

**T.C.
YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**YÜKSEK MODÜLLÜ KOLONLARLA İYİLEŞTİRİLMİŞ
SIVILAŞABİLİR ZEMİNLERİN DAVRANIŞININ İNCELENMESİ**

SELÇUK DEMİR

**DOKTORA TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
GEOTEKNİK PROGRAMI**

**DANIŞMAN
DOÇ. DR. PELİN ÖZENER**

İSTANBUL, 2019

T.C.
YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

YÜKSEK MODÜLLÜ KOLONLARLA İYİLEŞTİRİLMİŞ
SIVILAŞABİLİR ZEMİNLERİN DAVRANIŞININ İNCELENMESİ

Selçuk DEMİR tarafından hazırlanan tez çalışması 01.08.2019 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda **DOKTORA TEZİ** olarak kabul edilmiştir.

Tez Danışmanı

Doç. Dr. Pelin ÖZENER
Yıldız Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri

Doç. Dr. Pelin ÖZENER
Yıldız Teknik Üniversitesi

Prof. Dr. Mehmet BERİLGİN
Yıldız Teknik Üniversitesi

Dr. Öğr. Üyesi Ece BAYAT
İstanbul Teknik Üniversitesi

Prof. Dr. Murat MONKUL
Yeditepe Üniversitesi

Doç. Dr. Havvanur KILIÇ
Yıldız Teknik Üniversitesi

ÖNSÖZ

Öncelikle doktora başladığım ve bitirdiğim süre zarfı içerisinde birçok kişiye desteklerinden ötürü minnettarım. Onların desteği olmadan bu tezi tamamlamam mümkün olamazdı.

Tez çalışmam sürecinde desteği, anlayışı, ilgisi ve yapmış olduğu rehberlik ile bana her zaman yardımcı olan tez danışmanım Doç. Dr. Pelin Özener'e en derin şükranlarımı sunarım. Ayrıca, tez ara rapor sunumlarımda yararlı ve yapıcı eleştiri ile sundukları değerli öneriler için tez izleme komitesinde yer alan hocalarım Prof. Dr. Mehmet Berilgen ve Dr. Öğr. Üyesi Ece Bayat'a teşekkür ederim.

Yine tez çalışmam sırasında vermiş oldukları her türlü destek ve moral için hocalarıma ve iş arkadaşlarıma teşekkür ederim: Prof. Dr. Kutay Özaydın, Prof. Dr. Suat Akbulut, Doç. Dr. Havvanur Kılıç, Doç. Dr. Saadet Berilgen, Arş.Gör. Ali Coşandal, Arş.Gör. Ceren Aydın, Arş.Gör. Murat Gülen, Arş.Gör. Ayşenur A. Fidan, Dr. Mustafa Kirkit, İnş.Yük.Müh. Babak Rouzegari, İnş.Yük.Müh -Jeof. Müh. Lale Öner.

Hedefime doğru bir şekilde ilerlememde beni sürekli teşvik eden ve destekleyen tüm arkadaşlarıma da ayrıca teşekkür etmek istiyorum.

Hayatım boyunca karşılaştığım zorlukları aşmamda bana her zaman destek olan, güç veren ve her zaman ayaklarımın üstümde durmamı sağlayıp benim bu günlere gelmemi sağlayan, borçlarını asla ödeyemeyeceğim çok sevgili anneme, çok sevgili babama, çok sevgili ablama ve kardeşime teşekkür ederim.

Son olarak, sevgili eşim Selvinaz Demir'e, bu zorlu yolda göstermiş olduğu arkadaşlık, sevgi, cesaret, sabır, duygusal destek ve büyük bir anlayış için teşekkür ediyorum. Ayrıca, doktora tezim esnasında dünyaya gelen canım kızım Aişe Firdevs Demir ve canım oğlum Ahmet Furkan Demir'in bana kattıkları ekstra sorumluluk sebebiyle onları tüm sevgimle kucaklıyorum. Onların varlığından ve enerjilerinden aldığım destekle tezimi tamamlıyorum. İyi ki varsınız. Hepinize teşekkürler.

Ağustos, 2019

Selçuk DEMİR

İÇİNDEKİLER

Sayfa

SİMGE LİSTESİ.....	vii
KISALTMA LİSTESİ	xi
ŞEKİL LİSTESİ.....	xii
ÇİZELGE LİSTESİ	xvii
ÖZET	xviii
ABSTRACT.....	xx
BÖLÜM 1	
GİRİŞ	1
1.1 Literatür Özeti.....	2
1.2 Tezin Amacı.....	4
1.3 Hipotez.....	5
1.4 Tez Organizasyonu	5
BÖLÜM 2	
LİTERATÜR DETAYI	8
2.1 Sıvılaşma Kavramı ve Sıvılaşabilir Zeminlerin Belirlenmesi	8
2.1.1 Sıvılaşma Mekanizması.....	8
2.1.2 Zeminlerin Sıvılaşma Potansiyelinin Belirlenmesi	12
2.2 Sıvılaşmaya Bağlı Oluşan Hasarlar ve Göçme Mekanizmaları.....	16
2.2.1 Taşıma Gücü Kaybı ve Oturmalar.....	17
2.2.2 Yanal Akma	19
2.2.3 Yüzey Salınımlarına Bağlı Göçmeler.....	20
2.2.4 Akma Göçmesi	21
2.3 Sıvılaşmaya Bağlı Hasarların Giderilmesine Yönelik Uygulanan Yöntemler	23
2.3.1 Sıkılaştırma.....	24
2.3.2 Katılaştırma veya Fiziksel-Kimyasal Modifikasyon	25
2.3.3 Drenaj ve Susuzlaştırma	26
2.3.4 Güçlendirme	27

2.3.5	YMK ile İyileştirilmiş Zeminlerde Sismik Kayma Gerilmesi ve Sismik Kayma Şekil Değiştirme Davranışı	35
-------	---	----

BÖLÜM 3

SIVILAŞMA ANALİZLERİNDE KULLANILAN BÜNYE MODELLERİ.....	48
3.1 Bütünleşik (<i>Coupled</i>) Hidro-Mekanik Zemin Davranışı	49
3.2 Sivilaşma Bünye Modelleri	50
3.2.1 UBC3D-PLM Model	53
3.2.2 Pressure Dependent Multiyield Model (PDMY02).....	59

BÖLÜM 4

YMK İLE İYİLEŞTİRİLMİŞ SIVILAŞABİLİR ZEMİNLERİN DAVRANIŞININ 2D SAYISAL ANALİZLER İLE İNCELENMESİ	64
4.1 Model Santrifüj Deneyi	64
4.2 UBC3D-PLM Model için Gerekli Kalibrasyon Adımları	67
4.3 Sayısal Model	71
4.4 2D Sayısal Analiz Sonuçları	78
4.4.1 Artık Boşluk Suyu Basınçlarının Karşılaştırılması	78
4.4.2 İvme-Zaman Değişimlerinin Karşılaştırılması	82
4.4.3 Deplasman Değişimlerinin Karşılaştırılması.....	86
4.4.4 Kayma Gerilmesi-Kayma Şekil Değiştirmesi Davranışı.....	89
4.4.5 Kayma Gerilmesi Azaltma Oranlarının ve Kayma Şekil Değiştirmesi Uyumluluğunun İncelenmesi.....	95
4.5 Bölüm Özeti ve Sonuçlar	97

BÖLÜM 5

YMK İLE İYİLEŞTİRİLMİŞ SIVILAŞABİLİR ZEMİNLERİN DAVRANIŞININ 3D SAYISAL ANALİZLER İLE İNCELENMESİ	99
5.1 OpenSees ve OpenSeesPL	99
5.2 Sayısal Model	100
5.3 PDMY02 ve PIMY Model için Gerekli Kalibrasyon Adımları.....	104
5.4 3D Sayısal Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi	107
5.4.1 Artık Boşluk Suyu Basınçlarının Karşılaştırılması	108
5.4.2 İvme-Zaman Değişimlerinin Karşılaştırılması	112
5.4.3 Deplasman Değişimlerinin Karşılaştırılması.....	115
5.4.4 Kayma Gerilmesi-Kayma Şekil Değiştirmesi Davranışı.....	117
5.4.5 Kayma Gerilmesi Azaltma Oranlarının ve Kayma Şekil Değiştirmesi Uyumluluğunun İncelenmesi.....	126
5.5 Bölüm Özeti ve Sonuçlar	130

BÖLÜM 6

YMK İLE İYİLEŞTİRİLMİŞ SIVILAŞABİLİR ZEMİNLERİN DAVRANIŞININ PARAMETRİK ANALİZLER İLE İNCELENMESİ	133
6.1 Parametrik Analizler için Oluşturulan Hipotetik Zemin Profili	133
6.2 Birim Hücre Modeli ile Gerçekleştirilen Analizler	134

6.3	Birim Hücre Yöntemi ile Gerçekleştirilen Sayısal Analiz Sonuçlarından Elde Edilen Verilerin Değerlendirilmesi	138
6.3.1	Serbest Saha Durumunda Elde Edilen Sonuçların İncelenmesi (Durum I) ..	139
6.3.1.1	K_G ve γ_r Değerlerinin Değişiminin İncelenmesi.....	139
6.3.1.2	PGA Değişimlerinin İncelenmesi.....	153
6.3.1.3	İvme (a_{maks}) Değerlerinin Derinlikle Değişiminin İncelenmesi	155
6.3.1.4	F_s Değişimlerinin İncelenmesi	157
6.3.1.5	r_u Değişimlerinin İncelenmesi	160
6.3.1.6	Yatay ve Düşey Deplasman Değişimlerinin İncelenmesi	162
6.3.2	Sürşarj Durumunun Etki Etmesi Halinde Elde Edilen Sonuçların İncelenmesi (Durum II)	164
6.3.2.1	K_G ve γ_r Değerlerinin Değişiminin İncelenmesi.....	164
6.3.2.2	PGA Değişimlerinin İncelenmesi.....	176
6.3.2.3	İvme (a_{maks}) Değerlerinin Derinlikle Değişiminin İncelenmesi	178
6.3.2.4	F_s Değişimlerinin İncelenmesi	180
6.3.2.5	r_u Değişimlerinin İncelenmesi	182
6.3.2.6	Yatay ve Düşey Deplasman Değişimlerinin İncelenmesi	184
6.3.2.7	Tepki Spektrumlarının İncelenmesi	185
BÖLÜM 7		
SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....		189
7.1	Sonuçlar	189
7.2	Öneriler	193
KAYNAKLAR		195
ÖZGEÇMİŞ		208

SİMGE LİSTESİ

a	Plastik potansiyel fonksiyon katsayısı
a	İvme
a_{1-8}	İvmeölçerler
a_{max}	Pik yüzey ivmesi
$a_{maks,I}$	İyileştirilmiş zeminde oluşan pik yüzey ivmesi
$a_{maks,U}$	İyileştirilmemiş zeminde oluşan pik yüzey ivmesi
A	Toplam plan alanı
A_c	YMK plan alanı
A_r	Alan yer değiştirme oranı
A_s	Zemin plan alanı
B	Zemin iskeleti bulk modülü
B_{ref}	Referans bulk modülü
c	kohezyon
c'	Efektif kohezyon
c'_{ref}	Efektif referans kohezyon
c_s	Zemin kohezyonu
c_w	Eşdeğer duvar kohezyonu
c_1, c_2, c_3	Sıkışma parametreleri
C	Sönüm katsayısı
C_G	Eşdeğer kayma faktörü
C_σ	Zemin yükü düzeltme faktörüne bağlı katsayı
CSR_I	İyileştirilmiş zemine ait çevrimsel gerilme oranı
CSR_U	İyileştirilmemiş zemine ait çevrimsel gerilme oranı
d	Gerilme bağımlılık katsayısı
d_c	YMK çapı
d_w	Eşdeğer duvar genişliği
$d\epsilon_v^p$	Plastik hacimsel şekil değiştirme artışı
$d\lambda$	Plastik şekil değiştirme artış çarpanı
$d\gamma^p$	Plastik kayma şekil değiştirmesi artışı
d_1, d_2, d_3	Genleşme parametreleri
D_r	Rölatif sıkılık
e	Boşluk oranı
e_{maks}	Maksimum boşluk oranı
e_{min}	Minimum boşluk oranı
E_c	YMK elastisite modülü
E_s	Zemin elastisite modülü
E_w	Eşdeğer duvar elastisite modülü

E_{50}^{ref}	Sekant elastisite modülü
E_{oed}^{ref}	Odeometre elastisite modülü
E_{ur}^{ref}	Yükleme/boşaltma elastisite modülü
f	Akma fonksiyonu
f_{achar}	Sıkılaşma faktörü
f_{acpost}	Sıvılaşma sonrasını kontrol eden faktör
f_m	Akma yüzeyi fonksiyonu
f_n	Zeminin doğal frekansı
FC	İnce dane oranı
Fs	Sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı
g	Plastik potansiyel fonksiyon
G_c	YMK'a ait kayma modülü
$G_{maks,oct}$	Oktohedral (sekizyüzlü) kayma modülü
G_r	Kayma modülü oranı
G_{ref}	Referans kayma modülü
G_s	Zemine ait kayma modülü
G_s	Özgül yoğunluk
H	Zemin tabaka kalınlığı
$hard$	Gevşek zeminler için sıkılaştırma doğrulama faktörü
k	Permeabilite katsayısı
k_B^e	Elastik bulk modülü sayısı
k_G^e	Elastik kayma modülü sayısı
k_G^p	Plastik kayma modülü sayısı
K	Rijitlik matrisi
K'	Zeminin drenajlı bulk modülü
K_0, K_0^{nc}	Sükûnet durum katsayısı
K_B^e	Elastik bulk modülü
K_G^e	Elastik kayma modülü
K_G^p	Plastik kayma modülü
$K_{G,birincil}^p$	Başlangıç plastik kayma modülü
K_{ac}	YMK için aktif Rankine katsayı
K_G	Kayma gerilmesi azaltma faktörü
K_σ	Zemin yükü düzeltme faktörü
K_u	Zeminin drenajsız bulk modülü
K_w	Suyun bulk modülü
liq_1, liq_2	Sıvılaşma kaynaklı tetiklenen plastik şekil değiştirme birikim mekanizmasını kontrol eden parametreler
LL	Likit limit
$LPV_{1,2,3}$	Düşey deplasman basıncı ölçerler
M	Zemin kütle matrisi
$\mathbf{M}$	Akma yüzeyi boyutu
$\mathbf{M}_f$	Göçme yüzeyi boyutu
MSF	Deprem büyüklüğü derecelendirme katsayısı
m	Derinlik-gerilme ilişkisine bağlı üssel katsayı
me	Elastik bulk modülü indisi
n	Porozite
n^*	Malzeme parametresi

ne	Elastik kayma modülü indisi
np	Plastik kayma modülü indisi
n_{rev}	Yarım çevrim sayısı
n_0	İyileştirme faktörü
N	Bina kat sayısı
$N_{1,60}$	Düzeltilmiş SPT N değeri
P_A	Atmosfer basıncı (100 kPa)
P_{ref}	Referans basınç
$P_{1,2,3}$	Boşluksuyu basıncı ölçerler
PI	Plastisite indisi
p'	Ortalama efektif gerilme
p'_0	Küçük pozitif sabit
p'_r	Referans çevre basıncı
p_{ref}	Referans gerilme
p_w	Boşluksuyu basıncı
q	Deviatör gerilme
r_d	Derinlik faktörü
$r_{d,I}$	İyileştirilmiş zemine ait derinlik faktörü
$r_{d,U}$	İyileştirilmemiş zemine ait derinlik faktörü
r_u	Boşluksuyu basıncı oranı
R_{amax}	Pik yüzey ivme oranı
R_{CSR}	CSR azaltma faktörü
R_{rd}	Kayma gerilmesi azaltma faktörü (K_G)
R_f	Göçme oranı
s	YMK'ların merkezden merkeze olan uzaklığı
$\mathbf{s}$	Deviatorik gerilme tensörü
t	Zaman
u	Boşluk suyu basıncı
$u_{x,y}$	Yatay ve düşey deplasman
V_s	Zeminin kayma dalgası hızı
w	Doğal su muhtevası
z	Derinlik
α	Gerilme oranı
$\boldsymbol{\alpha}$	İkinci dereceden deviatorik tensör
α_R, β_R	Rayleigh sönüm katsayıları
Δu	Artış boşluk suyu basıncı
$\boldsymbol{\delta}$	İkinci dereceden benzerlik tensörü
ϵ_{dil}	Plastik deviatorik şekil değiştirmelerin toplamı
ϵ_v	Sıvının hacimsel şekil değiştirme değeri
ϕ'	Efektif içsel sürtünme açısı
ϕ_c	YMK içsel sürtünme açısı
ϕ'_{cv}	Efektif sabit hacim içsel sürtünme açısı
ϕ'_{mob}	Efektif mobilize olmuş içsel sürtünme açısı
ϕ'_p	Efektif pik içsel sürtünme açısı
$\phi^{o_{PT}}$	Faz dönüşüm açısı
ϕ_s	Zeminin içsel sürtünme açısı
$\phi^{o_{txc}}$	Üç eksenli kayma mukavemeti açısı
ϕ_w	Eşdeğer duvar içsel sürtünme açısı

γ	Kayma şekil değıştirmesi
γ_c	YMK'da oluşan kayma şekil değıştirmesi
γ_k	Kuru birim hacim ağırlık
γ_d	Doygun birim hacim ağırlık
$\gamma_{maks,r}$	Maksimum oktohedral (sekizyüzlü) kayma şekil değıştirmesi
γ_r	Kayma şekil değıştirmesi oranı
γ_s	Zeminde oluşan kayma şekil değıştirmesi
γ_{su}	Suyun birim hacim ağırlığı
η	Düşey gerilme oranı
ν	Poisson oranı
ν'	Drenajlı Poisson oranı
ν_u	Drenajsız Poisson oranı
ν'_{ur}	Yükleme boşaltma Poisson oranı
ρ	Yoğunluk
σ_0	İstenilen derinlikteki toplam gerilme
σ'	Efektif Cauchy gerilme tensörü
$\sigma'_{1,3}$	Asal gerilmeler
$\sigma'_{maks,min}$	Maksimum ve minimum asal efektif gerilme
σ_t	Çekme kesimi (cut-off)
σ_v	Düşey toplam gerilme
σ'_v	Düşey efektif gerilme
σ'_{v0}	Başlangıç düşey efektif gerilme değeri
θ	Eğilme deformasyonu
θ	Lode açısı
τ	Kayma gerilmesi
τ'	Efektif kayma mukavemeti
τ_c	YMK'da oluşan kayma gerilmesi
τ_s	Zeminde oluşan kayma gerilmesi
$\tau_{s,I}$	İyileştirilmiş zeminde oluşan kayma gerilmesi
$\tau_{s,U}$	İyileştirilmemiş zeminde oluşan kayma gerilmesi
ψ	Dilatasyon açısı
ψ_m	Mobilize olmuş dilatasyon açısı

KISALTMA LİSTESİ

CDSS	Çevrimsel Direkt Basit Kesme
CSR	Çevrimsel Gerilme Oranı
CRR	Çevrimsel kayma direnci
CPT	Koni Penetrasyon Deneyi
DSS	Direkt Basit Kesme
GUI	Grafiksel Kullanıcı Ara Yüzü
HSM	Hardening Soil Model
LL	Likit Limit
NYS	Akma Yüzeyi Sayısı
PDMY	Pressure Dependent Multiyield Model
PEER	Pasifik Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi
PGA	Pik Yüzey İvmesi
PI	Plastisite İndisi
PIMY	Pressure Independent Multiyield Model
PT	Faz Dönüşüm
SPT	Standart Penetrasyon Deneyi
YMK	Yüksek Modüllü Kolon
2D	İki Boyutlu Model
3D	Üç Boyutlu Model

