşturulan kolonlarla yapılan sayısal analizlerden olumlu sonuçlar elde edilmiştir. Böylece uygun şartlar oluştuğu zaman çelik cüruf kolonların da suya doymuş kumlu zeminlerde iyileştirme amaçlı kullanılabileceği görülmüştür. Yapılan tüm analizler için sıvılaşma durumları ve oturma değerleri Çizelge 7.3’de gösterilmiştir.

Çizelge 7.3. Farklı tasarımlardaki çelik cüruf kolonlu ve taş kolonlu analizler için oturma miktarları değerleri ve sıvılaşma durumu değerlendirmesi

Kolon Tipi	Kolon Çapı (cm)	Kolonlar Arası Mesafe (cm)	Kolon Geçirgenlik Değeri, k_c (m/s)	Alan Oranı (a_c)	Bina Yüklemesi (kPa)	Oturma Miktarı (cm)	Zemin Sıvılaşması
Yok	0	0	0	0,00	100	102,07	Var
Çelik Cüruf Kolon	100	200	$4,17 \cdot 10^{-2}$	0,20	100	92,28	Var
Taş Kolon	100	200	$5,4 \cdot 10^{-2}$	0,20	100	79,98	Yok
Çelik Cüruf Kolon	120	200	$4,17 \cdot 10^{-2}$	0,28	100	79,87	Yok
Çelik Cüruf Kolon	100	168	$4,17 \cdot 10^{-2}$	0,28	100	79,73	Yok
Çelik Cüruf Kolon	110	180	$4,17 \cdot 10^{-2}$	0,28	100	78,69	Yok
Çelik Cüruf Kolon	100	200	$8,34 \cdot 10^{-2}$	0,20	100	72,80	Yok
Taş Kolon	110	140	$5,4 \cdot 10^{-2}$	0,48	100	47,82	Yok
Çelik Cüruf Kolon	110	140	$4,17 \cdot 10^{-2}$	0,48	100	54,97	Yok
Taş Kolon	100	120	$5,4 \cdot 10^{-2}$	0,55	100	49,20	Yok
Çelik Cüruf Kolon	100	120	$4,17 \cdot 10^{-2}$	0,55	100	54,83	Yok
Taş Kolon	100	120	$5,4 \cdot 10^{-2}$	0,55	50	41,06	Yok
Çelik Cüruf Kolon	100	120	$4,17 \cdot 10^{-2}$	0,55	50	42,86	Yok
Taş Kolon	100	120	$5,4 \cdot 10^{-2}$	0,55	25	35,20	Yok
Çelik Cüruf Kolon	100	120	$4,17 \cdot 10^{-2}$	0,55	25	37,43	Yok
Taş Kolon	100	120	$5,4 \cdot 10^{-2}$	0,55	0	26,87	Yok
Çelik Cüruf Kolon	100	120	$4,17 \cdot 10^{-2}$	0,55	0	25,24	Yok

8. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışmada taş kolonların suya doymun gevşek kumlu zeminlerde sıvılaşma önleyici olarak kullanılmasının etkisi incelenmiş ve çelik cürufu malzemesinin taş kolonlarda kullanıldığında gerçekleşecek olan performansı araştırılmıştır. Çalışmada hipoplastik malzeme modeli kullanılmıştır. Hipoplastik malzeme modeli ANSYS programına tanımlanmış bir malzeme modeli değildir. Dolayısıyla hipoplastik malzeme modelinin bu sonlu elemanlar programında kullanılabilmesi için programa üç boyutlu iki fazlı bir eleman (u20p8) tanımlanmıştır. Hipoplastik parametrelerin belirlenmesi için gerekli yöntemler hakkında bilgi verilmiştir.

Bu çalışma kapsamında Gazi Üniversitesi Teknoloji Fakültesi İnşaat Mühendisliği Zemin Mekaniği Laboratuvarı'nda elek analizi, özgül ağırlık, hidrolik iletkenlik, basınç deneyleri ve Hacettepe Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Jeoloji Mühendisliği Laboratuvarı'nda büyük ölçekli kesme deneyi yapılarak çelik cürufu malzeme parametreleri hesaplanmıştır.

Sayısal analizler öncesi modeller oluşturulurken eleman boyutu ve sınır koşulları gibi faktörlerin etkisi incelenerek, gerçeğe en uygun şartların oluşması sağlanmıştır. Bu çalışmada deprem etkisi sık sık ele alındığından, deprem ivmeleri için yapılan dekonvolüsyon işlemi ve sayısal analizlerde eleman boyutlarına bağlı olarak yapılan filtreleme işlemleri yapılmıştır.