ŞEKİL LİSTESİ

	Sayfa
Şekil 2.1	Stabil ve sıvılaşmış zeminlere ait bir görünüm [28]..... 10
Şekil 2.2	Gevşek ve sıkı kumların dinamik etkiler altındaki davranışı ve sıvılaşma mekanizması [29] 11
Şekil 2.3	Çin kriterinin oluşturulmasında kullanılan zemin verileri [32] 13
Şekil 2.4	[31] tarafından sunulan ince daneli zeminlerin sıvılaşabilirlik kriteri.... 14
Şekil 2.5	Şematik olarak kum-benzeri ve kil-benzeri davranışın gösterimi [37] .. 15
Şekil 2.6	(a) Monterey kumuna ait çevrimsel direnç değerlerinin silt içeriğine bağlı olarak değişimi, (b) %30 rölatif sıkılığa sahip Yatesville kumunun çevrimsel direnç dağılımı [50] 16
Şekil 2.7	Sıvılaşma kaynaklı düşey oturmalar neticesinde oluşabilecek göçme mekanizmalarının şematik olarak gösterimi [31]..... 18
Şekil 2.8	Nehir yatağı yakınında oluşan yanıl akma (a) deprem öncesi, (b) deprem sonrası görünüm. Sıvılaşan zeminin yanıl hareketi sonucunda zemin yüzeyi bloklara ayrılmakta ve bu bloklarda eğilmeler veya farklı oturmalar yaşanabilmektedir [5] 20
Şekil 2.9	Yüzey salınımı hasarına ait bir görünüm, (a) deprem öncesi durum, (b) deprem sonrasında oluşan profil [5]..... 21
Şekil 2.10	Sıvılaşmaya bağlı oluşan hasarlar ve sıvılaşmanın altyapı ve üst yapı sistemlerine olan etkisi [63] 22
Şekil 2.11	Farklı türdeki zemin iyileştirme teknikleri için uygulanabilir zemin aralıkları [67]..... 24
Şekil 2.12	Uygulamada sıklıkla kullanılan sıkılaştırma teknikleri (a) dinamik kompaksiyon, (b) kompaksiyon groutu, (c) vibro-yerdeğiştirme, (d) vibro-değiştirme [73]..... 25
Şekil 2.13	Katılaştırma teknikleri (a) Jet grout, (b) ıslak derin karıştırma, (c) kuru derin karıştırma [73]..... 26
Şekil 2.14	YMK ile yapılan güçlendirme çalışmalarında kullanılan dizilimler (a) ayırık kolonlar, (b) ayırık-kesişen kolonlar, (c) kafes-kesişen kolonlar... 28
Şekil 2.15	Taş kolon- zemin sistemi içerisinde kayma gerilmeleri yayılımı için idealize edilmiş arazi koşulları [9] 36
Şekil 2.16	Kayma gerilmesi azaltma faktörünün A_r ve G_r 'ye bağlı olarak değişimi [9] 38
Şekil 2.17	Kayma gerilmesi azaltma faktörünün A_r ve G_r 'ye bağlı olarak değişimi [87] 38
Şekil 2.18	Gerilme Oranının (α), ϕ_c ve $1/A_r$ ile olan değişimi [88]..... 39
Şekil 2.19	Rijit kolon- zemin sisteminin deforme olmuş hali [21]..... 41
Şekil 2.20	Kayma ve eğilme deformasyonlarının şematik gösterimi [21] 41

Şekil 2.21	Derinlik boyunca kayma deformasyonları katkısının değişimi [21]	42
Şekil 2.22	Kolonda ve zeminde oluşan kayma gerilmelerinin ve kayma şekil değiştirmelerinin pik değerleri [21].....	42
Şekil 2.23	Green vd. (2008) [20] tarafından sayısal analizlerde kullanılan sonlu elemanlar modeli (a) model boyutları görünümü, (b) DYNAFLOW ağ görünümü	43
Şekil 2.24	Sayısal analizlerde kullanılan OpenSees sonlu elemanlar model görünümü [24].....	44
Şekil 2.25	10 farklı deprem kaydının uygulanması sonucunda elde edilen R_{rd} , R_{CSR} ve γ_r değerlerinin derinlikle değişimi [24]	46
Şekil 2.26	(a) A_r ve G_r 'ye bağlı R_{rd} değişimi, (b) γ_r 'nin G_r bağlı olarak değişimi [24]	47
Şekil 3.1	Deviatörük düzlemde akma yüzeyinin yansıması [132]	55
Şekil 3.2	Akma yüzeylerinin p-q uzayında görünümü [134].....	55
Şekil 3.3	Orijinal UBCSAND pekleşme kuralı [125].....	56
Şekil 3.4	UBC3D-PLM modelde kullanılan modifiye edilmiş akma kuralının gösterimi [132]	57
Şekil 3.5	Zeminin nonlinear kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirmesi tepkisinin parça parça lineer eğriler ile gösterimi [104]	59
Şekil 3.6	Asal gerilme uzayı ve deviatorik düzlemde konik akma yüzeylerinin gösterimi [136, 137]	60
Şekil 3.7	Zeminin nonlinear kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirmesi davranışı için hiperbolik omurga eğrisinin gösterimi [128]	61
Şekil 3.8	PDMY02 modelinde gerilme-şekil değiştirme ve drenajsız efektif gerilme izi [136, 137]	62
Şekil 4.1	Tez kapsamında modellenen Model 1 (iyileştirilmemiş zemin) ve Model 2 (iyileştirilmiş zemin) santrifüj deneylerine ait görünümeler.....	66
Şekil 4.2	Santrifüj deneyinde kullanılan zeminlerin CSR değerlerinin çevrim sayısına bağlı olarak azalımı	69
Şekil 4.3	Nevada kumu üzerinde gerçekleştirilen deneysel çalışmaların ve elde edilen sayısal analiz model sonuçlarının karşılaştırılması (a) DSS Deneyi (b) CDSS Deneyi.....	70
Şekil 4.4	Model deneylerde kullanılan deprem kayıtları (a) Model 1-yüksek ivme, (b) Model 1- düşük ivme, (c) Model 2- yüksek ivme, (d) Model 2- düşük ivme	72
Şekil 4.5	Model 1 deneyine ait sayısal model görünümü	73
Şekil 4.6	İyileştirilmiş zemin profilini modellemede kullanılan yöntemler (a) 3D model geometrisi, (b) Yöntem 1 ile oluşturulan eşdeğer 2D model, (c) Yöntem 2 ile oluşturulan eşdeğer 2D model.....	77
Şekil 4.7	Yöntem 2 kullanılarak oluşturulan Model 2'ye ait mesh görünümü.....	77
Şekil 4.8	Model 1'e ait r_u değişimleri (a) düşük ivme ($a_{maks}= 0,13g$), (b) yüksek ivme ($a_{maks}= 0,54g$).....	79
Şekil 4.9	Model 1 santrifüj deneyi ile sayısal analiz sonuçlarının karşılaştırılması (a) düşük ivme ($a_{maks}= 0,13g$), (b) yüksek ivme ($a_{maks}= 0,54g$)	80
Şekil 4.10	Model 2 santrifüj deneyi ile Yöntem 1'in kullanılması sonucunda elde dilen sonuçların karşılaştırılması (a) düşük ivme ($a_{maks}= 0,12g$), (b) yüksek ivme ($a_{maks}= 0,46g$)	81
Şekil 4.11	Model 2 santrifüj deneyi ile Yöntem 2'nin kullanılması sonucunda elde edilen sonuçlarının karşılaştırılması (a) düşük ivme ($a_{maks}= 0,12g$), (b) yüksek ivme ($a_{maks}= 0,46g$)	81

Şekil 4.12	Model 1 deneyine ait ivme-zaman değişimlerinin karşılaştırılması (a) düşük ivme ($a_{maks}= 0,13g$), (b) yüksek ivme ($a_{maks}= 0,54g$).....	83
Şekil 4.13	Model 2 santrifüj deneyi ile Yöntem 1'in kullanılması sonucunda elde edilen ivme sonuçlarının karşılaştırılması a) düşük ivme ($a_{maks}= 0,12g$), (b) yüksek ivme ($a_{maks}= 0,46g$).....	84
Şekil 4.14	Model 2 santrifüj deneyi ile Yöntem 2'nin kullanılması sonucunda elde edilen ivme sonuçlarının karşılaştırılması (a) düşük ivme ($a_{maks}= 0,12g$), (b) yüksek ivme ($a_{maks}= 0,46g$).....	86
Şekil 4.15	Model 1 deneyine ait yatay ve düşey deplasman değişimlerinin karşılaştırılması ($a_{maks}= 0,54g$)	87
Şekil 4.16	Sayısal analiz sonucunda elde edilen artık boşluksuyu basıncı ve oturma değerlerinin zamana bağlı olarak karşılaştırılması	88
Şekil 4.17	Model 2 ($a_{maks}= 0,46g$) deney verilerinin sayısal analiz sonuçları ile karşılaştırılması a) Yöntem 1, b) Yöntem 2	89
Şekil 4.18	Yüksek girdi deprem hareketinde oluşan 4 m ve 6 m derinliklerdeki kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirmesi çevrimleri.....	91
Şekil 4.19	Düşük girdi deprem hareketinde oluşan 4 m ve 6 m derinliklerdeki kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirmesi çevrimleri.....	92
Şekil 4.20	Yüksek girdi deprem hareketinde oluşan 4 m ve 6 m derinliklerdeki kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirmesi çevrimleri (Yöntem 1)	93
Şekil 4.21	Düşük girdi deprem hareketinde oluşan 4 m ve 6 m derinliklerdeki kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirmesi çevrimleri (Yöntem 1)	93
Şekil 4.22	Yüksek girdi deprem hareketinde oluşan 4 m ve 6 m derinliklerdeki kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirmesi çevrimleri (Yöntem 2)	94
Şekil 4.23	Düşük girdi deprem hareketinde oluşan 4 m ve 6 m derinliklerdeki kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirmesi çevrimleri (Yöntem 2)	94
Şekil 4.24	$K_{G,mod}$, K_G ve γ_r sayısal analiz sonuçlarının diğer yöntemler ile karşılaştırılması (a) Yöntem 1, (b) Yöntem 2	95
Şekil 5.1	Model 2 deneyine ait görünüm a) Santrifüj deneyi görünümü, b) OpenSeesPL ile oluşturulan model görünümü.....	100
Şekil 5.2	Periyodik aralıklarla yerleştirilmiş kolonların sonsuz ortamdaki görünümü [160].....	101
Şekil 5.3	(a) Kolon yerleşiminin plan görünümü, (b) periyodik birim hücre görünümü [161].....	102
Şekil 5.4	8 düğüm noktalı tuğla eleman (<i>8-Noded BrickUP</i>)	103
Şekil 5.5	Nevada Kumu ($D_r=40\%$) CDSS deney sonuçlarının deneysel ve sayısal olarak karşılaştırılması ($CSR=0,093$).....	106
Şekil 5.6	Model 1 ve Model 2 santrifüj deneylerinin OpenSeesPL model görüntüleri	107
Şekil 5.7	Model 1 santrifüj deneyi ile sayısal analiz sonuçlarının karşılaştırılması (a) düşük ivme ($a_{maks}= 0,13g$), (b) yüksek ivme ($a_{maks}= 0,54g$)	108
Şekil 5.8	Model 2 santrifüj deneyi ile sayısal analiz sonuçlarının karşılaştırılması (a) düşük ivme ($a_{maks}= 0,12g$), (b) yüksek ivme ($a_{maks}= 0,46g$)	109
Şekil 5.9	P_4 boşluk suyu basıncı sensöründen elde edilen verilerin sayısal analiz sonuçları ile karşılaştırılması (a) düşük ivme ($a_{maks}= 0,12g$), (b) yüksek ivme ($a_{maks}= 0,46g$).....	110
Şekil 5.10	Çok düşük seviyedeki girdi deprem hareketi altında santrifüj deney verileri ile sayısal analiz sonuçlarının karşılaştırılması (a) Model 1, (b) Model 2	111

Şekil 5.11	Model 1 deneyine ait ivme-zaman değişimlerinin karşılaştırılması (a) düşük ivme ($a_{maks}=0,13g$), (b) yüksek ivme ($a_{maks}=0,54g$).....	113
Şekil 5.12	Model 2 deneyine ait ivme-zaman değişimlerinin karşılaştırılması (a) düşük ivme ($a_{maks}=0,12g$), (b) yüksek ivme ($a_{maks}=0,46g$).....	114
Şekil 5.13	Model 2 deneyine ait spektral ivme değişimlerinin karşılaştırılması (a) düşük ivme ($a_{maks}=0,12g$), (b) yüksek ivme ($a_{maks}=0,46g$).....	115
Şekil 5.14	Model 1 deneyine ait deplasman değişimlerinin karşılaştırılması (a) düşük ivme ($a_{maks}=0,13g$), (b) yüksek ivme ($a_{maks}=0,54g$).....	116
Şekil 5.15	Model 2 deneyine ait deplasman değişimlerinin karşılaştırılması (a) düşük ivme ($a_{maks}=0,12g$), (b) yüksek ivme ($a_{maks}=0,46g$).....	117
Şekil 5.16	Birim hücre modelinde kesit bölgeleri	118
Şekil 5.17	İyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş durumda x eksenı boyunca maksimum kayma gerilmelerının ve maksimum kayma şekıl değıştirmelerının değışimi (0,12g)	119
Şekil 5.18	İyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş durumda x eksenı boyunca maksimum kayma gerilmelerının ve maksimum kayma şekıl değıştirmelerının değışimi (0,46g)	121
Şekil 5.19	Düşük girdi deprem hareketi (0,12g) altında verilerin derinlikle değışimi	122
Şekil 5.20	Yüksek girdi deprem hareketi (0,46g) altında verilerin derinlikle değışimi	123
Şekil 5.21	γ_r ve $K_{G,mod}$ değerleri için kullanılan hesap yöntemleri	127
Şekil 5.22	$K_{G,mod}$, K_G ve γ_r sayısal analiz sonuçlarının diğer yöntemler ile karşılaştırılması (0,12g).....	128
Şekil 5.23	$K_{G,mod}$, K_G ve γ_r sayısal analiz sonuçlarının diğer yöntemler ile karşılaştırılması (0,46g).....	129
Şekil 6.1	Hipotetik zemin profili özellikleri	134
Şekil 6.2	$A_r= \%5$ ve $A_r= \%10$ için iyileştirilmiş zemin profili özellikleri	135
Şekil 6.3	$A_r= \%20$ ve $A_r= \%40$ için iyileştirilmiş zemin profili özellikleri	136
Şekil 6.4	Sayısal analizlerde kullanılan IZT090 istasyonuna ait deprem kayıtları	138
Şekil 6.5	K_G değerlerinin derinlikle değışimi (0,1g).....	140
Şekil 6.6	K_G değerlerinin derinlikle değışimi (0,49g).....	141
Şekil 6.7	Sayısal analiz sonuçları ile literatür çalışmaları sonuçlarının karşılaştırılması (0,1g).....	142
Şekil 6.8	Sayısal analiz sonuçları ile literatür çalışmaları sonuçlarının karşılaştırılması (0,49g).....	143
Şekil 6.9	γ_r değerlerinin derinlikle değışimi (0,1g).....	146
Şekil 6.10	γ_r değerlerinin derinlikle değışimi (0,49g).....	147
Şekil 6.11	Parametrik analizler ve Rayamajhi, vd. (2014) tarafından sunulan denklem sonucunda elde edilen γ_r - G_r değerlerinin karşılaştırılması	148
Şekil 6.12	r_u değişimlerine bağlı olarak YMK ve çevre zeminde meydana gelen kayma şekıl değıştirmelerinin derinlikle değışimi ($A_r= \%10$, $G_r= 20$ ve $L/d=20$).....	149
Şekil 6.13	Farklı r_u değerleri altında γ_r - G_r 'nin değışimi	150
Şekil 6.14	r_u değişimlerine bağlı olarak K_G değerlerinin değışimi (0,1g).....	151
Şekil 6.15	r_u değişimlerine bağlı olarak K_G değerlerinin değışimi (0,49g).....	152
Şekil 6.16	Farklı değerler altında PGA_{imp}/PGA_{unimp} oranlarının değışimi ($a_{maks}=0,1g$).....	153

Şekil 6.17	Farklı değerler altında PGA_{imp}/PGA_{unimp} oranlarının değişimi ($a_{maks}=0,49g$).....	154
Şekil 6.18	Derinlikle a_{maks} değerlerinin değişimi (0,1g).....	156
Şekil 6.19	Derinlikle a_{maks} değerlerinin değişimi (0,49g).....	156
Şekil 6.20	Derinlikle F_s değerlerinin değişimi	159
Şekil 6.21	Derinlikle r_u değerlerinin değişimi (0,1g)	160
Şekil 6.22	Derinlikle r_u değerlerinin değişimi (0,49g)	161
Şekil 6.23	u_x değerlerinin G_r ve A_r 'ye bağlı olarak değişimi	163
Şekil 6.24	u_y değerlerinin G_r ve A_r 'ye bağlı olarak değişimi	164
Şekil 6.25	Sürşarj yükü etkisi altında K_G değerlerinin derinlikle değişimi (0,1g). 166	
Şekil 6.26	Sürşarj yükü etkisi altında K_G değerlerinin derinlikle değişimi (0,49g).....	167
Şekil 6.27	Serbest saha ve sürşarj yükü altında K_G değerlerinin değişimi (0,1g) . 168	
Şekil 6.28	Serbest saha ve sürşarj yükü altında K_G değerlerinin değişimi (0,49g)	168
Şekil 6.29	Sürşarj yükü etkisi altında γ_r değerlerinin derinlikle değişimi (0,1g) ... 170	
Şekil 6.30	Sürşarj yükü etkisi altında γ_r değerlerinin derinlikle değişimi (0,49g) . 171	
Şekil 6.31	Serbest saha durumu ve sürşarj yükü etkisi sonucu elde edilen γ_r - G_r değişimlerinin karşılaştırılması	172
Şekil 6.32	Sürşarj yükü altında farklı r_u değerleri altında γ_r - G_r 'nin değişimi	173
Şekil 6.33	Sürşarj yükü altında r_u değişimlerine bağlı olarak K_G değerlerinin değişimi (0,1g)	174
Şekil 6.34	Sürşarj yükü altında r_u değişimlerine bağlı olarak K_G değerlerinin değişimi (0,49g)	175
Şekil 6.35	Sürşarj yükü altında PGA_{imp}/PGA_{unimp} oranlarının değişimi ($a_{maks}=0,1g$)	177
Şekil 6.36	Sürşarj yükü altında PGA_{imp}/PGA_{unimp} oranlarının değişimi ($a_{maks}=0,49g$)	178
Şekil 6.37	Sürşarj yükleri altında derinlikle a_{maks} değerlerinin değişimi (0,1g) 179	
Şekil 6.38	Sürşarj yükleri altında derinlikle a_{maks} değerlerinin değişimi (0,49g) .. 180	
Şekil 6.39	Sürşarj yükü altında derinlikle F_s değerlerinin değişimi..... 182	
Şekil 6.40	Sürşarj yükü altında derinlikle r_u değerlerinin değişimi	183
Şekil 6.41	Sürşarj yükü altında u_x değerlerinin G_r ve A_r 'ye bağlı olarak değişimi 184	
Şekil 6.42	Sürşarj yükü altında u_y değerlerinin G_r ve A_r 'ye bağlı olarak değişimi 185	
Şekil 6.43	Serbest saha koşulları altında periyoda bağlı olarak tepki spektrumlarının değişimi (a) 0,1g, (b) 0,49g	186
Şekil 6.44	Sürşarj yükü altında periyoda bağlı olarak tepki spektrumlarının değişimi (a) 0,1g, (b) 0,49g	187

ÇİZELGE LİSTESİ

	Sayfa
Çizelge 2.1	Modifiye edilmiş Çin kriteri [34] 13
Çizelge 2.2	Sıvılaşma kaynaklı oluşan hasarların sınıflandırılması [58]..... 17
Çizelge 2.3	Drenaj teknikleri [66] 27
Çizelge 2.4	Sıvılaşmaya karşı kullanılan zemin iyileştirme teknikleri..... 29
Çizelge 3.1	PDMY02 bünye modeli için gerekli olan parametreler..... 63
Çizelge 4.1	Santrifüj deneylerinde kullanılan kum zeminlerin özellikleri 65
Çizelge 4.2	UBC3D-PLM modelde kullanılan girdi parametreleri 68
Çizelge 4.3	UBC3D-PLM modelde kullanılan kalibre edilmiş zemin parametreleri.... 71
Çizelge 4.4	HSM parametreleri 75
Çizelge 5.1	PIMY modeli için gereken malzeme parametreleri..... 104
Çizelge 5.2	Kalibre edilmiş PDMY02 ve PIMY model parametreleri..... 106
Çizelge 6.1	Parametrik analizlerde kullanılan 400 adet sayısal modele ait detaylar 137
Çizelge 6.2	Serbest saha durumu ve sürşarj yükü etkisi sonucu elde edilen γ_r değerlerinin farklı G_r değerleri altında karşılaştırılması 169

YÜKSEK MODÜLLÜ KOLONLARLA İYİLEŞTİRİLMİŞ SIVILAŞABİLİR ZEMİNLERİN DAVRANIŞININ İNCELENMESİ

Selçuk DEMİR

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Doktora Tezi

Tez Danışmanı: Doç. Dr. Pelin ÖZENER

Sismik hasar potansiyelinin çok yüksek olduğu sıvılaştırılabilir zeminlerin davranışı geoteknik deprem mühendisliğinin önemli konuları arasında yer almaktadır. Sıvılaştırılabilir zeminler üzerinde yer alan yapılar, depremler esnasında meydana gelen aşırı zemin deformasyonları nedeniyle ciddi şekilde hasar görebilmektedirler. Dolayısıyla, üst yapıda meydana gelebilecek hasarların azaltılması için sıvılaştırılabilir zeminlerin iyileştirilmesi ve üst yapının desteklenmesi gerekmektedir. Bu tür bir iyileştirme, zemin içerisine yüksek modüllü kolonların (YMK) oluşturulması ile yapılabilmektedir. Yapılan bu iyileştirme ile zeminde yüksek rijitliğe sahip kolonlar oluşturulmakta ve zeminin genel olarak rijitliği artırılarak zeminin sismik etkiler altında daha az deformasyon yapması ve sismik etkilere daha az maruz kalması hedeflenmektedir. Genel olarak sıvılaştırılabilir bir zemin karmaşık bir davranışa sahiptir ve içerisine YMK'larla yapılan zemin iyileştirmesi ile beraber daha da karmaşık bir davranış sergilemektedir. Dolayısıyla karmaşık bir davranış sergileyen sismik etkiler altındaki yüksek modüllü kolonlarla iyileştirilmiş sıvılaştırılabilir bir zeminin davranışının iyi bir şekilde ortaya çıkartılması ve belirlenmesi gerekmektedir.