Sayısal modelin suya doymun kumlu zeminlerin dinamik etkiler altındaki davranışının hipoplastik malzeme modeli kullanılarak ne ölçüde temsil edilebileceğinin doğrulanması için literatürde kabul görmüş olan bir santrifüj testi incelenerek sayısal analizlerle karşılaştırması yapılmış ve malzeme modelinin doğruluğu kanıtlanmıştır. Sayısal modellerin doğrulanması için santrifüj testleri neredeyse alternatifsizdir. Fakat özellikle numune taşınma sürecinde gerçekleşen titreşimler, hızlanma adımları ve model konteynerinin etkisi istenmeyen etkilere neden olabilmekte ve bazı yanıltıcı sonuçların doğmasına sebep olabilmektedir. Bu nedenle santrifüj modellerinin bazı dezavantajları da bu çalışmada tartışılmıştır.

İkinci bir doğrulama yöntemi olarak 2 tabakalı suya doymun kumlu bir zeminin sayısal analizi yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği'nde yer alan

esaslara uygun bir şekilde literatürde bulunan hesap yöntemlerine göre elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Karşılaştırma sonucu model ve yöntemin doğruluğu tekrar kanıtlanmıştır.

Model ve yöntemin doğrulaması yapıldıktan sonra bu çalışma kapsamında amaçlanan sayısal analizler yapılmış ve aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

- Farklı deprem verileri kullanılarak yapılan analizlerde deprem ivmesi ne kadar büyük olursa boşluk suyu basıncının da ona bağlı olarak arttığı, taş kolon kullanımının boşluk suyu basıncının düşmesinde etkili olduğu fakat depremin büyüklüğüne göre uygun taş kolon tasarımlarının kullanılmasının gerekliliği görülmüştür.
- Taş kolon imalatlarında kullanılan malzemelerin hidrolik iletkenlik değerlerinin taş kolon performanslarında çok etkili olduğu ve imalatlarda yüksek geçirgenliğe sahip malzemeler kullanılmasına dikkat edilmesi gerektiği görülmüştür.
- Taş kolonların sıklık değerlerinin taş kolon performanslarına etkisinin sınırlı olduğu fakat yine de maksimum boşluk suyu basınçlarının rölatif sıklığa bağlı olarak düştüğü görülmüştür. Rölatif sıklığın etkisinin sınırlı olmasının dinamik yükleme esnasında üzerinde bina yükü bulunan kolonlarda doğal olarak gerçekleşen sıkışmanın bir sonucu olduğu şeklinde yorumlanmıştır.
- Çelik cürufu için belirlenen malzeme parametreleri kullanılarak, dinamik yükleme altında sıvılaşabilir suya doygun kumlu zeminlerde iyileştirme amaçlı kullanılan taş kolonlarda kullanılıp kullanılamayacağı araştırılmıştır. Yapılan analizlerde çelik cüruf kolon performanslarının taş kolonlara nazaran bir miktar daha düşük olmasına rağmen uygun tasarımlar elde edilerek kullanılması durumunda olumlu sonuçlar verdiği görülmektedir.
- Taş kolon ve çelik cüruf kolon çapları 1 m, merkezden merkeze uzaklıkları 2 m olarak tasarlandığında ($a_c=0,20$) taş kolonla iyileştirilen zeminde sıvılaşma meydana gelmezken çelik cürufu kolonla iyileştirilen zeminde sıvılaşma meydana gelmektedir. Oturma miktarları da çelik cürufu kolonda 12 cm daha fazla gerçekleşmektedir. Çelik cüruf kolonların çapı %20 arttırılarak 1,2 m'ye çıkarıldığında veya $a_c=0,28$ olacak şekilde farklı tasarımlar yapıldığında hem sıvılaşma gerçekleşmediği hem de oturmaların taş kolonla ($a_c=0,20$) yapılan analiz sonuçlarıyla hemen hemen aynı, hatta bir miktar daha iyi, olduğu görülmektedir.
- Hipoplastik malzeme modeline dinamik yüklemeler altında daha gerçekçi sonuçlar elde edilebilmesi için 5 adet taneler arası birim deformasyon parametreleri eklenmiştir. Bu

parametrelerin eklenmesiyle hem boşluk suyu basıncı oranlarında hem de oturma miktarlarında daha gerçekçi sonuçlar elde etmek mümkün olmuştur. Taneler arası birim deformasyon parametrelerinin deneysel yollarla elde edilmesi çok zor olduğundan çalışmalarda bu parametreler için literatürdeki mevcut değerler kullanılarak tahmini değerler alınmaktadır. Bu değerlerin tahmini olarak alınmasının ne derece doğru bir yaklaşım olduğunun görülebilmesi için 3 farklı değerlerde birim deformasyon parametreleri kullanılarak analizler yapılmıştır. Belirlenen aralıklarda oldukları müddetçe bu parametreler için yaklaşık değerler almanın, farklı değerlerle yapılan analizlerden elde edilen sonuçlara göre, sonuçları çok fazla etkilemediği görülmüştür.

- Alan oranları arttırılarak yapılan analizlerde hem sıvılaşma açısından sonuçların daha olumlu çıktığı hem de oturma miktarlarının düşük gerçekleştiği tespit edilmiştir.
- Sıvılaşabilir suya doymuş kumlu zeminlerde bina yükünün davranışa etkisinin görülmesi için yapılan analizlerde farklı sabit düşey yükler altında dinamik yüklemeler yapılmıştır. Elde edilen sonuçlardan düşey sabit yükün azalmasının boşluk suyu basıncında artışa sebep olduğu ve sıvılaşma riskini arttırdığı görülmüştür. Bina yükünün artması oturmaların ise fazla olmasına sebep olmaktadır.
- Taş kolon imalatları sırasında iyileştirilen zeminde belli miktarlarda sıkışma gerçekleşmektedir. Bu sıkışmalar uygulama yapılan zemine hem boşluk suyu basıncı hem de oturma miktarları açısından olumlu katkıda bulunmaktadır. Taş kolon imatlarının meydana getirdiği sıkışmaların araştırılması bu çalışmanın kapsamı dışındadır. Yapılan analizlerde bu etkinin göz önünde bulundurulması durumunda hem taş kolonlar hem de çelik cüruf kolonlar için daha iyi sonuçlar elde edilecektir.
- Bu çalışma kapsamında elde edilen tüm sonuçlar hem taş kolonlar için hem de çelik cüruf kolonlar için gerçekleştirilmiştir ve benzer sonuçlar elde edilmiştir.
- İnşaat malzemesi olarak kullanılan agregaların nakliyeden kaynaklanan maliyeti önemli bir kalem olarak görülmektedir. Dolayısıyla alternatif olarak çelik cürufunun kullanımı için öncelikle üretim sahasına yakın alanların göz önüne alınması maliyet açısından daha ekonomik bir seçim olacaktır. Fakat doğal kaynakların korunması söz konusu olduğu zaman sadece maliyetin göz önüne alınarak değerlendirilmesi doğru bir yaklaşım olarak değerlendirilmemektedir. Demir çelik sektörü ve ülkemizin önemli bir sorunu haline gelen çelik cürufunun depolanması sorununa çözüm getirmek, aynı zamanda ekonomik kaynaklarımızın etkin olarak kullanılmasına katkıda bulunmak öncelikli sorumluluk olarak görülmelidir.

- Bu çalışma kapsamında elde edilen tüm sonuçlar doğada atıl vaziyette depolanan çelik cürufunun kullanımı için yeni bir alan açmış olması sebebiyle olumlu görülmektedir.

Bu çalışmada kanıtlanmış olan model ve yöntemler kullanılarak ilerisi için aşağıdaki çalışmalar önerilmektedir:

- Bu çalışmada ihmal edilmiş olan taş kolonların, imalat yöntemlerine göre, sıkılaşmaya etkisi de göz önünde bulundurularak zemin iyileştirmesindeki etkisi araştırılabilir.
- Çalışma kapsamında elde edilmiş çelik cürufu parametreleri kullanılarak geotekstil kaplamalı çelik cüruf kolonların performansı araştırılabilir.
- Çelik cürufu malzemesinin demiryolu balastı olarak kullanılması durumunda performansı araştırılabilir.
- Çelik cüruf kolonların tekil olarak değil de set halinde kullanımı durumunda aynı alan oranına sahip tekil kolon gruplarıyla karşılaştırmaları yapılabilir.

KAYNAKLAR

1. Tasan, H. E. (2011). *Zur Dimensionierung der Monopile-Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen*, Dissertation, Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, Berlin, 55-56.
2. ANSYS, INC. (2011). Programmer's manual for ANSYS, Release 14.0.
3. Kolymbas, D. (1985). *A generalized hypoplastic constitutive law*. Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5, 2626. San Francisco: Balkema.
4. Burland, J. B. (1987, August 31-September 3). *Nash lecture: the teaching of soil mechanics – a personal view*. Proceedings of the Ninth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1427-1447. Dublin: Balkema.
5. Kozeny, J. (1927). *Ueber kapillare Leitung des Wassers im Boden*. Sitzungsber Akad. Wiss. Wien. 136(2a), 271–306.
6. Carman, P. C. (1937). *Fluid flow through a granular bed*. Transaction of the Institution of Chemical Engineers, 150-156.
7. Casagrande, A. (1936). Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*. 23(1), 13-32.
8. Holtz, R.D., Kovacks, W.D. and Sheahan, T.C. (1981). *An introduction to geotechnical engineering* (Second edition). New Jersey: Prentice Hall, 544.
9. Seed, B. and Lee, K. L. (1966). Liquefaction of saturated sands during cyclic loading. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 92(6), 105-134.
10. Sharp, M. K., Dobry, R. and Abdoun, T. (2003). Liquefaction centrifuge modeling of sands of different permeability. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 129(12), 1083-1091.
11. Scott, R.F., Hushmand, B. and Rashidi, H. (1993, October 17-20). *Model no. 3 primary test description and test results*. Proceedings of the International Conference on the Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems. 1, 435-462. Davis, California.
12. İnternet: VELACS-Verification of Liquefaction Analysis Using Centrifuge Studies. URL: <https://www.princeton.edu/~dynaflo/radu/soil/velacs/>. Son Erişim Tarihi: 15.10.2020.
13. Hushmand B., Scott, R.F. and Rashidi, H. (1993). *VELACS model no. 3: liquefaction in dense and loose sand columns*. Proceedings of Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems. Rotterdam, Netherlands: Balkema, 1,1415-1442.
14. National Research Council. (1985). Liquefaction of soils during earthquakes. Washington DC: The National Academies Press, 50.