Bu tez çalışmasında, sismik etkiler altındaki YMK'larla iyileştirilmiş sıvılaştırılabilir bir zeminin davranışı sayısal analizlerle incelenmiş ve zeminin iyileştirme öncesindeki durumu ile bir karşılaştırılması yapılarak meydana gelen davranış değişiklikleri incelenmiştir. Bu amaçla, literatürde yer alan ve YMK'larla iyileştirilmiş bir zemin profiline sahip bir seri santrifüj deneyi sayısal olarak modellenmiş ve sayısal analiz sonuçları deneylerden elde edilen sonuçlarla doğrulanmıştır. Sayısal modellemeler, iki boyutlu ve üç boyutlu ortamlarda farklı programlar kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Analizler sonucunda gözlemlenen davranışlar detaylı olarak farklı başlıklar altında

tartışılmış ve literatürde önceki çalışmalardan elde edilen bulgular ile karşılaştırılmıştır. Son olarak, hipotetik bir sıvılaştırılabilir zemin profili oluşturularak parametrik analizler gerçekleştirilmiştir. Parametrik analizlerde, farklı alan yer değiştirme oranları, farklı kayma modülü oranları, farklı iyileştirme derinlikleri, farklı girdi deprem hareketi büyüklüğü gibi etkenler dikkate alınmış ve bu koşullar altındaki YMK'ların sıvılaştırılabilir zeminler içerisindeki davranışı incelenmiştir.

Sayısal analizler sonucunda, iyileştirilmiş bir zemindeki YMK ile çevre zemin arasında kayma şekil değiştirmesi uyumluluğunun bulunmadığı ve çevre zeminde meydana gelecek kayma gerilmesi azaltmalarının, kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu varsayımıyla tahmin edilen değerlerden çok daha az olduğu görülmüştür. Ayrıca, gevşek sıvılaştırılabilir zemin içerisinde oluşturulan YMK'lar, zemin profili içerisinde genel olarak rijitliği arttırması sebebiyle zemin yüzeyinde PGA değerlerinin artmasına dolayısıyla zemin yüzeyine daha fazla ivmelerin etki etmesi ile sismik deformasyonların artmasına neden olduğu görülmüştür. YMK'lar, zemin deformasyonlarını önemli ölçüde azaltmamakla birlikte, temellerin altındaki sismik etkilerin varlığını da artırabilmektedir. Bu nedenle, YMK'larla çevre zemindeki kayma gerilmelerinin azaltması bakımından kohezyonsuz zeminlerde birincil iyileştirilme mekanizması olarak düşünülmemesi gerekmektedir. Dolayısıyla tasarımda YMK'lar, çevre zemindeki sismik kayma gerilmelerini azaltma mekanizması bakımından büyük bir dikkat ve anlayış ile kullanılması gerektiği sonucuna ulaşılmıştır.

Bu tez, sıvılaştırılabilir bir profile sahip zemin içerisinde oluşturulan YMK'ların sismik etkiler altındaki davranışını detaylı bir şekilde ortaya koymayı ve YMK'ların temel iyileştirme mekanizması açısından anlayışımızı geliştirmeyi amaçlayan kapsamlı bir sayısal analiz çıktısı sunmaktadır. Sayısal analiz sonuçları, YMK'lar ile iyileştirilecek sıvılaştırılabilir bölgede o sahaya özgü saha tepki analizlerinin yapılması gerektiğini ve gerekli hassaslık analizlerinin yapılarak kompozit sistem performansının ortaya konulmasının önemine işaret etmektedir. Bununla birlikte, çeşitli zemin, yapı ve girdi deprem hareketi özelliklerinin dikkate alındığı ek fiziksel ve sayısal modellemeler yapılarak sıvılaştırılabilir bir zeminde yer alan YMK'ların davranışının daha detaylı olarak incelenmesi ve gerçek saha performanslarından alınacak deneyimlerin değerlendirilmesi gerekmektedir.

Anahtar Kelimeler: Kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu, sayısal analiz, sıvılaştırma, yüksek modüllü kolon, zemin iyileştirmesi

ABSTRACT

INVESTIGATION OF BEHAVIOR OF LIQUEFIABLE SOILS IMPROVED WITH HIGH MODULUS COLUMNS

Selçuk DEMİR

Department of Civil Engineering

PhD. Thesis

Adviser: Assoc. Prof. Dr. Pelin ÖZENER

The behavior of liquefiable soils where the seismic damage potential is very high is among the important issues of geotechnical earthquake engineering. The structures located on the liquefiable soils can be severely damaged due to excessive ground deformations during earthquakes. Therefore, in order to reduce the damage that may occur in the superstructure, it is necessary to improve the liquefiable soils and to support the superstructure. Such an improvement can be made in the soil by forming high modulus columns (HMC). With this improvement, high rigidity columns are formed in the soil and the overall stiffness of the soil is increased, so it is aimed that the soil is less deformed and less exposed to seismic effects under seismic loadings. In general, a liquefiable soil has a complex behavior and it exhibits more complex behavior with ground improvement by forming HMCs. Therefore, a good interpretation and evaluation of this complex behavior will cause a more precise determination of the performance of a liquefiable soil improved by high modulus columns under seismic effects.

In this study, the behavior of a liquefiable soil improved with HMCs under seismic effects was investigated with numerical analysis and the response of liquefiable soil was investigated by comparing with the unimproved condition. For this purpose, a series of centrifugal experiments in the literature, which have an improved soil profile with HMCs, were numerically modelled and the results of the numerical analysis were validated by the results obtained from the experiments. Numerical modeling was carried out in two-dimensional and three-dimensional conditions by using different numerical programs. The behaviors observed from the analysis results were discussed under detailed headings and compared with the findings obtained from the previous studies in the literature. Finally, parametrical analyses were performed by creating a hypothetical liquefiable soil

profile. In parametric analyses, factors such as different area displacement ratios, different shear modulus ratios, different slenderness ratios, different input motion amplitudes were taken into consideration and the behavior of HMC under these conditions in liquefiable soils was examined.

As a result of the numerical analysis, it is found that in an improved soil profile, no shear strain compatibility between the HMC and the surrounding soil is seen to take place and the seismic shear stress reduction that will occur in the surrounding soil is much more less than the predicted by the assumption of shear strain compatibility. In addition, HMCs formed in loose liquefiable soils caused an increase in PGA values at the ground surface due to the general stiffness increase in the soil profile. As a result, it is recommended that the shear reinforcement mechanism of the HMCs should not be considered as a primary improvement mechanism in cohesionless soils with regard to shear stress reduction. Therefore, it is concluded that, in design, HMCs should be used with great attention and understanding in terms of shear stress reinforcing mechanism in the surrounding soil.

This thesis presents a comprehensive numerical analysis output that aims to elaborate the behavior of HMCs under seismic effects formed in a ground having a liquefiable profile in detail and to improve our understanding of the basic reinforcing mechanism of HMCs. The results of numerical analysis indicate that specific site response analyses should be performed in the liquefaction zone that is improved with HMCs and the performance of composite system should be investigated by performing necessary sensitivity analyses. In summary, the overall evaluation of the finite element analysis results obtained in this thesis call into questioning the assumption of shear strain compatibility by analyzing the response of a liquefiable soil improved with HMC. It should be pointed out that, the behavior of HMCs in a liquefiable soil needs to be examined in more detail by performing additional physical and numerical models considering various soil and structure under different input earthquake motion characteristics. The mechanism of liquefiable soils improved with high modulus columns calls for more experimental and field data from case histories.

Keywords: Shear strain compatibility, numerical analysis, liquefaction, high modulus columns, soil improvement

BÖLÜM 1

GİRİŞ

Dünyada her geçen gün artan ve büyüyen nüfus sayısına bağlı olarak ihtiyaç duyulan yaşam alanlarının veya altyapı sistemlerinin sayısı artmaktadır. Özellikle nüfus yoğunluğu fazla olan kentlerde uygun inşaat sahalarının giderek azalması, ihtiyaç duyulan yapıların çoğunlukla daha düşük mukavemete sahip zeminlerde yapılmasına neden olmaktadır. Tipik olarak, düşük mukavemete sahip zeminler yüksek yeraltı su seviyesine sahip, yumuşak killerden ve/veya gevşek suya doymuş kumlar oluşmaktadır. Bu gibi zeminlerde genellikle taşıma gücü problemleri, büyük miktarda oturma ve yanıl yer değiştirmeler meydana gelebilmektedir. Dolayısıyla geoteknik mühendisleri, bu tür zeminlerde inşa edilecek veya inşa edilmiş olan yapıların statik ve dinamik etkiler neticesinde karşılaşılabilecekleri olumsuzluklara karşı zemin iyileştirme yöntemleri uygulayarak yapıların kullanım sürelerini güvenli bir şekilde devam ettirebilmelerini sağlamaktadırlar. Bu doğrultuda, bir yapı altında yüksek modüllü kolonlarla (taş kolonlar, darbeli taş kolonlar, jet grout kolonları, donatısız kazıklar vb.) zemin iyileştirme uygulaması yapılarak, yapı tarafından gelecek statik (bina yükü) yüklerin ve dinamik (deprem, rüzgâr gibi) kaynaklı yüklerin güvenli bir şekilde zemine aktarılması sağlanmaktadır.

Yüksek modüllü kolonların (YMK) statik yükler altında zeminlerin mukavemetini artırmadaki ve sıkılaştırmadaki kullanımı genel olarak kabul görse de, deprem yükleri altındaki performansları hakkında halen eksik noktalar bulunmaktadır. Bu bağlamda, YMK'ların deprem esnasında çevre zemin ile oluşturacağı etkileşim araştırmacılar tarafından incelenmiş ve detaylı araştırmalar gerçekleştirilmiştir. Ancak, özellikle YMK'ların bir sınıflaştırılabilir zemin içerisinde yer alması durumunda yapacağı davranış ve göstereceği performans çok daha farklı ve karmaşık olduğundan, araştırmacılar tarafından

son yıllarda bu konu üzerinde yoğunlaşmış ve konu ile ilgili aydınlatılmayı bekleyen noktalar üzerinde çalışmalar gerçekleştirilmiştir.

1.1 Literatür Özeti

Ani gelişen doğal afetler (deprem, sel, toprak kaymaları, hortum, volkan patlamaları vb.) toplumlar üzerinde ekonomik, sosyolojik ve psikolojik açıdan uzun süre devam edebilecek olumsuz etkiler bırakabilmektedir. Bu afetler arasında yer alan depremlerde kendi içerisinde bir bölgeye veya bir yapıya farklı şekillerde hasar verebilmekte, can ve mal kayıplarına neden olabilmektedir. Depremlerin neden olduğu ve sismik felaketler olarak bilinen bu olgular genellikle yer hareketi, tsunami, zemin büyütmesi, sıvılaşma ve toprak kaymaları gibi çeşitli şekillerde karşımıza çıkmaktadır [1].

Ülkemizde ve dünyada her yıl çok sayıda deprem meydana gelmekte ve bunlardan bazıları can ve mal kaybına yol açacak ölçekte olmaktadır. Özellikle 1964 Niigata-Japonya ve Alaska-ABD depremi ile başlayan ve günümüze kadar devam eden süreç incelendiğinde pek çok büyük ölçekli depremle beraber sıvılaşma ve sıvılaşmaya bağlı hasarların meydana geldiği görülmüştür [1, 2]. Yakın zamanda 1999 yılında Kocaeli’nde ve 2011 yılında Chirstchurch’ te meydana gelen sıvılaşma ve buna bağlı gelişen akmalar sonucu pek çok yapıda tahribat veya göçme meydana gelmiş, çok sayıda can ve mal kayıpları yaşanmıştır [3, 4]. Bu depremler ile beraber sıvılaşmanın ne kadar önemli bir konu olduğu yaşadığımız can kayıplarıyla ortaya çıkmıştır. Hasarların ve can kayıplarının bu denli büyük olması sıvılaşma mekanizması ile doğrudan ilişkilidir.

Sıvılaşma, suya doymun gevşek kohezyonsuz zeminlerin dinamik yüklerin etkisi altında boşluk suyu basınçları artışına bağlı olarak, daneler arasındaki temas yüzeylerinin yok olması ve bunun neticesinde mukavemetlerini kaybederek bir sıvı gibi davranması olarak açıklanabilir [1]. Bu olgu neticesinde yanal akma, taşıma gücü kaybı ve oturma problemleri, şev stabilite problemleri ve kum kaynamaları gibi sorunlar ortaya çıkabilmektedir [5-7] . Dolayısıyla, sıvılaşmanın engellenmesi veya etkilerinin tahmin edilip azaltılmaya çalışılması geoteknik ve deprem mühendisliği konuları arasında önemli bir yere sahiptir.

Sıvılaşma kaynaklı bu etkileri azaltmak veya önlemek için çok sayıda zemin iyileştirme yöntemi kullanılmaktadır (taş kolonlar, jet grouting, derin dinamik kompaksiyon çakıl veya prefabrik drenler vb.). Bu yöntemler arasından en yaygın olarak kullanılanı zemin

içerisine YMK oluşturma işlemidir. Pratikte, YMK'lar ile zeminin sıvılaşma direncini arttırmada 3 önemli mekanizmanın rol oynadığı düşünülmektedir ([8-10]):

1. YMK'ların bir türü olan taş kolonların oluşturulmasında kullanılan vibrasyon etkisi, kohezyonsuz zemini daha sıkı bir hale getirmekte ve sıkı zeminin sıvılaşmaya karşı direnci daha fazla olmaktadır.
2. Taş kolon ve darbeli taş kolon gibi YMK'ların oluşturulması aşamasında kullanılan yüksek permeabiliteye sahip geri dolgu malzemeleri sıvılaşma esnasında çevre zeminde oluşan artık boşluk suyu basınçlarını azaltmaktadır.
3. YMK'lar deprem sırasında zeminde oluşabilecek sismik kayma gerilmelerini büyük oranda karşılamakta, çevre zeminde daha az sismik kayma gerilmesi meydana gelmektedir [9].

YMK'lar üzerinde geçmişte pek çok araştırmacı tarafından vaka analizleri ([11-16]), laboratuvar deneyleri ([10, 17]) ve sayısal analizler ([18-24]) olmak üzere dinamik çalışmalar gerçekleştirilmiştir. Ancak, yapılan bu çalışmaların çoğu 1. ve 2. maddeler üzerinde durmuş, deprem sarsıntıları sırasında oluşan boşluk suyu basıncının davranışı ve kolon drenaj özelliklerinin incelenmesinin yanında sıvılaşmaya bağlı zemin yüzeyinde oluşan oturma davranışlarını incelemişlerdir. Üçüncü mekanizmaya dair literatürdeki çalışmaların sayısı ise oldukça sınırlıdır.

Yukarıda ifade edilen üç mekanizma arasında, 3. mekanizmanın bütün YMK' larda geçerli olan ortak bir mekanizma olduğu söylenebilir. Bu mekanizmada kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu (*shear strain compatibility*) göz önüne alınarak, zemin içerisine yerleştirilmiş kolonların sismik etkiler altında yapacağı kayma şekil değiştirmelerinin zeminin yapacağı kayma şekil değiştirmesi ile aynı olacağı kabul edilmektedir [9]. Dolayısıyla sismik etki sonucunda oluşacak kayma gerilmeleri, YMK ve çevre zemin arasında rijitlikleri oranında paylaşılarak YMK'ların çevre zeminine göre daha fazla kayma gerilmesi alacağı kabul edilmektedir. Pratikte de halen yapılan tasarımlar kayma şekil değiştirmesi uyumluluğunu dikkate alarak gerçekleştirilmektedir. Ancak bu konu üzerinde yakın zamanda yapılan teorik [25] ve nümerik ([19-21, 24]) çalışmalar incelendiğinde YMK ile çevre zemin arasında kayma şekil değiştirmesi uyumluluğunun gerçekleşmediği ve YMK'ın sismik kayma gerilmesini azaltmada beklenenden daha az bir performans sergileyeceği ortaya konulmuştur. Dolayısıyla, şu an pratikte kullanılan ve kayma şekil değiştirmesi uyumluluğunu baz alan hesap yöntemi ile yapılan iyileştirme

projelerinin, deprem sırasında zeminde oluşacak sismik kayma gerilmelerini azaltma performanslarının beklenenden daha az olacağı ifade edilmektedir. Bu tez kapsamında bu konu özelinde çalışmalar yapılarak, YMK ile çevre zemin arasındaki kayma şekil değiştirmesi ve sismik kayma gerilmesi davranışı incelenmiş ve daha sonra bu davranışın üst yapı performansına ne derece etki edeceği araştırılmıştır.

1.2 Tezin Amacı

Bu çalışmada, literatürde yer alan ve sınılaşabilir bir zemin profiline sahip santrifüj deneyi sayısal analizlerle iki ve üç boyutlu ortamda sayısal olarak modellenmiş ve elde edilen sonuçlar santrifüj deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Yapılan karşılaştırmalar iyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş zemin durumu için ayrı ayrı yapılarak analizlerin doğruluğu değerlendirilmiştir. Daha sonra, santrifüj deneyine göre kalibre edilen malzeme parametreleri kullanılarak sınılaşabilir bir hipotetik zemin profili oluşturulmuştur. Hipotetik zemin profili içerisine YMK' lar ile iyileştirme yapılarak, YMK' ların sınılaşabilir bir zemini iyileştirme etkileri farklı parametreler altında incelenmiştir. Gerçekleştirilen bu çalışmalar ile aşağıdaki amaçlara ulaşılmaya çalışılmıştır:

- Plaxis bünyesinde yer alan UBC3D-PLM model ile bir santrifüj deneyi iki boyutlu ortamda modellenerek, dinamik yükler altında modelin kapasitesinin bütün yönleri ile ortaya konması amaçlanmıştır. Bilindiği üzere geoteknik problemlerde, zemin davranışını temsil etmede kullanılan bünye modelleri sayısal simülasyonların doğruluğunda kilit bir rol oynamaktadır. Zemin davranışını daha gerçekçi bir şekilde tahmin etmek için karmaşık yapılara ve çok sayıda girdi parametresine ihtiyaç duyan farklı bünye modelleri geliştirilmiştir. Her bir bünye modeli farklı özellikte olduğu için modellerin kalibrasyon değerlendirmeleri de farklı olabilmektedir. Dolayısıyla bu çalışmada sınılaşma bünye modeli olan UBC3D-PLM model kullanılarak model kalibrasyonu hakkında detaylı bilgiler verilmiş ve sınılaşma esnasında modelin olumlu ve olumsuz tarafları ortaya konmuştur. Modelin kullanımı sırasında dikkat edilmesi gereken noktalara değinilmiştir.
- Plaxis' te iki boyutlu ortamda modellenen santrifüj deneyi üç boyutlu ortamda OpenSeesPL' de farklı bir sınılaşma modeli ile modellenerek hangi modelin sınılaşabilir bir zemini modellemede daha efektif olduğu araştırılmıştır. Bunun

için OpenSeesPL’ de PDMY bünye modeli kullanılarak santrifüj deneyi modellenmiş ve elde edilen sonuçlar çeşitli yönleriyle incelenmiştir.