15. Seed, H. B., Martin, P. P. and Lysmer, J. (1975). The generation and dissipation of pore water pressures during soil liquefaction. Report no; EERC 75-26. *Berkeley : College of Engineering, University of California*, 23.
16. Madhav, M. R. and Krishna, A. M. (2008, May 30-June 2). *Liquefaction mitigation of sand deposits by granular piles- an overview, geotechnical engineering for disaster mitigation and rehabilitation*. Proceedings of the 2nd International Conference on Geotechnical Engineering for Disaster Mitigation & Rehabilitation (GEDMAR08), Nanjing, China, 66-79.
17. Priebe, H. J. (1995). The design of vibro replacement. *Ground Engineering*, 28(12), 31-37.
18. Adalier, K. and Elgamal, A. (2004). Mitigation of liquefaction and associated ground deformations by stone columns. *Engineering Geology*, 72, 275-291.
19. Hleibieh, J. (2017). *Anwendung der Hypoplastizität bei numerischen Berechnungen von bodendynamischen problemen*. Dissertation, Technischen Universität Dresden, Dresden, 145-155.
20. Elshazly H. A., Hafez D. and Mosaad, M. (2006). Back calculating vibro-installation stresses in stone columns reinforced grounds. *Journal Ground Improvement*, 10(2), 47-53.
21. Carvajal, E., Vukotić, G., Castro, J. ve Wehr, W. (2013, March 24-27). *Comparison between theoretical procedures and field test results for the evaluation of installation effects of vibro-stone columns*. International Conference on Installation Effects in Geotechnical Engineering. 205-211. Rotterdam: Taylor & Francis.
22. Meshkinghalam, H., Hajialilue-Bonab, M. and Khoshravan Azar, A. (2017). Numerical investigation of stone columns system for liquefaction and settlement diminution potential. *International Journal of Geo-Engineering*, 8, 11.
23. Adalier, K., Elgamal, A., Meneses, J. and Baez, J.I. (2003). Stone columns as liquefaction countermeasure in non-plastic silty soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23, 571–584.
24. Hleibieh, J. and Herle, I. (2018). The performance of a hypoplastic constitutive model in predictions of centrifuge experiments under earthquake conditions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 122, 310-317.
25. Tochnog Professional Company. (2020). Tochnog professional user's manual.
26. Sarımurat, S., Fırat, S., Işık, N. ve Taşan, H. E. (2019, November 7-10). *Bir santrifüj testinin hipoplastik model kullanılarak sayısal analizi*. 2nd International Turkish World Enginering and Science Congress, Antalya. 3, 79-86.
27. İnternet: C-CORE – Geotechnical engineering- grounded solutions. URL: <https://www.c-core.ca/>, Son Erişim Tarihi: 15.09.2020.

28. Yu, H., Zeng X., Li B. and Lian J. (2015). Centrifuge modeling of offshore wind foundations under earthquake loading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 77, 402-415.
29. Bhowmik, R. and Samanta, M. (2013, December 22-24). *Numerical analysis of piledraft foundation under vertical load in stone column improved soil*, Proceedings of the Indian Geotechnical Conference, Roorkee, India, 13-5.
30. Zahmatkesh, A. and Choobbasti, A. J. (2010). Settlement evaluation of soft clay reinforced by stone columns, considering the effect of soil compaction. *International Journal of Research and Reviews in Applied Sciences*, 3, 159-166.
31. Fırat S., Khatib J.M., Yilmaz G. and Comert A.T. (2017). Effect of curing time on selected properties of soil stabilized with fly ash, marble dust and waste sand for road sub-base materials. *Waste Management & Research*, 35(7), 747-756.
32. Pasetto, M. and Baldo, N. (2010). Experimental evaluation of high performance base course and road base asphalt concrete with electric arc furnace steel slags. *Journal of Hazardous Materials*, 181, 938–948.
33. Karadağ, H., Fırat, S. ve Işık, N.S. (2020). Çelikhane Cürufunun Yol Temel ve Alttemel Malzemesi Olarak Kullanılması. *Politeknik Dergisi*, 23, 799-812.
34. Özdoğan, M. S., Şişman, E., Özkan, E., Gür, S., Tombuloğlu, T., Sadık, A. S., Erbay, Ş. ve Parlak, F. (2013, Aralık 5-7). *Ereğli demir ve çelik fabrikasında çelikhane cürufu ile taş kolon uygulaması*, 5. Geoteknik Sempozyumu, Çukurova Üniversitesi, Adana.
35. Hainin, M. R., Aziz, M. M. A., Ali, Z., Jaya, R. P., El-Sergany, M. M. and Yaacob, H. (2015). Steel slag as a road construction material, *Jurnal Teknologi*, 73(4), 33-38.
36. Proctor, D.M., Fehling, K.A., Shay, E.C., Wittenborn, J.L., Avent, C., Bigham R.D., Connolly, M., Lee, B., Shepker, T.O., and Zak, M.A. (2000). “Physical and chemical properties of blast furnace, basic oxygen furnace, and electric arc furnace steel industry slag”, *Environmental Science and Technology*, 34 (8), 1576-1582.
36. Hausmann, M. R. (1990). *Engineering principles of ground modification* (First edition). New York: Mc Graw-Hill, 2-6.
37. Arman, H., Fırat, S., Vural, I. and Gunduz, Z. (2009). Soil and foundation stability improvement by stone column: A case study in adapazari city. *Scientific Research and Essays*, 4(10), 972-983.
38. Castro, J. (2017). Modeling stone columns. *Materials*, 10(7), 782. <https://doi.org/10.3390/ma10070782>
39. Burland, J., Chapman T., Skinner, H. and Brown, M. (2012). *ICE manual of geotechnical engineering, volume II, geotechnical design, construction and verification* (First edition). London: ICE Publishing, 1251.
40. Barksdale, R. D. ve Bachus, R. C. (1983). Design and construction of stone columns- Volume I. Report FHWA/RD-83/02. Springfield, VA, USA: *National Technical Information Service*, 110-127.

41. Brown, R. E. (1977). Vibroflotation compaction of cohesionless soils. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers Journal Geotechnical Engineering Division*, 103 (12), 1437-1451.
42. Hughes, J. M. O. and Withers, N. J. (1974). Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns. *Ground Engineering*, 7(3), 42-49.
43. İnternet: Ortak Araştırma Merkezi Prospektif Teknolojik Araştırmalar Enstitüsü Sürdürülebilir Üretim ve Tüketim Birimi Avrupa IPPC Bürosu. (2010). *Demir Çelik üretimi için mevcut en uygun teknikler (MET) referans belgesi endüstriyel emisyon direktifi, 2010/75 / EU (Entegre kirlilik önleme ve kontrol)*. <https://webdosya.csb.gov.tr/db/ippc/duyurular/dem-r-cel-k-uret-m--met-referans-dokumani-20190107131348.pdf> Son Erişim Tarihi: 15.08.2020.
44. İnternet: T.C. Sanayi ve Teknoloji Bakanlığı. (2020). Demir çelik sektör raporu, sektörel raporlar. *Ankara: T.C. Sanayi ve Teknoloji Bakanlığı*, <https://www.sanayi.gov.tr/plan-program-raporlar-ve-yayinlar/sektor-raporlari/mu2705011404>, Son Erişim Tarihi: 15.08.2020.
45. İnternet: Erdemir. (2020).URL: <https://www.erdemir.com.tr/ana-sayfa/>, Son Erişim Tarihi: 15.08.2020.
46. Türkiye Çelik Üreticileri Derneği. (2015). Demir çelik cüruf raporu. *Ankara: Çevre ve Şehircilik Bakanlığı*, 3-9.
47. Fırat, S. ve Cömert, A. (2013). Uçucu kül, kireç ve çimento ile iyileştirilmiş kaolinde kür süresinin CBR üzerine etkileri. *Gazi Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi Dergisi*, 26(4), 7.
48. İnternet: Sarımurat, S., Taşan, H. E., Işık, N. S. ve Fırat, S. (2020). Taş kolon performanslarının hipoplastik model ile analizi. *Politeknik Dergisi*. URL: <https://doi.org/10.2339/politeknik.762407>, Son Erişim Tarihi: 02.10.2020.
49. Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1967). *Soil mechanics in engineering practice* (Third edition). New York: John Wiley and Sons, 84,85.
50. Bayraktaroğlu, H. and Taşan, H. E. (2018, June 25-27). *Effects of sandy soils permeability variation on the pore pressure accumulation due to cyclic and dynamic loading*. 9th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE), 443-449, Porto.
51. Tasan, H. E. ve Akdag, C. T. (2018). Açık deniz yapıları kova temel sistemi davranışı üzerinde tekrarlı yük frekansının etkisi. *Teknik Dergi*, 8411–8431.
52. Carrier, W. D. (2003). Goodbye, hazen; hello, kozeny-carman. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, American Society of Civil Engineers*, 129, 1054-1056.
53. Biot, M. A. (1941). General theory of three-dimensional consolidation. *Journal of Applied Physics, American Institute of Physics*, 12, 155-164.