- YMK ile çevre zemin arasında kayma şekil değiştirmesi uyumluluğunun olup olmadığının ortaya konulması hedeflenmiştir. Aynı zamanda, YMK’ ların etrafındaki zeminde kayma gerilmelerini azaltıp azaltmadığı, eğer azaltıyorsa ne ölçüde azalttığı sorusunun cevabına ulaşılmaya çalışılmıştır.
- 400 adet parametrik analiz gerçekleştirilerek YMK’ lar ile iyileştirilmiş sıvılaşabilir bir zeminin, serbest saha koşulları altında ve sürşarj yükleri altındaki davranışının çeşitli başlıklar altında ortaya konulması hedeflenmiştir. İncelenen konular, kayma şekil değiştirmesi ve kayma gerilmesi davranışı, pik yüzey ivme değişimleri, maksimum ivmelerin derinlikle değişimi, artık boşluk suyu basıncı oranlarının etkisi, sıvılaşmaya karşı güvenlik sayıları, yatay/düşey deplasmanlar ve tepki spektrumları değişimleri cinsinden değerlendirilmiştir.

1.3 Hipotez

YMK ile sıvılaşabilir bir zeminde iyileştirilme yapıldığında zemin içerisinde rijitlik artışı sağlanmış olur. İyileştirilmiş zemin tabakası deprem hareketine maruz kaldığında kolon ve çevre zemin yanal hareket etme eğilimine girmekte ve bu hareket sonucunda YMK ile çevre zeminde eşit miktarda kayma şekil değiştirmelerinin meydana geldiği ifade edilmektedir. Bu durum sonucunda, rijitliği çevre zemine göre daha fazla olan YMK’lara daha fazla kayma gerilmeleri etki etmekte ve böylece YMK’u çevreleyen zemindeki kayma gerilmelerinde azalmalar sağlanmaktadır. Günümüzde uygulanan YMK’ larla iyileştirme yöntemlerinde bu kabullerden yola çıkılarak tasarımlar yapılmaktadır. Yapılan kabullerin aksine YMK ile çevre zemin arasında bir kayma şekil değiştirmesi uyumluluğunun yer almadığı öngörülmektedir. Dolayısıyla, uygulamada YMK ile iyileştirilmiş zeminlerin sıvılaşma hesabında kullanılan ve kayma şekil değiştirmesi uyumuna dayanan yaklaşımın tasarım açısından gerçekçi sonuçlar vermemektedir. Bu tezde bu yaklaşımın doğru olmadığı gösterilmektedir.

1.4 Tez Organizasyonu

Bu tez toplamda 7 bölümden oluşmaktadır. Teze ait organizasyon özeti şu şekildedir:

- 2. *Bölüm:* Tez konusu ile ilgili detaylı literatür araştırmaları bu bölümde sunulmaktadır. Bu bölümde sıvılaşma mekanizması, sıvılaşabilir zeminleri tayini, sıvılaşmaya bağlı meydana gelen hasarlar ve göçme mekanizmaları, sıvılaşma kaynaklı hasarların giderilmesine yönelik arazide uygulanan yöntemler ve iyileştirilmiş bir zemindeki yüksek modüllü kolon ve çevre zemin arasındaki sismik kayma gerilmesi ve kayma şekil değiştirmesi davranışının incelenmesi gibi konulara ait kapsamlı literatür bilgileri sunulmaktadır.
- 3. *Bölüm:* Bu bölümde, zeminlerin hidro-mekanik davranışı hakkında literatür bilgileri verilmiş ve daha sonra sıvılaşma bünye modellerinde bulunması gereken temel özelliklerden bahsedilmiştir. Ayrıca, tez kapsamında sıvılaşma bünye modeli olarak kullanılan UBC3D-PLM ve PDMY modellere ait detaylı bilgi ve açıklamalar verilmiştir.
- 4. *Bölüm:* Bu bölüm, literatürde yer alan bir santrifüj deneyinin Plaxis programı kullanılarak iki boyutlu ortamda sayısal olarak modellenmesini ve elde edilen sonuçların karşılaştırılmasını içermektedir. Bölüm başında, sayısal olarak modellenen santrifüj deneyi hakkında bilgiler yer almaktadır. Daha sonra santrifüj deneyinde yer alan sıvılaşabilir tabakanın modellenmesi için kullanılan UBC3D-PLM modelin kalibrasyon aşamalarından ve sayısal modelde nasıl kullanıldığından bahsedilmiştir. Bölüm sonunda deneysel ve sayısal analizden elde edilen sonuçlar artık boşluk suyu basıncı oluşumları, ivme-zaman değişimleri, deplasman değerlerinin karşılaştırılması, kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirme davranışı ve kayma gerilmesi azaltma oranı ile kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu davranışının incelenmesi gibi konu başlıkları altında sunulmuştur. Ayrıca bu bölümden elde edilen bulgular SCI-E indeksli 2 farklı dergide yayımlanmak üzere kabul edilmiştir. Yayın bilgileri şu şekildedir;

Demir S., Özener P., (2019). "Numerical Investigation of Seismic Performance of High Modulus Columns under Earthquake Loading", EARTHQUAKE ENGINEERING and ENGINEERING VIBRATION (kabul edildi, basım aşamasında).

Demir S., Özener P., (2019). "Sıvılaşmanın UBC3D-PLM Model ile Tahmin Edilmesi: Santrifüj Deneyi Örneği", TEKNİK DERGİ, vol.30, pp.1-21.

- 5. *Bölüm:* Bu bölümde, Bölüm 4' te Plaxis programı ile iki boyutlu analizi gerçekleştirilen santrifüj deneyinin üç boyutlu ortamda OpenSeesPL programı kullanılarak sayısal modellemesi yapılmıştır ve analiz sonuçları sunulmuştur. Bölüm başında OpenSeesPL ile kullanılan PDMY modelin kalibrasyonundan bahsedilmiş ve sonrasında deneysel ve sayısal analiz sonuçları Bölüm 4' te yer alan konu başlıkları altında karşılaştırılmıştır. Bu bölümden elde edilen bulgular üzerine yapılan yayın çalışmaları devam etmektedir.
- 6. *Bölüm:* Bu bölümde parametrik analizler gerçekleştirilerek yüksek modüllü kolonlarla iyileştirilmiş sıvılaştırılabilir zeminlerin davranışı çeşitli parametrik etkenler dikkate alınarak incelenmiştir. Parametrik analizlerde bir sıvılaştırılabilir hipotetik zemin profili oluşturularak bu zemin içerisine yerleştirilen yüksek modüllü kolonların davranışı farklı alan yer değiştirme oranları, farklı kayma modülü oranları, farklı iyileştirme derinlikleri, farklı girdi deprem hareketi büyüklükleri altında incelenmiştir. Ayrıca, zemin yüzeyinde bir sürşarj yükünün olması halinde meydana gelecek davranış değişiklikleri ilaveten incelenmiştir. Sonuç olarak, 200 adet sürşarj yüklerinin yer almadığı serbest saha koşulları ve 200 adet sürşarj etkilerinin dikkate alındığı durum olmak üzere toplamda 400 adet sayısal analiz gerçekleştirilmiştir. Yapılan bütün analizlerde OpenSeesPL programı kullanılmıştır.
- 7. *Bölüm:* Bu bölüm, tezin son kısmını oluşturmakla beraber tez çalışması sonucunda önceki bölümlerde ortaya çıkan sonuçların ana başlıklar altında bir özetini sunmaktadır. Ayrıca, ileriki dönemlerde yapılması planlanan çalışmalardan ve bu çalışmalarda incelenmesi gereken noktalara değinilmiştir.

BÖLÜM 2

LİTERATÜR DETAYI

Bu bölümde, ilk olarak sıvılaşmanın oluşma mekanizmasından bahsedilerek, sıvılaşmanın oluşumuna dair detaylı bilgiler verilecektir. Daha sonra, sıvılaşmaya bağlı oluşan hasarlara değinilerek bu hasarların giderilmesine yönelik arazide yapılan çalışmalardan bahsedilecektir. Bölüm sonunda ise deprem esnasında YMK'lar ile iyileştirilmiş bir zeminin davranışına dair literatürde yer alan çalışmalara ve bu çalışmalarda yer alan kabullere değinilecektir.

2.1 Sıvılaşma Kavramı ve Sıvılaşabilir Zeminlerin Belirlenmesi

2.1.1 Sıvılaşma Mekanizması

Zemin mekaniğinin ilk gelişim yılları incelendiğinde, ilgilenilen konuların genellikle kohezyonlu zeminlerdeki stabilite ve oturma problemleri ile ilgili olduğu görülmektedir. Dolayısıyla o yıllardan günümüze kadar olan süreçte kil zemin üzerinde detaylı çalışmalar gerçekleştirilerek davranışı ile ilgili çok önemli bilgiler literatüre kazandırılmıştır. Ancak o dönemlerde kum zeminlerin, kil zeminlerin aksine daha stabil olduğu ve uygulanan yükler altında tolere edilebilir oturmalar yapacağı düşünülmüştür [6]. Bu bakış açısı uzun dönemdeki kum zeminin davranışı için geçerli olsa da dinamik yüklerin etki ettiği kısa dönem için geçerli olmamaktadır. Özellikle kum zeminlerin yüksek derecede doygunluk seviyelerine sahip olmaları halinde dinamik etkiler altındaki kısa dönem davranışı, onların uzun dönem içerisinde sergilemiş oldukları davranışın oldukça uzağında bir performans sergilemelerine neden olmaktadır. Kısa dönem içerisinde dinamik etkilere maruz bırakılan kumlarda ani mukavemet kayıpları ve ciddi oturmaların yaşandığı belirlenmiştir. Böylelikle, yaşanan olaylar ve yapılan gözlemler

ışığında zemin mekaniği ve geoteknik mühendisliğinde sıvılaşma “*liquefaction*” adlı problemin varlığı ortaya konulmaya başlanmıştır.

Sıvılaşma kelimesi Latince bir fiil olan “*liquefacere*”’dan türemekte ve düşöklamak, erimek veya eritmek anlamına gelmektedir. Mühendislikteki karşılığı ise zemin gözenekleri içerisinde yer alan boşluk suyu basınçlarının dinamik etkiler neticesinde hızlı bir şekilde artmasıyla zeminin bir sıvı gibi davranış göstermesidir. Sıvılaşma kavramı ilk olarak Hazen tarafından [26], Kaliforniya’daki Calaveras Barajı’nın 1918 yılında meydana gelen yanal akmlar sonucu göçmesine neden olan olayları tanımlamada kullanılmıştır. Daha sonra 1925 yılında Karl Terzaghi tarafından Norveç’in fiyortlarında ve aynı zamanda Hollanda’nın kıyı bölgelerinde meydana gelen denizaltı şev göçmelerini tanımlamak için sıvılaşma terimi kullanılmıştır [27]. Sıvılaşma terimine dair farkındalığın oluşması, 1964 yılında meydana gelen Niigata (Japonya) ve Alaska (A.B.D) depremleri ile başlamıştır. Bu depremlerin ardından, 1990 Dagupan (Filipinler), 1999 Chi-Chi (Tayvan), 1999 Kocaeli (Türkiye) ve 2010/2011 Christchurch depremleri (Yeni Zelanda) gibi önemli depremler meydana gelmiş ve beraberinde sıvılaşmaya bağılı çok sayıda can ve mal kayıpları yaşanmıştır. Bu durum, inşaat mühendislerinin sıvılaşma olgusu üzerine yoğunlaşmasına ve davranışını anlamaya yönelik çalışmalar yapılmasına yöneltmiştir.

Sıvılaşma mekanizması Mohr-Columb kayma mukavemeti denklemi ile açıklanacak olursa;

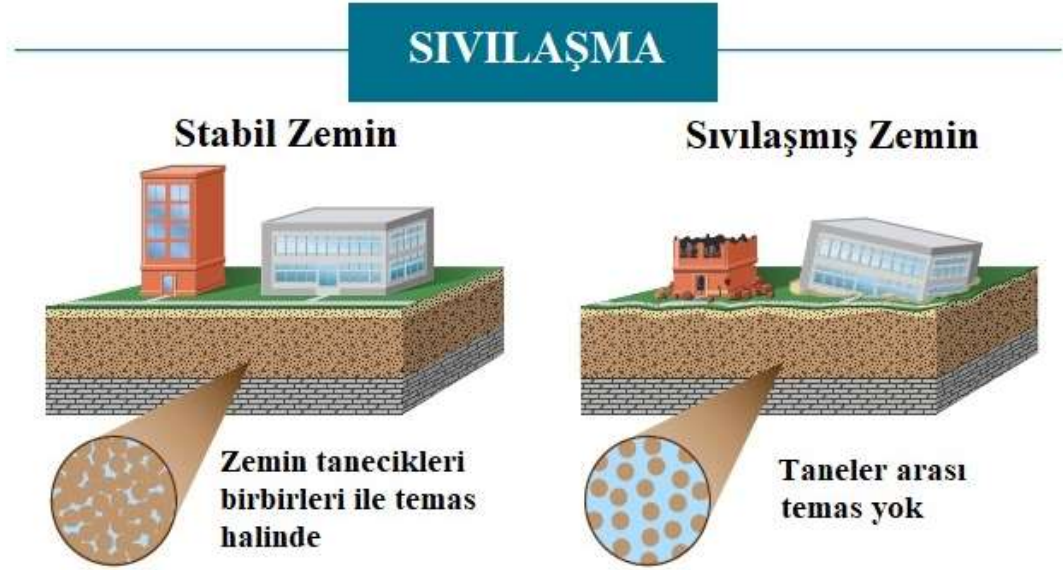
$$\tau' = c' + \sigma'_v \tan \phi' \quad (2.1)$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u \quad (2.2)$$

Burada, τ' zeminin efektif kayma mukavemetini göstermektedir. σ'_v ve σ_v sırasıyla efektif ve toplam düşey gerilme değerlerine, c' efektif kohezyon (kum zeminlerde $c'=0$), ϕ' efektif içsel sürtünme açısı ve u boşluksuyu basıncına karşılık gelmektedir. Sıvılaşma oluşum aşaması şu şekilde özetlenebilir;

Suya doymun kumda statik durumda, zemin tanecikleri arasındaki temas nedeni ile belirli bir mukavemet veya direnç bulunmaktadır. Bu mukavemet zeminin iskeletini oluşturmaktadır. Bir zemin iskeletinin belirli bir taşıma kapasitesi olduğundan zemin üzerinde yer alan yapılar bu iskelet tarafından taşınmaktadır. Ancak dinamik etkiler neticesinde oluşan ani ve hızlı yükleme koşulları altında zemin boşlukları içerisinde yer alan sular drene olamazlar ve su basınçlarında (u) ciddi artışlar meydana gelir. Bu durumda, zemindeki toplam gerilme değeri (σ_v) sabit olduğundan boşluk suyu basınçları

artışı ile beraber toplam gerilmeler ile su basınçları neredeyse eşitlenir ve daneler arasındaki temas kaybolur. Böylelikle zeminin efektif gerilme değeri sıfıra yaklaşmış olur ($\sigma_v \cong u$, $\sigma'_v \cong 0$) ve zemin sıvı bir hale geçer. Bu durum zemin sıvılaşması olarak adlandırılır. Zeminin sıvılaşması, zemin üzerinde yer alan yapıların ciddi derecede zarar görmesine ve farklı türde geoteknik problemlerin oluşmasına neden olmaktadır. Şekil 2.1’de sıvılaşma öncesi ve sonrası zeminde ve üzerinde bulunan yapılarda oluşan etkiler gösterilmektedir.

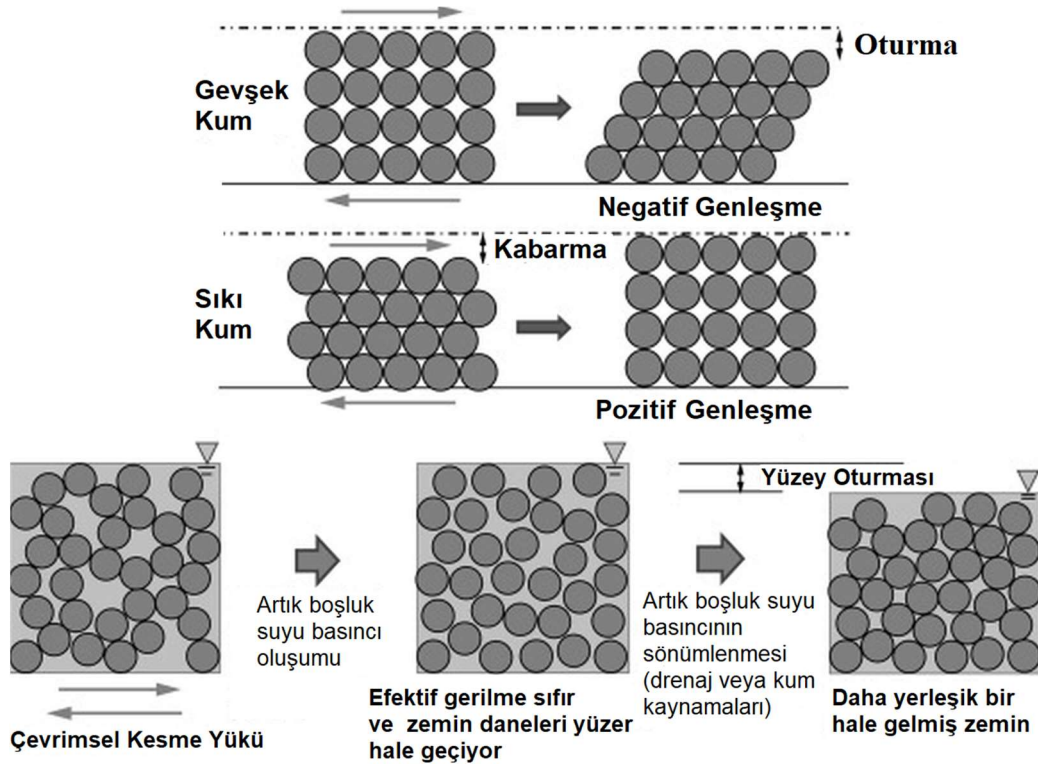


Şekil 2.1 Stabil ve sıvılaşmış zeminlere ait bir görünüm [28]

Genel olarak sıvılaşma terimi, suya doymuş gevşek kohezyonsuz zeminlerin dinamik yüklerin etkisi altında boşluk suyu basınçları artışına bağlı olarak, daneler arasındaki temas yüzeylerinin yok olması ve bunun neticesinde mukavemetlerini kaybederek bir sıvı gibi davranması şeklinde ifade edilebilir [1].

Yukarıda verilen ifadede görüldüğü üzere anlatılan mekanizma, gevşek zeminler için geçerli olan bir durumdur. Suyu doymuş gevşek daneli zeminler dinamik etkiler altında daha sıkı bir hale gelmeye çalışırlar ve negatif genleşme yapmış olurlar. Bu durumda, hacimlerinde bir azalma meydana gelir ve zemin yüzeyinde oturmalar oluşur (Şekil 2.2). Sıkı kumların davranışı ise gevşek kumlarınkinden farklı bir şekilde meydana gelmektedir. Dinamik etkiler neticesinde oluşan kesme kuvvetleri, sıkı kum danelerinin birbirleri üzerinden atlamalarına neden olur. Bu durum hacim artışına dolayısıyla da pozitif yönde bir genleşme oluşmasına neden olur (Şekil 2.2). Pozitif genleşme, boşluk hacminde artışa neden olarak zemin içerisinde emme (*suction*) kuvvetlerinin oluşmasına

neden olur. Emme kuvveti, negatif yönde boşluk suyu basıncı oluşturarak ($-u$), zemindeki σ'_v değerini artırmış olur. Bu durumdan dolayı sıkı zeminlerde sıvılaşma olayı çok nadir olarak görülür.



Şekil 2.2 Gevşek ve sıkı kumların dinamik etkiler altındaki davranışı ve sıvılaşma mekanizması [29]

Zeminin sıkılık durumu sıvılaşma mekanizmasını oldukça etkilemektedir. Bununla beraber, doygunluk derecesi veya drenaj durumu, dane çapı dağılımı, zemin yapısı ve dokusu, çevre basıncı, gerilme ve şekil değiştirme tarihçesi ve zemin yaşı gibi faktörlerde sıvılaşma mekanizması ve davranışı üzerinde önemli etkilere sahiptir.

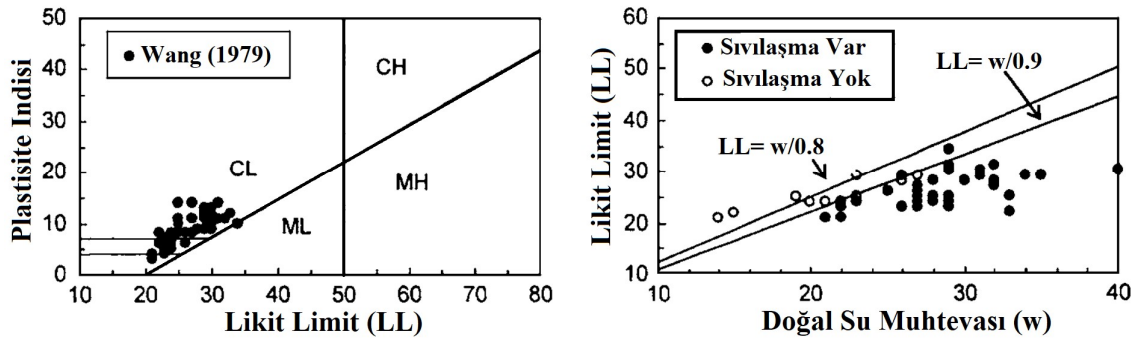
Robertson ve Wride [30], 1997 yılında sunulan teknik raporda sıvılaşma terimini fiziksel olarak 2 farklı türde ifade edilebileceğini belirtmiştir. Bunlar, akma sıvılaşması (*flow liquefaction*) ve çevrimsel yumuşama (*cyclic softening*). Çevrimsel yumuşama terimi de kendi arasından çevrimsel mobilite (*cyclic mobility*) ve çevrimsel sıvılaşma (*cyclic liquefaction*) olmak üzere iki farklı şekilde ifade edilebilmektedir. Akma sıvılaşması ve çevrimsel yumuşama terimlerini birbirinden ayırmak zordur ancak iki terimin de kendine özgü davranışları söz konusudur. Akma sıvılaşmasının oluşabilmesi için sıvılaşmış zeminin kayma mukavemetinin zemin kütlelerinin statik dengesi için gereken kayma direncinden daha az olması gerekmektedir. Bu durumda statik kayma gerilmeleri altında zeminde büyük şekil değiştirmeler meydana gelmekte ve akma göçmesi oluşmaktadır.

Akma sıvılaşmasıyla çok fazla karşılaşılmasa da, bu sıvılaşma türünün yaşandığı yerlerde çok ciddi hasarların oluştuğu bilinmektedir. Bunun sebebi, akma sıvılaşmasının çok hızlı olarak ortaya çıkması ve sıvılaştıran zeminde çok büyük yer değiştirmelerin oluşmasıdır. Çevrimsel yumuşama, statik kayma gerilmelerinin sıvılaştıran zeminin kayma mukavemetini aşmadığı durumlarda ortaya çıkmakla birlikte, kabul edilebilir seviyelerin üzerinde kalıcı şekil değiştirmelere yol açabilmektedir. Çevrimsel yumuşama ile beraber deprem esnasında şekil değiştirmeler adımsal olarak artarak göçmelere yol açabilmektedir. Statik ve çevrimsel kayma gerilmelerinden kaynaklanan bu şekil değiştirmeler çok az eğimli arazilerde bile yanal akma veya yayılmalara neden olabilmektedir. Düz sahalarda ise çevrimsel yumuşama yanal akmalara yol açmasa da deprem sırasında zemin salınımları olarak bilinen hareketlere yol açabilmektedir.

2.1.2 Zeminlerin Sıvılaşma Potansiyelinin Belirlenmesi

Zemin türlerinin hepsi sıvılaşma potansiyeli taşımamaktadır. Genel olarak bir zeminin sıvılaşma potansiyeli taşıması için zeminin gevşek-orta sıkı kohezyonsuz zemin olması, tamamen suya doygun olması ve yüksek bir yer hareketi veya çevrimli yüke maruz kalması şartlarını sağlaması gerekmektedir. Bu şartları taşıyan zeminlerin genellikle sıvılaşma potansiyeli yüksek olmaktadır [31]. Ayrıca, sıklık derecesi, doygunluk derecesi veya drenaj durumu, dane çapı dağılımı, zemin yapısı ve dokusu, çevre basıncı, gerilme ve şekil değiştirme tarihçesi ve zeminin yaşı, depremin büyüklüğü, yer hareketinin karakteristik özellikleri, ince dane oranı ve plastisite gibi faktörler zeminlerin sıvılaşabilirliği üzerinde önemli etkilere sahiptir. İnce daneli zeminlerde ise genel olarak sıvılaşmanın oluşmadığı kabul edilmektedir. Ancak yapılan çalışmalarda, ince daneli zeminlerinde sıvılaşabileceği görülmüştür. İnce daneli ve düşük plastisiteye sahip zeminlerde sıvılaşmanın olup olmayacağının belirlenebilmesi için zeminin sıvılaşma tetiklenme potansiyeline bakılması gerekmektedir. Wang (1979) [32], 1975 Haichang ve 1976 Tangshan depremlerini baz alarak yaptığı çalışmalar sonucunda Çin kriteri olarak bilinen ve ince daneli zeminlerin sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesinde kullanılabilen bir yöntem geliştirmiştir. Bu yöntemin en büyük eksiklikleri ise çalışma kapsamında incelenen zeminlerin ince dane oranının %15'den az olması ve aralarında ML sınıfı (düşük plastisiteli siltler) zeminleri bulundurmamasıdır (Şekil 2.3). Şekil 2.3'te plastisite kartından görüldüğü üzere incelenen zemin türlerinin A hattının üzerinde ve CL ya da CL-ML karışımı zeminlerdir. Ayrıca ince daneli zeminlerin likit limit (LL) değeri ile su

muhtevası (w) arasındaki oranın 0,9'dan büyük olması halinde sıvılaşmanın meydana geldiği belirtilmiştir.



Şekil 2.3 Çin kriterinin oluşturulmasında kullanılan zemin verileri [32]

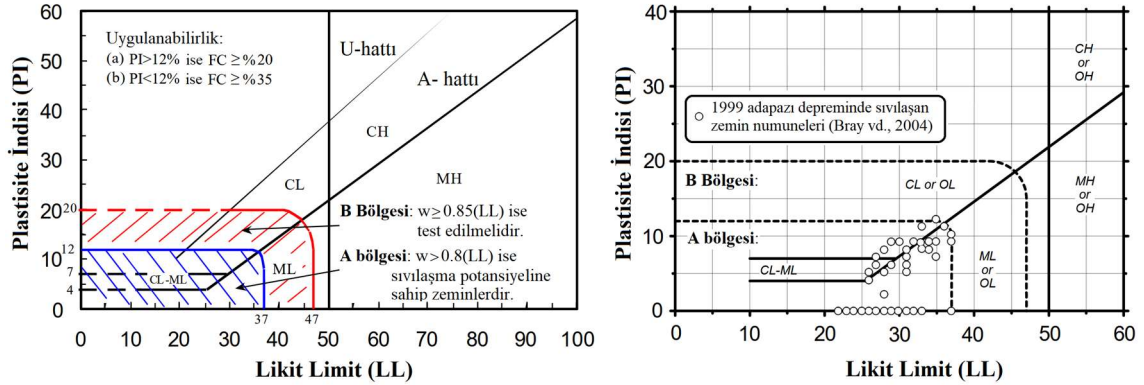
Seed ve Idriss (1982) [33], Wang (1979) [32] tarafından yapılan çalışmaya ek olarak ince daneli zeminlerin sıvılaşabilmesi için üç şartın sağlanması gerektiğini ifade etmiştir. Bu şartlar; ince dane oranı (FC) $\leq 15\%$, $LL \leq 35$ ve $w \geq 0,9LL$ 'dir. Daha sonra, Andrews ve Martin (2000) [34] tarafından Çin kriteri modifiye edilmiş ve sonuçları Çizelge 2.1'de gösterildiği gibi sunulmuştur. Literatürde bu yöntem modifiye edilmiş Çin kriteri olarak bilinmektedir. Modifiye edilmiş Çin kriteri ile standart Çin kriteri arasındaki en büyük fark kil ve silt ayrımının yapılması için dane boyutu olarak 0,002 mm değerinin kullanılması ve LL değerlerinin Casagrande aletinin yardımı ile elde edilmesidir.

Çizelge 2.1 Modifiye edilmiş Çin kriteri [34]

Kil Yüzdesi	$LL < 32$	$LL \geq 32$
Kil içeriği ($< 0,002$ mm) $< 10\%$	Sıvılaşabilir zemin	Ayrıntılı çalışma yapılması gerekmektedir.
Kil içeriği ($< 0,002$ mm) $\geq 10\%$	Ayrıntılı çalışma yapılması gerekmektedir.	Sıvılaşma yok

Seed vd. (2003) [31], ince daneli zeminlerin sıvılaşabilirliği üzerinde çalışmalar gerçekleştirerek yeni bir kriter geliştirmişlerdir. Şekil 2.4'te görüldüğü üzere plastisite kartı A, B ve C olmak üzere üç farklı bölgeye ayrılmıştır. Buna göre A bölgesinde $w > 0,8(LL)$ olması halinde sıvılaşma olacağını, B bölgesinde $w > 0,85(LL)$ olması durumunda sıvılaşma ihtimalinin bulunduğu ve son olarak A ve B bölgeleri dışında kalan yerlerde (C bölgesi) genellikle sıvılaşma ihtimalinin bulunmadığı belirtilmiştir. Ayrıca, sunulan bu kriterin kullanılabilmesi için zeminin ince dane oranı ve plastisite indisinin

(PI) belirtilen bazı değerler arasında olması gerektiği belirtilmiştir. Buna göre zeminin sıvılaşma potansiyeli için PI değeri %12'den büyük ise ince dane oranının %20'den büyük veya eşit olması, eğer $PI < 12$ ise ince dane oranının %35'den büyük veya eşit olması gerekmektedir. Bray vd. (2004) [35] tarafından 1999 Adapazı depreminde sıvılaşan zemin numunelerinin Atterberg Limitleri incelenmiş ve plastisite kartındaki yerleri belirlenmiştir. Buna göre sıvılaşan zeminlerin hepsinin sıvılaşma bölgesi olan A bölgesi içerisinde yer aldığı belirtilmiştir (Şekil 2.4).

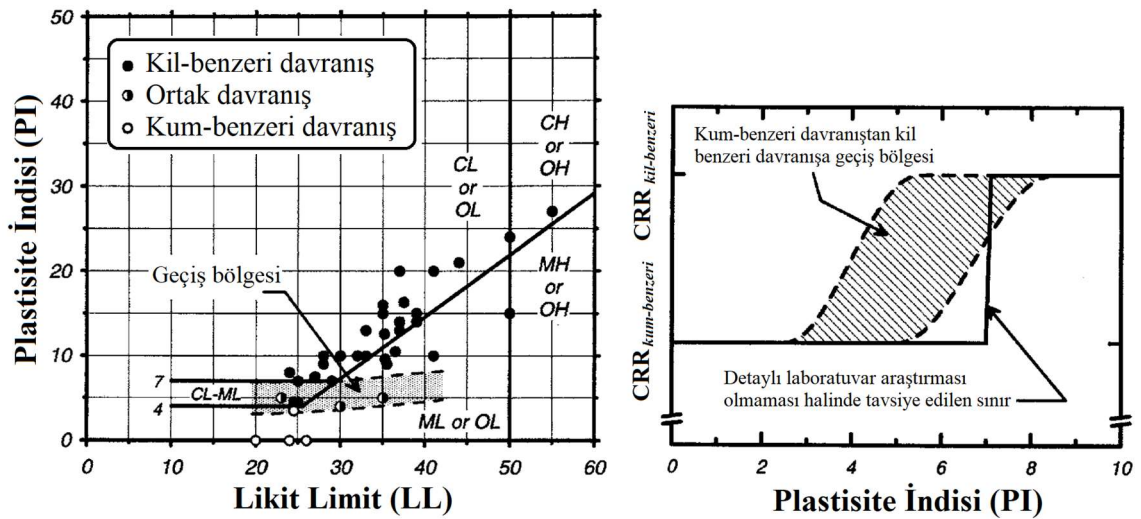


Şekil 2.4 [31] tarafından sunulan ince daneli zeminlerin sıvılaşabilirlik kriteri

Bray ve Sancio (2006) [36], elde edilen gözlemlerden ve yapılan üç eksenli deney sonuçlarından yola çıkarak Çin kriterinin ince daneli zeminlerin sıvılaşabilirliği hakkında güvenli sonuçlar vermediğini ifade etmiştir. Özellikle, 1994 Northridge, 1999 Kocaeli ve 1999 Chi-Chi depremleri sonucunda sıvılaşan ince daneli zeminler incelendiğinde Çin kriteri tarafından sunulan kil boyutu kriterini sağlamadığı belirtilmiştir. Bunun üzerine araştırmacılar ince daneli zeminlerin sıvılaşabilirliği ile ilgili yeni bir kriter sunmuştur. Zeminler burada, “sıvılaşma ihtimali yüksek”, “orta derecede sıvılaşabilir” ve “sıvılaşma ihtimali yok” olmak üzere üç farklı bölgeye ayrılmıştır. Araştırmacılar özellikle “sıvılaşma ihtimali yüksek” ve “orta derecede sıvılaşabilir zemin” bölgeleri içerisinde yer alan zeminlerin çevrimsel davranışı üzerinde pek çok faktörün etkili olduğunu, dolayısıyla bu bölge içerisinde yer alan zeminlerden numune alınarak laboratuvarında sıvılaşabilirliği ve şekil değiştirme davranışı üzerine deneyler yapılması gerektiğini ifade etmiştir. Ayrıca, ince daneli bir zeminin sıvılaşabilirliğini değerlendirmek için Çin kriterinde de olduğu gibi kil miktarına bakılmasının yerine, zeminin PI’ne bakılmasının daha doğru sonuçlar vereceği ifade edilmiştir. Sonuç olarak gevşek ince daneli bir zemin için, $PI < 12$ ve $w/LL > 0,85$ olması halinde sıvılaşma ihtimalinin yüksek olduğu, $12 < PI < 18$ ve $w/LL > 0,8$ olması halinde sıvılaşmaya karşı daha dirençli olduğu (orta derecede sıvılaşabilir zemin)

ve $PI > 18$ olması halinde düşük çevre basıncı altında sıvılaşmanın oluşmadığı belirtilmiştir.

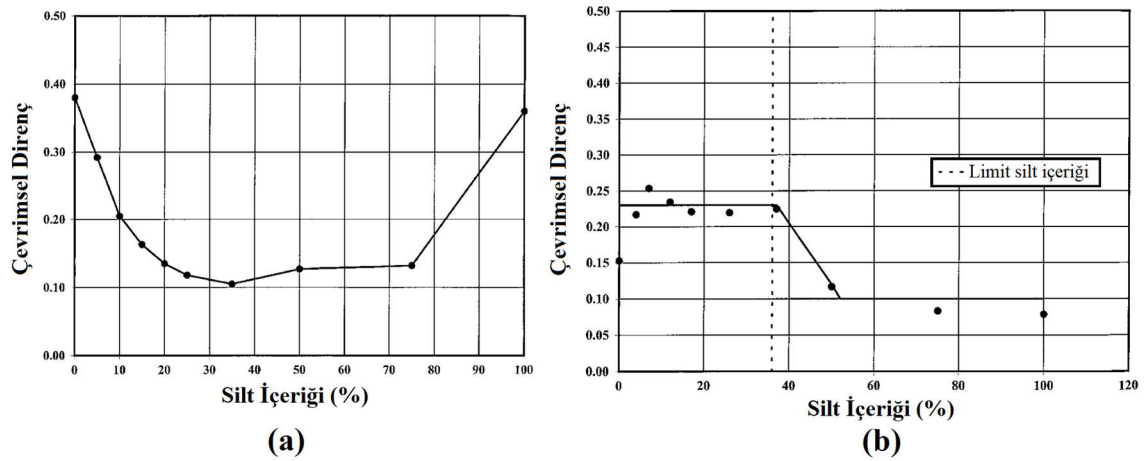
Boulanger ve Idriss (2006) [37], daha tutucu bir yöntem sunarak “kil-benzeri” ve “kum-benzeri” davranış terimlerinden yararlanarak ince daneli zeminlerin sıvılaşabilirliğini değerlendirmiştir. Buna göre ince daneli zeminlerin $PI \geq 7$ olması halinde kil-benzeri davranış ortaya koyacakları, tam tersi olması halinde ise kum-benzeri bir davranış sergileyecekleri belirtilmiştir. Kum-benzeri davranış içerisinde olan zeminlerin sıvılaşma ihtimalinin yüksek olduğu aksine kil benzeri davranış içerisinde olan zeminlerin ise sıvılaşma ihtimalinin daha az olduğu ifade edilmektedir. İnce daneli zeminlerin kil-benzeri ve kum-benzeri davranışının PI 'ne bağlı olarak gösterimi Şekil 2.5'de gösterilmektedir. Ayrıca Şekil 2.5'de görüldüğü üzere ince daneli zeminin PI 'nin 4-7 arasında olması durumunda bir geçiş bölgesinde yer alacağı ve geçiş davranışı (ortak davranış) sergileyeceği belirtilmiştir.



Şekil 2.5 Şematik olarak kum-benzeri ve kil-benzeri davranışın gösterimi [37]

Bir zeminin içerisinde yer alan ince dane oranının zeminin çevrimsel direncini nasıl etkilediğine bakıldığında bununla ilgili literatürde çok farklı görüşlerin olduğu görülmektedir. Bu görüşler şu şekilde sıralanabilir; 1) Zeminin çevrimsel direnci, artan ince dane oranı ile artmaktadır [38-42]. 2) Çevrimsel direnç, artan ince dane oranı ile azalmaktadır [43-47]. 3) Çevrimsel direnç, artan ince dane oranı ile ilk olarak artmakta daha sonra azalmaktadır [48, 49]. 4) Çevrimsel direnç, artan ince dane oranı ile ilk olarak azalmakta ve daha sonra artmaktadır [50, 51]. Birçok araştırmacı, içerisinde silt bulunduran herhangi bir kumlu zeminin karakteristik davranışında granüler özelliklerin mi yoksa ince dane özelliklerinin mi baskın olduğunu belirlemek için çalışmalar

gerçekleştirmiştir. Buna göre, bir kumlu siltli zemin içerisinde yer alan silt hacminin kum daneleri arasındaki boşluk hacmini aşmaması durumunda zemin iskeletinde kum davranışının hâkim olacağı ve silt davranışının ikinci planda olacağı belirlenmiştir. Eğer zemin içerisindeki silt içeriğinin bu eşik değeri aşması halinde kum danelerinin silt yapısı içerisinde yüzeceği ve zeminin genel davranışında siltin etkin rol oynayacağı belirtilmiştir [50, 52]. Polito ve Martin (2001) [50], kumlu siltli zeminler üzerinde yaptığı çok sayıdaki araştırmalar neticesinde eşik silt yüzdesinin %25-%45 arasında değiştiğini belirlemiştir. Bu durum, pek çok çalışma sonucunda elde edilen ve zemin içerisindeki ince dane oranının yaklaşık %30 ile %40 civarına çıkması halinde neden zeminin çevrimsel direncinin azaldığı veya sabit kaldığını açıklamaktadır [47, 50]. Polito ve Martin (2001) [50] tarafından bu konu ile ilgili Monterey ve Yatesville kum numuneleri üzerinde yapılan deney sonuçları Şekil 2.6'da gösterilmektedir. Şekil 2.6'da görüldüğü üzere eşik silt miktarının aşılması halinde zeminin çevrimsel direncinde önemli kayıplar yaşanmaktadır.



Şekil 2.6 (a) Monterey kumuna ait çevrimsel direnç değerlerinin silt içeriğine bağlı olarak değişimi, (b) %30 rölatif sıkılığa sahip Yatesville kumunun çevrimsel direnç dağılımı [50]

2.2 Sıvılaşmaya Bağlı Oluşan Hasarlar ve Göçme Mekanizmaları

Gevşek, suya doygun, kohezyonsuz zeminlerin sıvılaşması ile beraber arazi özelliklerine bağlı olarak çok farklı türde göçme mekanizmaları oluşabilmektedir. Göçme mekanizmalarına bağlı oluşan bu hasarlar şu ana kadar pek çok araştırmacı tarafından detaylıca incelenmiştir [53-56]. Sıvılaşmaya bağlı göçme türleri genel olarak taşıma gücü kaybı ve oturmalar, yanal akma, yüzey salınımlarına bağlı göçmeler ve akma göçmesi şeklinde oluşabilmektedir [57]. Castro (1987) [58], sıvılaşma kaynaklı oluşan hasarları

statik kayma gerilmelerinin büyüklüğüne bağlı olarak Çizelge 2.2’de gösterildiği gibi sınıflandırmıştır. Buna göre, statik kayma gerilmelerinin zeminin rezidüel kayma mukavemetinden büyük olması halinde zemin yüzeyinde hasarların ya da akma göçmesinin gerçekleşeceğini, statik kayma gerilmelerinin zeminin rezidüel mukavemetinden daha az olması halinde sadece sınırlı ölçüde kayma deformasyonlarının olacağını belirtmiştir. Statik kayma gerilmelerinin bulunmadığı düz bir arazide, artık boşluk suyu basınçları yukarı yönde hareket ederek zemin yüzeyinde kum kaynamalarına neden olabilir ve bu durum sonucunda zemin yüzeyinde oluşan hasarlar akma göçmesi veya yanal akmaya göre daha az yıkıcı durumdadır.