54. Zienkiewicz, O. C. and Shiomi, T. (1984), Dynamic behaviour of saturated porous media; The generalized biot formulation and its numerical solution. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 8, 71-96.
55. Delibalta, M. S. ve Nasuf, E. (2004). Hipoplastik model ile pasa şev stabilite analizi ve rehabilitasyonu. *İstanbul Teknik Üniversitesi Dergisi/D Mühendislik*, 3(2-5), 57-68.
56. Bauer, E. (1996). Calibration of a comprehensive hypoplastic model for granular materials. *Soils and Foundations*, 36, 13-26.
57. Herle, I. (1997). *Hypoplastizität und Granulometrie Einfacher Korngerüste*, Dissertation, Veröffentlichung des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericana in Karlsruhe, Karlsruhe, 1-98.
58. Gudehus, G. (1996). A comprehensive constitutive equation for granular materials. *Soils and Foundations*, 36(1), 13-26.
59. von Wolffersdorff, P. A. (1996). Hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 1(3), 251-271.
60. Niemunis, A. ve Herle, I. (1997). Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials*, 2, 279–299.
61. Taşan, E. H. (2016). Zum tragverhalten von suction-buckets unter zyklisch lateralen einwirkungen. *Bauingenieur*, 496-505.
62. Taşan, H. E., Savidis, S. A. ve Akdağ, C. T. (2014). Açık deniz rüzgar enerjisi türbinleri tekil kazık temellerinin çevresindeki boşluk suyu basıncı gelişimi. *Gazi Üniversitesi Mühendislik-Mimarlık Fakültesi Dergisi*, 29, 331–341.
63. Herle, I. and Gudehus, G. (1998). Determination of parameters of a hypoplastic constitutive model from properties of grain assemblies. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 4, 461-486.
64. Niemunis, A. (2002). *Extended Hypoplastic Models for Soils*, Dissertation, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Bochum, 1-180.
65. Kadliceck, T. (2015). Applying hypoplastic model for soft soils to the analysis of anchored sheeting wall. *Acta Geodynamica et Geomaterialia*, 125-136.
66. Bayraktaroglu, H., Taşan, H. E. ve Huvaj, N. (2018, Eylül 26-28), *Hipoplastik bünye model parametrelerinin kumlu zeminler için belirlenmesi*. Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği 17. Ulusal Konferansı (ZMGM), 285-298. İstanbul Üniversitesi, İstanbul.
67. Kudella, P. and Reul, O. (2002, September 4-6). Hypoplastic analysis of piled refts. *5th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, 389-396. Paris.
68. Miura, K., Maeda, K. and Toki, S. (1997). Method of measurement for the angle of repose of sands. *Soils and Foundations*, 37, 89-96.

69. Hazen, A. (1892). Some physical properties of sands and gravels, with special reference to their use in filtration, 24th annual report. *Massachusetts State Board of Health*, 34, 539-556.
70. Fair, G. M., Hatch, L. P. and Hudson, H. E. (1933). Fundamental factors governing the streamline flow of water through sand (with discussion). *Journal American Water Works Association*, 25, 1551-1565.
71. Lysmer, J. and Kuhlemeyer, R. L. (1969). Finite dynamic model for infinite media. *Journal of the Engineering Mechanics Division American Society of Civil Engineers*, 95, 859-877.
72. Shen, Y. and Giurgiutiu, V. (2015). Effective non-reflective boundary for Lamb waves: Theory, finite element implementation, and applications. *Wave Motion*, 58, 22-41.
73. Liu, J., Du, Y., Du, X., Wang, Z. and Wu, J. (2006). 3d viscous-spring artificial boundary in time domain. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 5, 93-102.
74. Firat, S., Isik, N.S., Arman, H., Demir, M. and Vural, I. (2016). Investigation of the soil amplification factor in the Adapazari region. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 75, 141-152.
75. Akgün, M., Gönenç, T., Pamukçu, O., Özyalın, Ş. ve Özdağ, Ö. C. (2013). Mühendislik ana kayasının belirlenmesine yönelik jeofizik yöntemlerin bütünleşik yorumu: İzmir yeni kent merkezi uygulamaları. *Jeofizik Dergisi*, 18, 67-80.
76. Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering* (First edition). New Jersey: Prentice-Hall, 19.
77. Soil, S., Arman, H. and Kutanis, M. (2009). Assessment of liquefaction susceptibility of Adapazari city after 17th August, 1999 Marmara earthquake. *Scientific Research and Essays*, 4(10), 1012-1023.
78. Firat, S. (2009). Stability analysis of pile slope system. *Scientific Research and Essays*, 4(9), 842-852
79. İnternet: Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada. URL: <http://www.nserc-crsng.gc.ca>, Son Erişim Tarihi: 15.09.2020.
80. Phillips, R., Tu, M. and Coulter, S. (2004). Earthquake induced damage mitigation from soil liquefaction. Data Report-Centrifuge Test CT4. Report; R-04-030-145. *Contract Report Prepared for University of British Columbia.*, Columbia: C-CORE, 5-13.
81. İnternet: Jafari-Mehrabadi, A. ve Popescu, R. (2007). *Mitigative measures against soil liquefaction: numerical modeling and centrifuge experiments. Canadian Geotechnical Journal*, in review. URL: https://www.researchgate.net/publication/228390311_Mitigative_measures_against_soil_liquefaction_numerical_modeling_and_centrifuge_experiments. Son Erişim Tarihi: 02.10.2020.