Çizelge 2.2 Sıvılaşma kaynaklı oluşan hasarların sınıflandırılması [58]

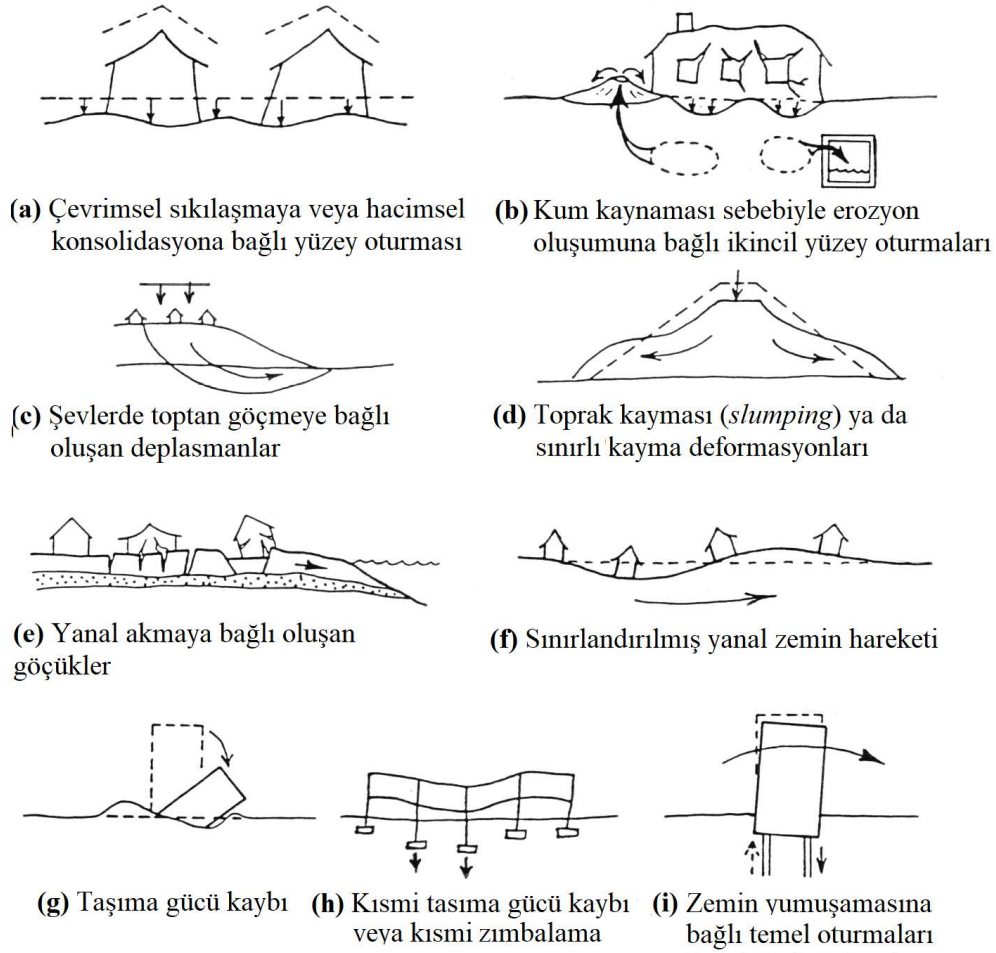
Arazi Gerilme Durumu	Zemin Davranışı	Tipik Arazi Gözlemleri
Statik kayma gerilmesi yok	1. Hacimsel azalma 2. Artık Boşluk suyu basıncı artışı	1. Yüzey oturmaları 2. Kum kaynamaları
Statik kayma gerilmesi zeminin rezidüel kayma mukavemetinden büyük	1. Stabilite kaybı 2. Sıvılaşma	1. Akma göçmesi 2. Ağır binalarda batma 3. Hafif binaların yüzer durumda olması
Statik kayma gerilmesi zeminin rezidüel kayma mukavemetinden küçük	1. Sınırlı kayma problemleri 2. Zemin kütlesi stabil kalır	1. Şevlerde toprak kaymaları 2. Binalarda oturmalar 3. Yanal akma

Robertson vd. (1992) [59] ise sıvılaşma kaynaklı oluşabilecek hasarları 2 temel başlık altında toplamıştır; (1) Akma göçmeleri, sıkışma davranışı gösteren gevşek zeminlerin sıvılaşması ile oluşan hasarlar ve bu hasarların sonucunda çok büyük deplasmanların oluşması, (2) Deformasyon göçmeleri, akma sınırı deformasyonlarında stabilite kaybının yaşanmadığı (çok büyük şekil değiştirme) durumunda sıvılaşmış zeminin kayma direnci kazanamaması halinde gerçekleşmektedir.

2.2.1 Taşıma Gücü Kaybı ve Oturmalar

Dinamik etkenler sebebiyle suya doymun granüler zeminlerde meydana gelen su basıncı artışları, zemin rijitliğinde ciddi kayıplara yol açabilmektedir. Bu durumlarda, zemin yüzeyinde yer alan yapılarda zemin içerisine batma, eğilme veya farklı oturma gibi problemler yaşanabilmektedir. Yaşanan depremlerden elde edilen gözlemler ışığında, sıvılaşmadan kaynaklanan ve düşey oturmalar neticesinde oluşan göçme

mekanizmalarının farklı şekillerde meydana geldiği görülmüştür. Şekil 2.7’de düşey oturmalarla bağlı oluşan çeşitli göçme mekanizmaları gösterilmektedir [31].



Şekil 2.7 Sıvılaşma kaynaklı düşey oturmalar neticesinde oluşabilecek göçme mekanizmalarının şematik olarak gösterimi [31]

Şekil 2.7’de gösterilen göçme mekanizmaları 3 farklı gruba ayrılabilir; zeminde yaşanan hacimsel azalmalara bağlı oluşan göçme türleri (Şekil 2.7a ve 2.7b), deviatorik yüzey hareketlerinden kaynaklanan göçme türleri (Şekil 2.7c, 2.7d, 2.7e ve 2.7f), son olarak taşıma gücünün kısmi veya tamamen kaybedilmesine bağlı oluşan göçme türleri (Şekil 2.7g, 2.7h ve 2.7i). Şekil 2.7(a)’da yaşanan hasarlar genellikle, suya doygun olmayan zeminlerin çevrimsel yükler altında sıkışması veya sıvılaşan bir zeminde sıvılaşma sonrası boşluk suyu basıncı sönümü ile beraber oluşan hacimsel konsolidasyondan kaynaklanmaktadır. Şekil 2.7(b)’de gösterilen hasar mekanizması, zemin içerisindeki suyun artan boşluk suyu basınçlarına bağlı olarak zemindeki çatlaklardan veya fissürlerden sızarak beraberinde zemin taneciklerini de zemin yüzeyine doğru hareket ettirmesi ile oluşmaktadır. Oluşan bu erozyon “kum kaynaması” olarak adlandırılmakta

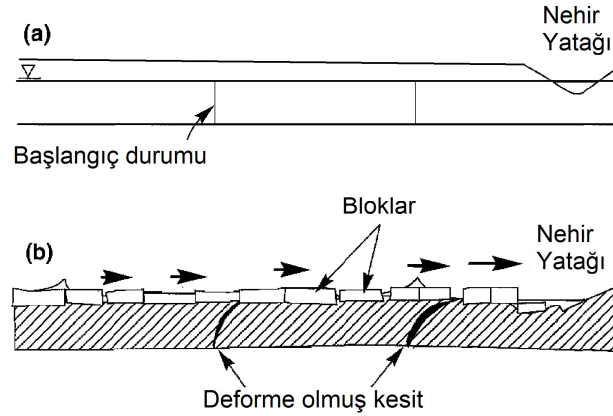
ve davranışının tahmin edilmesi çok zor bir olay olduğu bilinmektedir. Zemin içerisinde lokal bir bölgede oluşan ve patlamış bir volkanı andıran bu oluşumlar zemin yüzeyinde yer alan yapılarda ciddi hasarlara yol açmaktadır. Şekil 2.7(c) ve (d)'de gösterilen sıvılaşmaya bağlı toprak kaymaları şev tepesinde veya topuk kısmında ciddi büyüklükte deformasyonlara ($>1,0$ m) neden olabilmektedir. Şekil 2.7(e) ve (f)'de gözlemlenen göçme türleri yaklaşık olarak benzer mekanizmaya sahiptirler. Şekil 2.7(e)'de yanal akma neticesinde bazı bölgelerde graben olarak adlandırılan göçüklerin olması sebebiyle düşey deformasyonların oluşması gösterilirken, Şekil 2.7(f)'de belirli bir bölgede yaşanan kısmi zemin hareketi ile oluşan düşey deformasyonlar gösterilmektedir. Şekil 2.7(g), (h) ve (i)'de taşıma gücü kaybına bağlı olarak ortaya çıkabilecek deformasyonlar yer almaktadır. Taşıma gücü kaybı zeminde tamamen gerçekleşebileceği gibi yerel olarak da oluşabilmekte veya yumuşama ile beraber yapıda farklı oturmalara ve eğilmelere de sebep olabilmektedir.

2.2.2 Yanal Akma

Yanal akma (*lateral spreading*), zemin tabakalarının sıvılaşması sonucunda yerçekimi kuvvetlerinin ve iç kuvvetlerin etkisi ile yüzeysel zemin bloklarında yatay deplasmanların oluşması ile gerçekleşmektedir. Yanal akma genellikle gevşek zemine ve yüzeysel yeraltı su seviyesine sahip, eğim derecesi $0,3^\circ$ ila 5° arasında olan şevlerde meydana gelmektedir [60, 61]. Bu gibi şevlerde yanal akma sonucunda düşük veya çok fazla miktarda yatay deplasman değerleri görülebilmektedir. Yanal akma, köprü temellerinin tasarımında ayrı bir öneme sahiptir. Pek çok köprü yapısı, nehir gibi su oluşumlarının etrafına yapılmakta ve bu bölgelerde yer alan zemin özellikleri genellikle eğimli ve gevşek, suya doygun kohezyonsuz özelliğe sahip olmaktadır. Bundan dolayı yanal akma mekanizması köprü tasarımında dikkate alınması gereken önemli bir husustur. Ayrıca, yanal akma sadece gevşek zeminlerde gerçekleşmemekte ve deprem büyüklüğünün fazla ve süresinin uzun olması halinde orta sıkı zeminlerde de yanal akmanın meydana gelebileceği belirtilmektedir.

Şekil 2.8'de yanal akmaya bağlı oluşan deformasyon mekanizması gösterilmektedir. Şekil 2.8'de görüldüğü üzere yanal akma, profilde yer alan yüzeysel katmanın bloklar haline ayrılmasına ve bu blokların giderek aşağı doğru kaymasına veya serbest bir yüze doğru hareket etmesine neden olmaktadır. Burada yüzeysel bloklar, yatay ve düşey

doğrultuda genellikle düzensiz hareket ederek yanal akmanın olduğu bölgede yer alan boru hatlarında bükülmelere hatta kopmalara neden olabilmektedir [5].

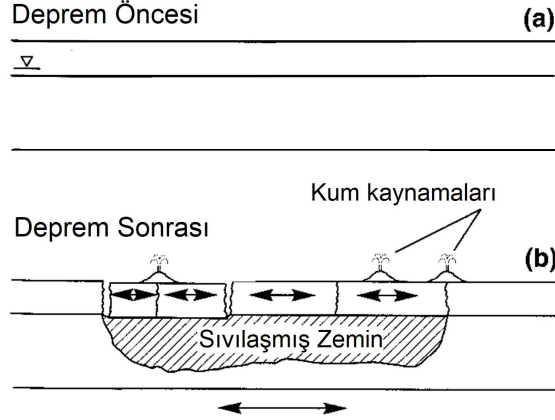


Şekil 2.8 Nehir yatağı yakınında oluşan yanal akma (a) deprem öncesi, (b) deprem sonrası görünüm. Sıvılaştıran zeminin yanal hareketi sonucunda zemin yüzeyi bloklara ayrılmakta ve bu bloklarda eğilmeler veya farklı oturmalar yaşanabilmektedir [5]

2.2.3 Yüzey Salınımlarına Bağlı Göçmeler

Sıvılaşmaya bağlı oluşan göçme türlerinin birisi de yanal akmayla oldukça ilgisi olan yüzey salınımlarıdır (*ground oscillations*). Geçmişte yaşanan 1906 San Francisco, 1977 San Juan ve 1989 Loma Prieta depremleri incelendiğinde yüzey salınımlarına bağlı pek çok hasarın meydana geldiği belirlenmiştir. Düz bir arazi yüzeyinde sıvılaşma durumunda, sıvılaşabilir zemin tabakası üzerinde yer alan sağlam bir tabaka, altta bulunan sismik hareketlerden bağımsız olarak ileri-geri hareketi (salınımı) yapabilmektedir. Pease and O'Rourke (1997) [62], sıvılaşmış zemin tabakasından iletilen düşük frekansa sahip sismik yer hareketlerinin büyütme etkisi sebebiyle ciddi yüzey hareketleri oluşturduğu ve bunun sonucunda yüzey salınımlarına bağlı göçmelerin meydana geldiğini belirtmektedir. Basit olarak bir yüzey salınım hasarı, farklı boyutlarda yüzey deplasmanlarına sebep olarak demir yolu rayları gibi rijit elemanları bükebilir veya koparabilir. Yanal akmalar genellikle zemin kütlelerinin belirli bir yönde uyumlu bir şekilde hareket etmesi ile oluşmaktadır, ancak içerisinde yüzey salınımlarının da yer aldığı yanal akma hareketi genel deformasyon hareketi ile uyumlu olmayan hareketlerin oluşmasına neden olabilmektedir [62]. Şekil 2.9'da yüzey salınımlarına bağlı oluşan hasar mekanizması gösterilmektedir. Düz bir zemin altında bulunan sıvılaşabilir zeminde sıvılaşmanın meydana gelmesi ile beraber sıvılaşmış zemin ile üst tabaka ayrışır ve üst zeminde büyük ölçekte ve geçici olarak yüzey salınımları meydana gelir. Yüzeysel zemin parçalara ayrılarak, deprem esnasında bu parçalar birbirine yakınlaşıp uzaklaşma hareketi

yaparlar. Yüzey salınımı sırasında yüzey dalgalarında büyütme meydana gelir, ancak kalıcı deformasyonlar genellikle düşük seviyede gerçekleşir. Yüzey salınımlarına bağlı oluşabilecek hasarları tahmin etmek oldukça zordur, hatta detaylı olarak gerçekleştirilen doğrusal olmayan (nonlinear) saha tepki analizleri de ancak yaklaşık tahminler vermektedir. [5].

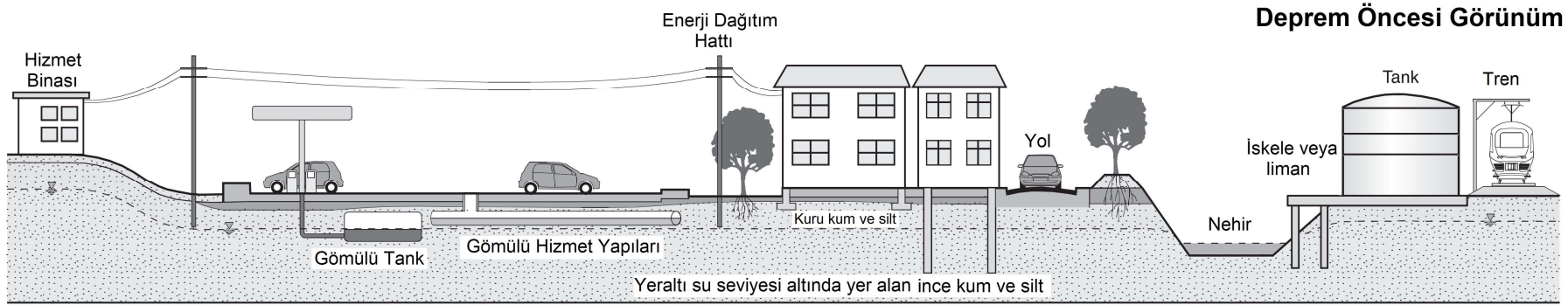


Şekil 2.9 Yüzey salınımı hasarına ait bir görünüm, (a) deprem öncesi durum, (b) deprem sonrasında oluşan profil [5]

2.2.4 Akma Göçmesi

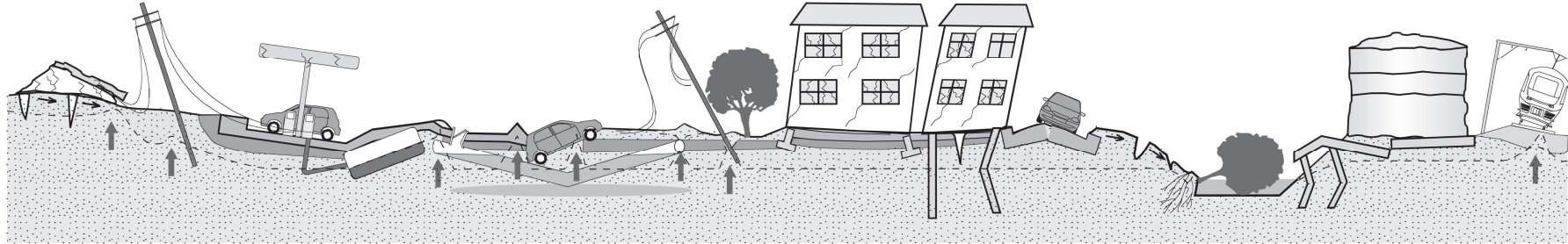
Akma göçmesi (*flow failure*), sıvılaşmanın neden olduğu hasarlar arasında en yıkıcı etkilere sahip olan bir göçme türüdür. Burada akma göçmesi, şevli yüzeydeki statik kayma gerilmelerinin zeminin rezidüel kayma mukavemetini aşması sonucunda oluşmaktadır. Akma göçmesi neticesinde oluşan deplasman değerleri çok büyük aralıkta olabilmektedir (10 m'ye kadar çıkabilmektedir) [63]. Ayrıca akma göçmesi, büyük bir alanda altyapı sistemlerine ciddi zararlar verme potansiyeline sahiptir. Bu göçmeler genellikle büyük zemin kütlelerinin yan yana onlarca metre yer değiştirmesiyle ve hatta bazı durumlarda bu kütlelerin eğimli şev yüzeyi boyunca 10 km kadar ilerlemesiyle oluşabilmektedir. Akmalar tamamen sıvılaşmış zeminde gerçekleşebileceği gibi sıvılaşabilir zemin üzerinde yer alan sağlam sıvılaşmayan zeminde de meydana gelebilmektedir.

Şekil 2.10'da ise sıvılaşmaya bağlı oluşan hasarlara dair genel bir gösterim sunulmaktadır. Gerçekleşen hasar türlerinin davranışı ve etkisi birbirinden farklı olduğundan mühendislik açısından bu durumun iyi değerlendirilmesi ve bu hasarları gidermeye yönelik sunulacak iyileştirme yöntemlerinin iyi belirlenmesi gerekmektedir.



Normal şartlar altında düz ve hafif eğimli bölgelerde yer alan ve yüksek yeraltı su suviyesi üzerinde bulunan binalar, yol ve demir yolları, gömülü yapılar ve tank -iskele sistemi

Deprem Sırasındaki ve Sonrasındaki Görünüm



Ötelenme göçmesi

Şevlerde ötelenmeye bağlı göçmeler ve temellerde ve altyapı sistemlerinde meydana gelen oyulmalar

Gömülü yapıların yüzme durumu

Tanklar, borular ve rögarlar sıvılaştıran zemin içerisinde yüzer haldedirler ve bozulmaya uğrayarak yüzeye çıkma eğilimindedirler

Yüzey oturması

Kum kaynaması nedeni ile/veya çevrimsel sıkışmaya bağlı yüzey oturmaları

Taşıma gücü kaybı

Taşıma gücü azalmasına sebebiyle kısmi olarak veya tamamen yaşanan taşıma gücü kayıpları ve sonucunda oluşan farklı oturmalar, eğilme veya devrilme hareketi

Yanal Akma

Nehir boşluğuna veya serbest yüzeye doğru zemin hareketi, sahil veya insan kaynaklı kazılar. Kıyı boyunca çatlaklar veya içe doğru uzanan yarıklar ile binaların ve altyapı sistemlerinde oluşan hasarlar ve kısmi olarak su yollarının kapanması

Dolgu Göçmesi

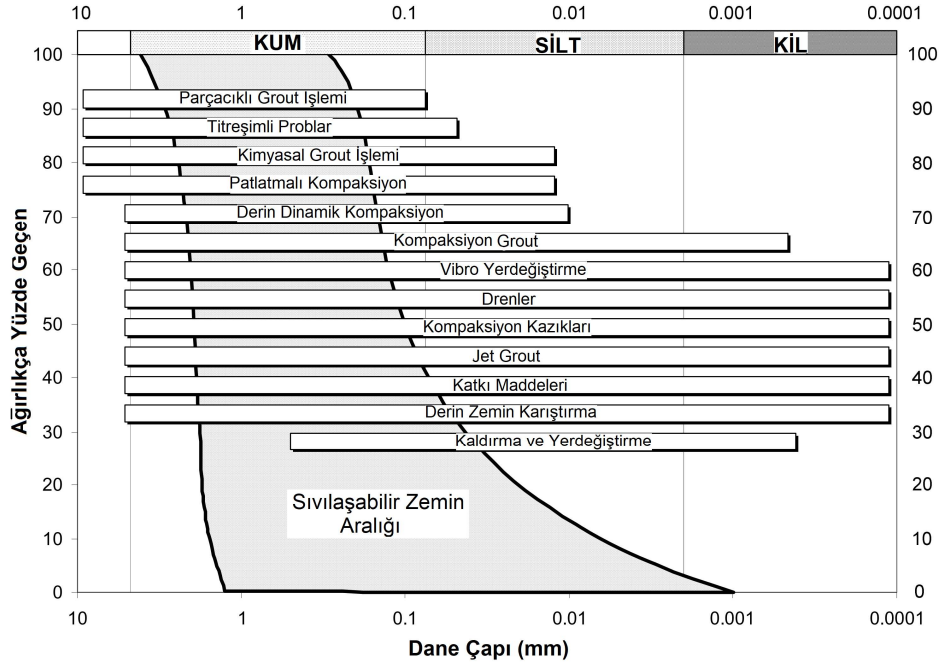
Dolgu altında yer alan zeminde kısmi veya tamamen oluşan taşıma gücü kayıpları, ötelenmeye veya dönmeye bağlı rıhtım veya altyapı sistemlerinde meydana gelen hasarlar

Şekil 2.10 Sıvılaşmaya bağlı oluşan hasarlar ve sıvılaşmanın altyapı ve üstyapı sistemlerine olan etkisi [63]

2.3 Sıvılaşmaya Bağlı Hasarların Giderilmesine Yönelik Uygulanan Yöntemler

Günümüzde sıvılaşma riskinin ve buna bağlı olarak oluşabilecek hasarları engellemek veya sınırlı seviyede tutabilmek için çeşitli zemin iyileştirme yöntemleri kullanılmaktadır. Bu yöntemler iyileştirme tekniği olarak 4 başlık altında şu şekilde sıralanabilir; sıkılaştırma, katılaştırma, drenaj-susuzlaştırma ve güçlendirme [64-66]. Sıkılaştırma tekniğinin amacı sıvılaşabilir zeminin çevrimsel direncini yükseltmek ve böylece artık boşluk suyu basınçlarının azalmasını sağlamaktır. Katılaştırma işlemi ile ya çimentolu ya da diğer katkı maddelerinin zemine karıştırılması ile zeminde tepkime oluşturarak zeminin genel rijitliğin artırılması ve boşlukların azaltılması sağlanmaktadır. Bu durum ile artık boşluk suyu basıncı oluşumu önlenerek sıvılaşmanın oluşması engellenmektedir. Drenaj yöntemi ile sismik yükleme sırasında zemin içerisinde artan boşluk suyu basınçlarına kestirme bir yol sağlayarak su basınçlarının sönmelenmesinin hızlandırılması sağlanmaktadır. Bu durum, artık boşluk suyu basınçlarının etki potansiyelini en aza indirmeye yardımcı olmaktadır. Susuzlaştırma ile zeminde yer alan yeraltı su seviyesi düşürülerek zeminin doygunluk derecesi azaltılmış olur. Böylelikle sıvılaşmanın temel kaynağı olan artık boşluk suyu basınçlarının oluşumu engellenerek sıvılaşmaya bağlı oluşabilecek hasarlar giderilebilmektedir. Güçlendirme tekniklerinin temel hedefi ise sıvılaşabilir zemine etki edecek sismik kayma gerilmelerini azaltmaktır. Ancak yapılan son çalışmalar incelendiğinde, güçlendirme amacı ile kullanılan tekniklerin sismik kayma gerilmelerini azaltmada çok efektif olmadıkları ifade edilmektedir. Buna göre, kayma şekil değiştirmesi uyumluluğunu baz alarak kullanılan yöntemlerin zemine etki eden kayma gerilmelerini doğru hesaplayamadığı belirtilmektedir. Bölüm 2.3.5'te bu konu ile ilgili detaylı literatür araştırmaları sunulmaktadır.

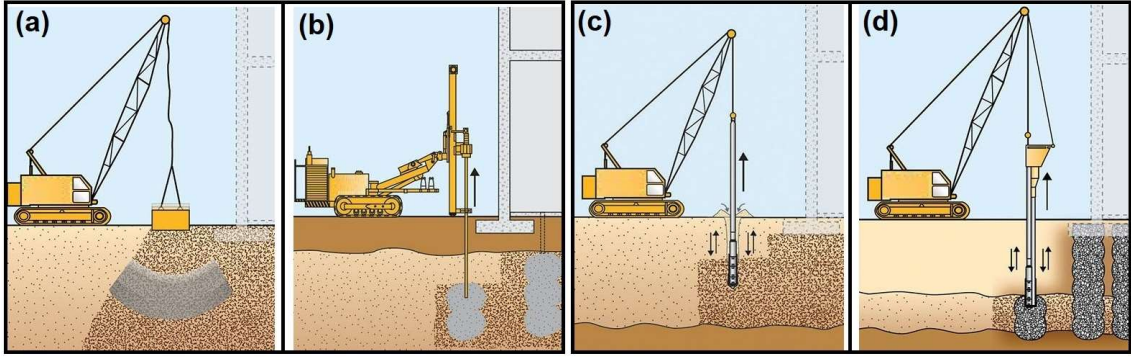
Sıvılaşmaya karşı kullanılacak iyileştirme yöntemleri seçilirken sahanın geoteknik durumu dikkate alınarak en uygun ve en ekonomik çözüm belirlenmelidir. Bunun için, mevcut geoteknik alan araştırması, zeminin sıvılaşma potansiyeli, sahada zeminin sıkıştırılabilirliği, tekniklerin istenen yararı sağlama ve maliyet değerleri açısından maliyet-fayda analizi gibi kapsamlı bir gözden geçirme yapılarak zemin iyileştirme yönteminin belirlenmesi gerekmektedir. Özellikle zemin türünün uygulanacak zemin iyileştirme yöntemi üzerinde ciddi etkisi olup yöntemin sahada uygulanabilirliğine direkt etki etmektedir (Şekil 2.11).



Şekil 2.11 Farklı türdeki zemin iyileştirme teknikleri için uygulanabilir zemin aralıkları [67]

2.3.1 Sıkılaştırma

Sıkılaştırma işlemi, zeminin boşluk oranını azaltarak zeminin sıklık derecesinin artırılması amacı ile yapılan bir iyileştirme yöntemidir. Artan sıklık ile artık boşluk suyu basıncı oluşumu azaltılarak zeminin kayma deformasyonlarına karşı direncinin artması sağlanır. Zeminlerde sıkılaştırma işlemi genel olarak, zemine deplasman uygulayarak, zemin içine titreşim uygulayarak ve zemin yüzeyinden enerji uygulayarak gerçekleştirilir. Sıkılaştırma yönteminin uygulandığı arazilerde yaşanan 1964 Niigata, 1978 Miyagiken-oki, 1989 Loma Prieta ve 1994 Northridge depremleri sonrasında arazinin iyi bir performans sergilediği görülmüştür [13, 68-71]. Ayrıca, Japonya'da gerçekleşen 1995 Hanshin-Awaji depremi sırasında Kobe'deki bir sahada uygulanan sıkılaştırma yönteminin, iyileştirme yapılmayan bölgeye göre çok daha iyi bir performans gösterdiği ifade edilmiştir [72]. Sıkılaştırma tekniği, dinamik kompaksiyon, vibro teknik uygulamaları, kompaksiyon kazıkları, patlatma kazıkları, kompaksiyon groutu gibi yöntemlerle arazide uygulanabilmektedir. Bu yöntemler, uygulama sahasında genellikle titreşim ve gürültüye neden olduklarından uygulama esnasında çevre zeminlerin ve saha özelliklerinin durumu dikkate alınmalıdır. Sıkılaştırma tekniğinde kullanılan bazı yöntemlere ait uygulama görüntüleri Şekil 2.12'de gösterilmektedir.



Şekil 2.12 Uygulamada sıklıkla kullanılan sıkılaştırma teknikleri (a) dinamik kompaksiyon, (b) kompaksiyon groutu, (c) vibro-kompaksiyon, (d) vibro-yer değiştirme [73]

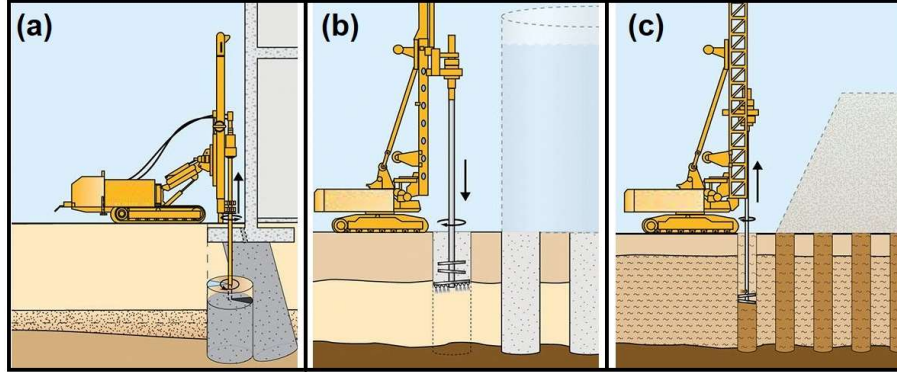
2.3.2 Katılaştırma veya Fiziksel-Kimyasal Modifikasyon

Katılaştırma yöntemi sıvılaşmaya karşı oldukça güvenilir bir iyileştirme yöntemi olarak kabul edilmekte ve uygulamada sıklıkla kullanılmaktadır. Katılaştırma, çimentolu veya diğer katkı maddelerinin zemine yerinde karıştırılması ile ya da zemin parçacıklarını birbirine bağlayan reaktif maddenin boşluklara doldurulması ile uygulanmakta ve artık boşluk suyu basınçlarının oluşumu engellenerek sıvılaşma etkilerinin azaltılması sağlanmaktadır. Katılaştırma tekniği ile zeminde mukavemet ve rijitlik stabilizatör tarafından artırılarak zeminde oluşabilecek farklı oturmalar önlenmektedir. 1989 Loma Prieta depreminde, katılaştırma tekniği ile iyileştirilen bölgelerin oldukça iyi bir performans sergiledikleri belirtilmiştir [13, 70].

Katılaştırma yöntemleri, sıkılaştırma yöntemlerine kıyasla kurulumunun nispeten sessiz olması ve küçük titreşimleri ortaya çıkarması açısından avantajlıdır. Bu etkenler, gürültü ve titreşimden etkilenebilecek çevre yerlerde yaşayanlar ve altyapı sistemleri için önem taşımaktadır. Dezavantajları ise, sıkılaştırma yöntemlerine kıyasla maliyetinin yüksek olmasıdır. Katılaştırma yöntemi uygulanırken iyileştirilen zemin profilinin kontrolü, karışım malzemesinin kontrolü ve çevre zemindeki su kalitesinin kontrolü dikkatli bir şekilde takip edilmelidir [74]. Genel olarak katılaştırma teknikleri, çok çeşitli zemin tiplerini iyileştirmek için kullanılabilir. Ancak, bazı organik zeminlerin çimento ile karıştırılmasından sonra kayda değer bir mukavemet elde edilemeyebilmektedir. Ayrıca, büyük oranda çakıl içeren zeminlerde katılaştırma teknikleri verimli bir şekilde uygulanamayabilmektedir.

Tipik olarak katılaştırma tekniğinde derin karıştırma yöntemi ve jet grout kolonları kullanılmaktadır. Bu iki yöntem tüm zeminin rijitliğini değiştirecek şekilde veya tekil

kolonlar olacak şekilde uygulanabilmektedir. Ayrıca, kesişen kolon imalatı ile bir ızgara şeklinde arazide uygulamaları yapılabilmektedir. Katılaştırma tekniğinde kullanılan yöntemlere ait uygulama örnekleri Şekil 2.13’de gösterilmektedir.



Şekil 2.13 Katılaştırma teknikleri (a) Jet grout, (b) ıslak derin karıştırma, (c) kuru derin karıştırma [73]

2.3.3 Drenaj ve Susuzlaştırma

Sıvılaşma, artık boşluk suyu basıncına bağlı gerçekleşen bir olay olduğundan sıvılaşma kaynaklı tehlikelerinin azaltılması sıvılaşabilir zemin içinde drenaj sağlanmasıyla da gerçekleştirilebilir. Sıvılaşabilir zemin tabakasına kadar açılan bir drenaj yolu bu tabakada yer alan suların uzaklaşmasını sağlayarak artık boşluk suyu oluşumunu engelleyecektir. Böylelikle, deprem esnasında ve sonrasında suyun uzaklaşması ile beraber sıvılaşabilir tabakadaki zeminin sıkılığı artırılmış olmaktadır, ancak bazı durumlarda drenaja bağlı olarak istenmeyen oturmalar oluşabilmektedir. Genellikle düşük permeabiliteye sahip zeminlerde ve ince dane oranı yüksek zeminlerde tercih edilmemektedirler. Zeminin drenaj özelliklerini artırmak için farklı özellikteki uygulamalar günümüzde kullanılmaktadır (Çizelge 2.3).

Taş kolonlar gibi bazı zemin iyileştirme yöntemleri, sıvılaşabilir zeminlerde sıkılaştırma tekniği olarak kullanılsa da granüler özelliklerinden dolayı zeminde drenaj yolları oluşturabilmekte ve zeminin doygunluk derecelerini azaltabilmektedirler. Drenaj tekniği, zeminin sıvılaşmaya karşı direnci artırmak için özellikle Japonya’da sıklıkla kullanılmaktadır. 1993 Kushiro-Oki depremi sonrasında yapılan gözlemler sonucunda geri dolgusu granüler drenaj kazıkları ve kum kompaksiyon kazıkları ile iyileştirilmiş rıhtım duvarlarının hiçbir zarara uğramadığı ancak iyileştirme yapılmayan kısımlarda ciddi sıvılaşma kaynaklı hasarların olduğu belirtilmiştir [75, 76]. Bu teknik, sıkılaştırma tekniklerine göre daha az titreşim ve gürültü oluşturmaktadır, böylelikle çevre zemine

yaptıkları etki açısından sıkılaştırma tekniklerine göre daha avantajlıdır. Ancak bu teknik, karmaşık hesaplama adımlarını içermesi ve drenaj kolonlarının dizaynı sırasında pek çok parametrenin ölçülmesini gerektirdiğinden genellikle sıkılaştırma tekniğinin uygulanamadığı durumlarda tercih edilmektedir [74].

Çizelge 2.3 Drenaj teknikleri [66]

Drenaj Yöntemleri ve İşlevi	Su Engelleme	Boşluk Suyu Kontrolü	Susuzlaştırma	Konsolidasyonu Hızlandırma
Çakıl drenler		x		x
Kum drenler		x		x
Wick drenler		x	x	x
Kuyular	x		x	
Yüzey drenleri	x			
Topuk drenleri	x			
Düşey drenler (sondaj ^a /bohça ^b)	x ^a	x ^a x ^b		x ^b
Dren Galeri Sistemleri	x		x	
Elektrokinetik-Elektro-ozmoz		x	x	x
Vakum ile su çıkarma			x	x

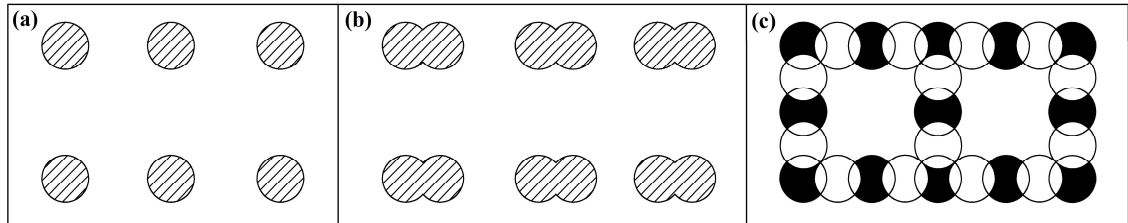
Sıvılaşma potansiyeli olan bir sahada su seviyesinin düşürülmesi susuzlaştırma tekniğinde kullanılan yöntemler arasında yer almaktadır. Susuzlaştırma işlemi, temel zemininin efektif olarak kayma mukavemetini, taşıma gücü kapasitesini, sismik kuvvetlere karşı direncini artırması ve yaşanacak hacimsel değişimleri azaltması açısından uygulamada kullanılmaktadır. Şev stabilitesinde kullanılan susuzlaştırma yöntemleri ise genellikle elektrokinetik stabilizasyon veya elektro-osmoz işlemleridir. Bu yöntemler ile şevin drenaj özelliği artırılarak kayma mukavemetinin yükseltilmesi sağlanmaktadır. Su seviyesinin düşürülmesine bağlı olarak yapılan susuzlaştırma işlemleri genellikle pompalar aracılığıyla gerçekleştirilmektedir. Pompaların sürekli işlevsel halde olması gerektiğinden çalışma ve bakım maliyetleri açısından oldukça pahalı bir teknik olabilmektedir. Çoğu susuzlaştırma sistemleri geçici olmasına rağmen, bazı kalıcı inşaatlar için pasif susuzlaştırma sistemleri kullanılabilir.

2.3.4 Güçlendirme

Suya doygun kohezyonsuz zeminler sismik etkiler altında kayma gerilmelerine maruz kaldıklarında, zeminin mukavemeti ve rijitliği artan su basınçlarına bağlı olarak azalır ve

zeminin şekil değiştirme miktarında artışlar meydana gelir. Güçlendirme tekniği ile hedeflenen amaç, artık boşluk suyu basıncı oluşumunu azaltmak ve bir deprem esnasında oluşacak sismik kayma gerilmelerini ve deformasyonları en aza indirmektir. Artan kompozit mukavemeti ile beraber iyileştirilen zeminde oluşacak yüzeysel deformasyonlar ve üst yapı deformasyonları en aza indirilmiş olmaktadır. Zemini güçlendirmek için pek çok iyileştirme yöntemi kullanılabilmektedir. Bunlar, taş kolonlar, mikro kazıklar, darbeli taş kolonlar, jet grout kolonları, donatısız kazıklar vd. olarak farklı şekillerde uygulamada kullanılmaktadır [77]. Bu metotlarla oluşturulan rijit elemanların rijitlikleri zemine oranla daha yüksek olduğundan genellikle yüksek modüllü kolonlar (YMK) olarak adlandırılmaktadırlar.

YMK'lar ile yapılan güçlendirme işlemleri ayrı kolonlar şeklinde olabileceği gibi kesişen kolonlardan oluşturulan kafes sistemler halinde de yapılabilmektedir (Şekil 2.14). Ayrı kolonların veya ayrı-kesişen kolonların boyutlandırılması kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu baz alınarak gerçekleştirilmektedir. Kafes-kesişen kolonlar üzerinde yapılan deneysel çalışmalar [78, 79], nümerik analizler [80-82] ve vaka analizleri [83, 84] incelendiğinde kafes şeklinde oluşturulan kolonların zeminde oluşacak kayma gerilmelerini ve kayma şekil değiştirmelerini azaltmada ayrı kolonlara göre daha etkili oldukları belirtilmiştir.



Şekil 2.14 YMK ile yapılan güçlendirme çalışmalarında kullanılan dizilimler (a) ayrı kolonlar, (b) ayrı-kesişen kolonlar, (c) kafes-kesişen kolonlar

Zemin iyileştirme yöntemlerinde, zeminin sıvılaşmaya karşı direncini artırmak ve sismik performansı iyileştirmek için sıkılaştırma, katılaştırma, drenaj-susuzlaştırma ve güçlendirme mekanizmalarından birini veya bunlardan birkaçının kombinasyonunu kullanmak mümkün olabilmektedir. Çizelge 2.4'te, yukarıda anlatılan iyileştirme tekniklerinin detaylı bir özeti sunulmaktadır [85].