82. López-Querol, S. and Blázquez, R. (2007). Validation of a new endochronic liquefaction model for granular soil by using centrifuge test data. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27, 920-937.
83. Holler, S. (2006). *Dynamisches Mehrphasenmodell mit Hypoplastischer Materialformulierung der Feststoffphase*, Dissertation, Fakultät für Bauingenieurwesen der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, Aachen, 124.
84. Jafari-Mehrabadi, A. and Popescu, R. (2004, October 24-26). *Effects of partial saturation on liquefaction*. Proceedings of the 57th Canadian Geotechnical Conference Session 2E, 14-19. Quebec City, Canada,
85. Jafari, A. (2005). *Comparisons of the predicted and recorded responses at locations of different transducers in test CT2*. Earthquake Induced Damage Mitigation from Soil Liquefaction, 1-7. Memorial University of Newfoundland, Canada.
86. Jafari, A. (2005). *Comparisons of the predicted and recorded responses at locations of different transducers in test CT3*. Earthquake Induced Damage Mitigation from Soil Liquefaction, 1-5. Memorial University of Newfoundland, Canada.
87. Jafari, A. (2005). *Class A prediction for liquefaction remediation initiative centrifuge test 4 (LRICT4) (Mitigation using a drainage dyke)*. Earthquake Induced Damage Mitigation from Soil Liquefaction, 5-9. Memorial University of Newfoundland, Canada.
88. Winde, H. P. (2015). *Finite Element Modelling for Earthquake Loads on Dykes*, Master of Science Thesis, Delft University of Technology, Delft, 48-52.
89. Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı. (2018). *Türkiye Bina deprem yönetmeliği, yönetmelik*. Ankara: Resmi Gazete, 345, 346.
90. İnternet: TMMOB Jeoloji Mühendisleri Odası. (2019). *Türkiye bina deprem yönetmeliği-2018 ile uyumlu basitleştirilmiş zemin sıvılaşma potansiyeli analizi ve sıvılaşma sonrası oturma, yanal deformasyon, kayma dayanımı kaybı ve kapak tabakası etkisi hesap cetveli kullanım kılavuzu*. https://www.jmo.org.tr/resimler/ekler/bb07e43897e7ded_ek.pdf, Son Erişim Tarihi: 07.10.2020.
91. Ishihara, K. and Yoshimine, M. (1992). Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes. *Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 32(1), 173-188.
92. Akcalı, E., Arman, H., Fırat, S., Saltabas, L. and Gunduz, Z. (2010). Rainfall thresholds for the initiation of landslides in Trabzon province of Turkey. *International Journal of Engineering and Applied Sciences*, 2(4) , 14-26.
93. Yildirim, I. Z. and M. Prezzi. (2009). Use of steel slag in subgrade applications. Final Report; FHWA/IN/JTRP-2009/32, SPR-3129, 149-229. *West Lafayette: INDOT Research*, 66-72.

94. Zeller, J. and Wullimann, R. (1957, August 12-24). *The shear strength of the shell materials for the goschenenalp dam, Switzerland*. Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2, 399-404. London.
95. Lowe, J. (1964, May 4-8). *Shear strength of coarse embankment dam materials*. Proceedings of the 8th Int. Congress on Large Dams, 3, 745-761, Edinburgh.
96. Frost, R. J. (1973). *Some testing experiences and characteristics of boulder-gravel fills in earth dams; Evaluation of relative density and its role in geotechnical projects involving cohesionless soils (STP523)*. ASTM. West Conshohocken, PA, 207-252.
97. Qi, S., Cui, Y. J., Dupla, J. C., Chen, R. P., Wang, H. L., Su, Y., Lamas Lopez, F. and Canou, J. (2020). Investigation of the parallel gradation method based on the response of track-bed materials under cyclic loadings. *Transportation Geotechnics*, 24.
98. Wang, H. L., Cui, Y. J., Lamas Lopez, F., Calon, N., Saussine, G., Dupla, J. C., Canou, J., Aïmedieu, P. and Chen, R. P. (2018). Investigation on the mechanical behavior of track-bed materials at various contents of coarse grains. *Construction and Building Materials*, 164, 228-237.
99. Grubeša, I. N., Barišić, I., Fucic, A. and Bansode, S. S. (2016). *Characteristics and uses of steel slag in building construction* (First edition). Duxford, UK: Woodhead Publishing, 147.
100. ASTM D 3080 (2011). *Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions*. Annual Book of ASTM Standards. West Conshohocken, PA.: ASTM International, 347-352.
101. Meier, T. (2009). *Application of Hypoplastic and Viscoplastic Constitutive Models for Geotechnical Problems*, Dissertation, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Karlsruhe, 75.
102. Chesner, W.H., Collins, R.J., MacKay, M.H. (1997). *User Guidelines for Waste and By-product Materials in Pavement Construction*. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Publication No. FHWA-RD, 97-148.
102. Yoshimi, Y. and Tokimatsu, K. (1977). Settlement of buildings on saturated sand during earthquakes. *Soils Found*, 17(1), 23-28.
103. Whitman, R. V., Lambe, P. C. (1988, April 25-27). *Earthquake like shaking of a structure founded on saturated sand*. Proceedings of the International Conference on Geotechnical Centrifuge Modeling. 529, 38. Paris.
104. Liu, L. and Dobry, R. (1997). Seismic response of shallow foundation on liquefiable sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, American Society of Civil Engineers*, 123(6), 557-567.
105. Adalier, K., Elgamal, A. W. and Martin, G. R. (1998). Foundation liquefaction countermeasures for earth embankments. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, American Society of Civil Engineers*, 124(6), 500-517.

106. Adalier, K., Zimmie, T. F. and Pamuk, A. (2002, June 23-28). *Seismic behavior of rubble-mound moles on sandy marine deposits*. Proceedings of the 21st International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering. Oslo, Norway.

ÖZGEÇMİŞ

Kişisel Bilgiler

Soyadı, adı : SARIMURAT, Sacit
 Uyruğu : T.C.
 Doğum tarihi ve yeri : 01.07.1977, Van
 Medeni hali : Evli
 Telefon : 0 (532) 650 85 11
 e-mail : ssarimurat@gmail.com



Eğitim

Derece	Eğitim Birimi	Mezuniyet Tarihi
Doktora	Gazi Üniversitesi / İnşaat Mühendisliği	Devam ediyor
Yüksek lisans	Syracuse Üniversitesi / İnşaat Mühendisliği	2005
Lisans	Eskişehir Osmangazi Üniversitesi / İnşaat Mühendisliği	1999
Lise	Vangölü Anadolu Lisesi	1995

İş Deneyimi

Yıl	Yer	Görev
2015-Halen	TÜBİTAK Uzay Tek. Ar. Enst.	Başuzman Araştırmacı
2013-2015	TKDK Van İl Koordinatörlüğü	IPARD Uzmanı
2006-2013	Atak Kz. Construction	Yön. Kur. Başkanı
2004-2006	Syracuse Üniversitesi	Araştırma Görevlisi
2004	Efor İnşaat	Proje Koordinatörü
2001-2004	Biat İnşaat	Kontrol Mühendisi
1999-2001	İhlas İnşaat	Kontrol Mühendisi

Yabancı Dil

İngilizce, Rusça, Kazakça

Yayınlar

1. Sarımurat S., Taşan H. E., Işık N. S. ve Fırat S. (2020). Taş kolon performanslarının hipoplastik model ile analizi. *Politeknik Dergisi*. URL: <https://doi.org/10.2339/politeknik.762407>. Son Erişim Tarihi: 02.10.2020.
2. Sarımurat, S., Fırat, S., Işık, N. S. ve Taşan, H. E. (2019, Kasım 7-10). *Bir santrifüj testinin hipoplastik model kullanılarak sayısal analizi*. 2nd International Turkish World Engineering and Science Congress. Antalya. 3, 79-86.
3. Sarımurat, S., Fırat, S., Işık, N. S. and Taşan, H. E. (2019). *Numerical investigation of stone columns produced from steel slag*. Proceedings of the 3rd International Conference on Environmental Geotechnology, Recycled Waste Materials and Sustainability Engineering, İzmir.
4. Sarımurat, S., Fırat, S., Işık, N. S. and Taşan, H. E. (2019). *Steel slag columns for liquefaction prevention*. Proceedings of the 3rd International Conference on Environmental Geotechnology, Recycled Waste Materials and Sustainability Engineering, İzmir.

Hobiler

Yüzme, koşu ve doğa gezileri.



GAZİ GELECEKTİR..