Çizelge 2.4 Sıvılaşmaya karşı kullanılan zemin iyileştirme teknikleri

Teknik	Açıklama	Zemin Durumu	İyileştirme Derinliği	Avantajları	Dezavantajları	Göreceli Maliyet
SIKILAŞTIRMA						
Sıkı çakıl ile sıkılaştırma	Sıvılaşabilir zeminin kazılarak yerine sıkı granüler malzemesi yerleştirilir ve sıkıştırılır	Bütün Zeminler	2–6 m	– Geleneksel inşa malzemeleri ve yöntemleri kullanılır. – İyileştirme seviyesinde yüksek başarı	– Susuzlaştırma ve geçici bir destek sistemi gerekebilir – Susuzlaştırmaya bağlı komşu zeminde çökmeler oluşabilir – Değiştirilen malzemenin kompaksiyonu sırasında orta derecede titreşim ve gürültü oluşumu	Düşük
Stabilize zemin ile sıkılaştırma	Sıvılaşabilir zeminin kazılarak yerine stabilize dolgu malzemenin yerleştirilir ve sıkıştırılır	Bütün Zeminler	2–6 m	– Kazılan zemin kullanılabilir ve boş yere kazı yapmaya veya dolgu nakline gerek yoktur. – İyileştirme seviyesinde yüksek başarı.		Düşük-Orta
Dinamik kompaksiyon	2–6 m aralıklarla bir vince bağlı 5-20 ton ağırlığındaki tokmak zemine tekrarlı bir şekilde düşürülerek zemin kompakte edilir.	Çakıllar, kum ve siltli kumlar	4–7 m	– Hızlı ve ekonomik – Depremlerde verimli bir şekilde performans gösterir – Kolaylıkla doğrulanabilir	– Yüksek titreşim etkisi ve gürültü, yerleşim alanları için uygun değil – Vinç için aralık payına ihtiyaç duyulması – Tasarımı ve çalışma etkinliğinin doğrulanabilmesi için tam ölçekli deneme deneylerine ihtiyaç duyulur	Düşük
Dinamik yer değiştirme	Dinamik kompaksiyon ekipmanları ile 2-3m çapında çakıl malzeme kullanarak 6-12 m aralıklarla inşa edilir	Kumlar, siltli kumlar ve siltler				
Darbe silindir kompaksiyon	Bir traktörün arkasında çekilen kare yüzeyli yüksek enerjili silindir ile zeminin yüzey kısımlarının sıkıştırılması	Çakıllar, kumlar ve siltli kumlar	2–4 m	– Hızlı ve ekonomik – Kolaylıkla doğrulanabilir	– Özel ekipmanlara ihtiyaç vardır – Sınırlı iyileştirme derinliği, özellikle ara katmanlara sahip siltli zeminlerde – Yüksek titreşim, yerleşim alanları için uygun değil	Düşük

Çizelge 2.4 Sıvılaşmaya karşı iyileştirmede kullanılan zemin iyileştirme teknikleri (*devam*)

Vibro-kompaksiyon	1,8-3,0m kare veya üçgen dizilime sahip bir vince bağlı vibrofloat ile titreşim uygulayarak zemin sıkıştırma	Çakıllı kum, kum ve az miktarda silt içeren kumlar	6-25 m +	– Yanal gerilmelerde artışa neden olur – İnşa esnasında yüksek kalitesi kontrol seviyesi mevcut – Çok derinlerde etkili iyileştirme – Kolaylıkla doğrulanabilir, depremlerde verimli bir şekilde performans gösterir	– Özel ekipmanlara ihtiyaç vardır – Orta derece titreşim, yerleşim alanları için uygun değil – İnşa esnasında oluşan tortuların bakımı ve muhafazası – Vinçin rahat hareket edebilmesi için aralık payına ihtiyaç duyulması	Orta
Vibro-yer değiştirme	1,8-3,0m kare veya üçgen dizilime sahip bir vince bağlı vibrofloat ile sıkı granüler kolonların oluşturulması	Çakıllı kumlar, kumlar, siltli kumlar, siltler	6-25 m +	– Zeminde güçlendirme ve drenaj sağlayarak yanal gerilmelerde artışa neden olur – İnşa esnasında yüksek kalitesi kontrol seviyesi mevcut – Depremlerde verimli bir şekilde performans gösterir – Çok derinlere kadar uygulanabilir – Kolaylıkla doğrulanabilir	– Özel ekipmanlara ihtiyaç vardır – Orta derece titreşim, yerleşim alanları için uygun değil – İnşa esnasında oluşan tortuların bakımı ve muhafazası – Vinçin rahat hareket edebilmesi için aralık payına ihtiyaç duyulması – Kaya parçası, iri çakıl ya da benzeri zeminlerde uygun değildir	Orta
Granüler kompaksiyon kazıkları	1,5m-2,5m aralıklı dizilime sahip granüler kolonlarla yer değiştirme ve titreşim ile sıkılaştırma	Kumlar, siltli kumlar ve siltler	16 m'ye kadar	– Zeminde güçlendirme ve drenaj sağlayarak yanal gerilmeleri artırır – Depremlerde verimli bir şekilde performans gösterir – Geleneksel ekipmanlar kullanılarak inşa edilebilir	– Orta derece titreşim, yerleşim alanları için uygun değil – Ekipmanlar için belirli bir aralığa ihtiyaç vardır	Orta

Çizelge 2.4 Sıvılaşmaya karşı iyileştirmede kullanılan zemin iyileştirme teknikleri (*devam*)

Yer değiştirme delgi kazıkları	1,5–2,5 m aralıklarla yer değiştirme delgisi kullanılarak granüler veya beton kolonların oluşturulması	Kumlar, siltli kumlar, siltler	16 m'ye kadar	– Zeminde güçlendirme ve drenaj sağlayarak (granüler kolonlar için) yanal gerilmeleri artırır – Düşük titreşim ile inşa – Kolonlar etrafında kabarmaya izin verildiği taktirde mevcut yapıların yakınında kullanılabilir	– Özel ekipmanlara ihtiyaç vardır – kompaksiyon kazıklarına kıyasla kumları sıkıştırmada etkin değildir – Ekipmanlar için belirli bir aralığa ihtiyaç vardır	Orta
Sürme kompaksiyon kazıkları	1,2m-1,6m aralıklı dizilime sahip sürme (ahşap veya hazır beton) kazıklarla yer değiştirme ve titreşim ile sıkılaştırma	Kumlar ve az miktarda silt içeren kumlar	16 m'ye kadar	– Zeminde yanal gerilmeleri artırır, - Zeminde bir miktar güçlendirme sağlar fakat tipik olarak kazıklar ile zemin arasında sürtünme direnci azdır	– İyileştirme kazıklarının etrafında zemin yüzeyinde kabarmalar – Orta derece titreşim ve gürültü, mevcut yapıların hemen yanı için uygun değil	Orta
Kompaksiyon groutu	Yüksek viskoziteli grout yüksek basınç altında pompalandığında radyal hidrolik krika gibi davranır.	Kumlar ve siltli kumlar	25 m	– Düşük titreşimli, kompakt yapıdadır, mevcut yapıların altındaki zemini iyileştirmede kullanılabilir	– Düşük çevre basıncının olduğu yüzeysel derinliklerde iyileştirme için uygun değildir	Orta
Reçine enjeksiyonu	Hızlı bir şekilde genişleyen reçine enjeksiyonu ile sıkıştırma	Kumlar ve siltli kumlar	10 m	– Düşük titreşimli, kompakt yapıdadır, mevcut yapıların altındaki zemini iyileştirmede kullanılabilir	– Sınırlı sayıda kullanım, tecrübe azlığı	Orta

Çizelge 2.4 Sıvılaşmaya karşı iyileştirmede kullanılan zemin iyileştirme teknikleri (*devam*)

Sürşarj yükü uygulama	Sürşarj yükü altında konsolidasyon	Bütün zeminler	Zemin durumu ve sürşarj genişliğine bağlı	– Zeminlerin aşırı konsolide olması halinde yanal gerilmeleri artırır. – Düşük seviye titreşim	– Sürşarj yüklerinin uygulanabilmesi için alan ihtiyacı – Sürşarj yakınındaki bölgelerde oturma	Orta
Patlatma	Birden fazla derinliğe 3–8 m aralıklarla üçgen bir dizlim halinde monte edilirler. Oluşan şok dalgaları ve titreşimler, sıkılaştırmanın sağlanabilmesi için kısmi sıvılaşmaya, yer değiştirmeye, ya da oturmalara neden olabilir	Suya doygun çakıllı kumlar ve kumlar	25 m +	– Basit bir teknoloji – Çok büyük derinliklerde büyük alanlar iyileştirilebilir	– İyileştirme esnasında oluşan titreşim ve gürültü nedeniyle çok derinlerde ve yeşil alanlarda uygulanması sınırlıdır	Orta-yüksek
KATILAŞTIRMA						
Kütle Stabilizasyonu	Dönen bir mikser yardımı ile kireç, bitüm veya çimentonun zemine katılması	Kumlar ve siltli kumlar, siltler	2–6 m	– Diğer yöntemlere kıyasla düşük titreşim ve gürültü seviyesi – Ara katmanlı kohezyonsuz ve kohezyonlu zeminler veya ince dane oranı yüksek zeminler için uygun	– Özel ekipmanlara ihtiyaç vardır – Sonuçlar karıştırma derecesine ve kompaksiyon hedefine ulaşılmasına bağlıdır – Kaya parçası, iri çakıl ya da sıkı çakıl tabakalarının olduğu zeminlerde uygun değildir. Organik zeminler için de uygun olmayabilir	Orta-yüksek

Çizelge 2.4 Sıvılaşmaya karşı iyileştirmede kullanılan zemin iyileştirme teknikleri (*devam*)

Derin karıştırma	Düşey olarak dönen patentli bir mikser veya delgiler ile kireç, bitüm veya çimentonun zemine katılması	Kumlar ve siltli kumlar, siltler	2–20 m	– Diğer yöntemlere kıyasla düşük titreşim ve gürültü seviyesi – Ara katmanlı kohezyonsuz ve kohezyonlu zeminler veya ince dane oranı yüksek zeminler için uygun	– Özel ekipmanlara ihtiyaç vardır – Kırılgan elemanlardır (bireysel olarak) – Kaya parçası, iri çakıl ya da sıkı çakıl tabakalarının olduğu zeminlerde uygun değildir. Organik zeminler için de uygun olmayabilir	Yüksek
Jet grout	Kazı derinliğinde yüksek hızlı jetler yardımı ile zemine karıştırma veya enjeksiyon yöntemiyle katkı maddesi yerleştirilerek zeminde kolonlar veya paneller oluşturulur	Kumlar ve siltli kumlar, siltler	2–25 m+	– Düşük titreşimli, kompakt yapıdadır, mevcut yapıların altındaki zemini iyileştirmede kullanılabilir – Ara katmanlı kohezyonsuz ve kohezyonlu zeminler veya ince dane oranı yüksek zeminler için uygun	– Özel ekipmanlara ihtiyaç vardır – Kırılgan elemanlardır (bireysel olarak) – Kaya parçası, iri çakıl ya da benzeri jetleri maskeleyebilen zeminlerde uygun değildir. Organik zeminler için de uygun olmayabilir	Yüksek
Sızdırma groutu	Düşük viskoziteli çimento veya kimyasal grout zemin içerisine kafes dizilim şeklinde yerleştirilir. Grout, gözenekleri çimento ve / veya diğer reaktiflerle doldurarak zemin boyunca nüfuz eder	Orta daneli sitler ve daha büyük daneli zeminler	20 m +	– Artık boşluk suyu basıncı oluşmaz. Seçili zeminlerde yerel iyileştirme yapılabilir – Düşük titreşimli, kompakt yapıdadır, mevcut yapıların altındaki zemini iyileştirmede kullanılabilir – Atık oluşturmaz	– Ara katmanlı ince daneli zeminler, harç yayılımını engelleyebilir. Homojen geçirgen kumlara için daha uygundur – Yüksek permeabiliteye sahip zeminlerde uygulaması zordur ve yakınında bulunan su yollarında kirlenmelere yol açabilir	Yüksek

Çizelge 2.4 Sıvılaşmaya karşı iyileştirmede kullanılan zemin iyileştirme teknikleri (devam)

DRENAJ-SUSUZLAŞTIRMA

Kalıcı susuzlaştırma	Drenaj veya pompalama yardımıyla su seviyesinin düşürülmesi	Çakıllı kum, kumlar ve siltli kumlar	2–8 m	– Yer çekimi drenajı yardımı ile elde edilen kalıcı susuzlaştırma geniş alanlarında az masraflı bir yöntem olabilir.	– Sürekli çalışan ve bakım isteyen pompalar – Pompa bozulma riski – Efektif gerilme artışına bağlı oluşabilecek oturmalar	Yüksek
Prefabrik düşey drenler	Sıvılaşmayı önlemek adına artık boşluk suyu basınçlarının tahliyesi. Drenaj yolları kum/çakıldan imal edilebilir veya prefabrik olabilir	Çakıllı kum ve kumlar	5–25 m +	– Basit, düşük titreşimli imalat teknikleri, inşa edilmesi göreceli olarak daha ucuz olabilir	– Efektif bir dizayn için zeminin durumu ve permeabilitesi hakkında iyi bir bilginin elde edilmiş olması gerekir	Orta-yüksek

GÜÇLENDİRME

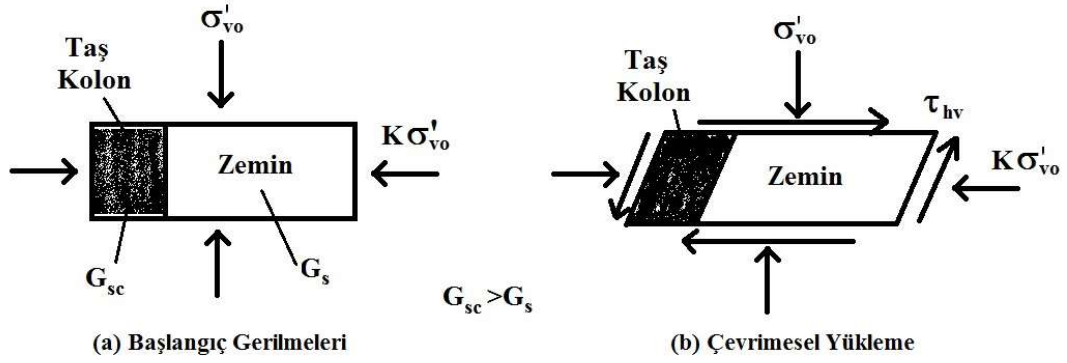
Kafes duvarlar	5-7 m ağ aralığına sahip kesişen jet grout veya derin karıştırma kazıkları ile oluşturulmuş kafes şeklindeki yöntem.	İmalat yöntemine bağlı	4–25 m +	– Zemin sıvılaşsa bile kafes duvar zemini bir arada tutar – Komple stabilizasyondan daha pahalı bir hale gelebilir – Jet grout kolonların kullanılması halinde çevre yapıların altını iyileştirmede kullanılabilir.	– İmalat yöntemine bağlı – Donatısız duvarlar kırılma göçmesi yaşayabilir, ancak ayrı kolonlara göre daha dayanıklıdır	Orta-yüksek
Yüksek modüllü kolonlar	1,5–2,5 m ağ aralığında sahip YMK'dan oluşan ayrı kolonlar ile zeminin güçlendirilmesi	İmalat yöntemine bağlı	4–25 m +	– Kolonların uçları sıvılaşmayan bir tabakada yer alması halinde zemin yüzeyinde oluşacak farklı oturmalar engellenebilir	– İmalat yöntemine bağlı – donatısı olmayan kolonlar kırılma göçmesi yaşayabilir – İyileştirme bölgesi çevre uzunluğu boyunca gerçekleşir.	Orta-yüksek

2.3.5 YMK ile İyileştirilmiş Zeminlerde Sismik Kayma Gerilmesi ve Sismik Kayma Şekil Değiştirme Davranışı

YMK'ların sıvılaştırılabilir zeminler içindeki davranışı ile ilgili olarak ilk yaklaşım Baez (1995) [9] tarafından önerilmiştir. Buna göre, YMK'lar sıvılaştırılabilir zemine yerleştirildiğinde genel olarak iyileştirilmiş zemin içerisinde bir rijitlik artışına neden olurlar. YMK ile iyileştirilmiş bir zemin tabakası deprem hareketine maruz kaldığında kolon ve çevre zemin yanal hareket etme eğilimine girer ve bu hareket sonucunda YMK ile çevre zeminde benzer kayma şekil değiştirmeleri oluşur. Bu durum sonucunda, rijitliği çevre zemine göre daha fazla olan YMK'lara daha fazla kayma gerilmeleri etki eder ve böylece YMK'u çevreleyen zemindeki kayma gerilmelerinde azalmalar sağlanmış olur.

Baez (1995) [9] tarafından yukarıda ifade edilen yaklaşım 1995 yılında yapmış olduğu çalışmalara dayanmaktadır. Çalışmasında, arazi deneyleri yardımıyla vibro taş kolonların kumlu zeminlerdeki sıkılaştırma ile drenaj özelliklerini ve bunların çalışma mekanizmalarını araştırmıştır. Arazi deney verilerini kullanarak taş kolonların sıkılaştırma etkisi için ampirik formüller geliştirmiştir. Ayrıca, vibro taş kolonların sıvılaştırma potansiyelini azaltmadaki etkilerini ve taş kolon ile zeminde oluşacak kayma gerilmeleri dağılımını inceleyerek yapılan iyileştirmenin sıvılaştırma potansiyeline ne derece katkı verdiğini araştırmıştır. Araştırmalarında kayma gerilmesi azaltma faktörünü (K_G) elde ederek deprem sırasında taş kolonlara ve çevre zemine gelen gerilmeleri belirlemeye çalışmıştır. Kayma gerilmesi azaltma faktörünü (K_G) bir takım kabul ve matematiksel ifadelerle şu şekilde belirtmiştir:

- Sıvılaştırma iyileştirmesinde kullanılan taş kolonlar zemin içerisine yerleştirildiğinde, zeminin başlangıç rijitliği ve gerilmesi değişeceğinden depremin etki edeceği yükleme koşulu da değişecektir. Bu esnada zemin ve kolon elemanı beraber deforme olacağından kayma gerilmesi dağılımı da her bir elemanın rijitliğinin ve alanlarının bir fonksiyonu olacaktır. Göreceli olarak daha rijit olan taş kolonlar deprem sırasında oluşan kayma gerilmelerini daha fazla alacak ve zemine etki eden kayma gerilmeleri azalacaktır. Gerilmelerin rijitlikleri oranında dağılacağı kabulüne dayanan bu yaklaşım, kayma şekil değiştirmelerin rijit ve yumuşak malzeme için uyumlu (*shear strain compatibility*) olacağını ifade etmektedir (Şekil 2.15).



Şekil 2.15 Taş kolon- zemin sistemi içerisinde kayma gerilmeleri yayılımı için idealize edilmiş arazi koşulları [9]

- Kayma şekil değiştirmeleri uyumluluğundan (*compatibility*) yola çıkarak;

$$\gamma_s = \gamma_{sc} (\gamma_{sc}/\gamma_s = 1,0 = \gamma_r) \quad (2.3)$$

ve,

$$\tau_s/G_s = \tau_{sc}/G_{sc} \quad (2.4)$$

olarak ifade edilmiştir. Burada, γ_s ve γ_{sc} ile τ_s ve τ_{sc} sırasıyla zeminde ve taş kolonda oluşan kayma şekil değiştirmeleri ile kayma gerilmeleridir. Taş kolon-zemin sistemine etki eden dış kuvvet, zeminde ve kolonda oluşacak olan kuvvetlerin toplamı olduğuna göre sisteme etki eden toplam çevrimsel kayma gerilmesi Seed ve Idriss (1971) [86];

$$\tau A = \tau_s A_s + \tau_{sc} A_{sc} \quad (2.5)$$

şeklinde olacaktır.

Burada,

$$A = \text{toplam plan alanı } (A_s + A_{sc}) \quad (2.6)$$

$$\tau = 0.65 a_{\max} \sigma_0 r_d / g \quad (2.7)$$

$a_{\max}$ = pik yüzey ivmesi

σ_0 = istenilen derinlikteki toplam gerilme

r_d = derinlik faktörü

A_s = zeminin plan alanı

A_{sc} = taş kolonun plan alanı

Eğer taş kolon alanın toplam plan alanına oranı, yani alan yer değiştirme oranı (A_r);

$$A_r = A_{sc} / A \quad (2.8)$$

şeklinde yazılır ve taş kolon kayma modülü (G_{sc}) ile zeminin kayma modülü (G_s) oranı (G_r);

$$G_r = G_{sc} / G_s \quad (2.9)$$

olarak ifade edilip, denklem (2.4, 2.5, 2.6, 2.7, 2.8 ve 2.9) toplanırsa, kolona (τ_{sc}) ve zemine (τ_s) gelen ortalama kayma gerilmeleri sırasıyla;

$$\tau_{sc} = \frac{\tau}{[A_r + \frac{1}{G_r}(1-A_r)]} \quad (2.10)$$

ve,

$$\tau_s = \tau_{sc} / G_r \quad (2.11)$$

olarak ifade edilir.

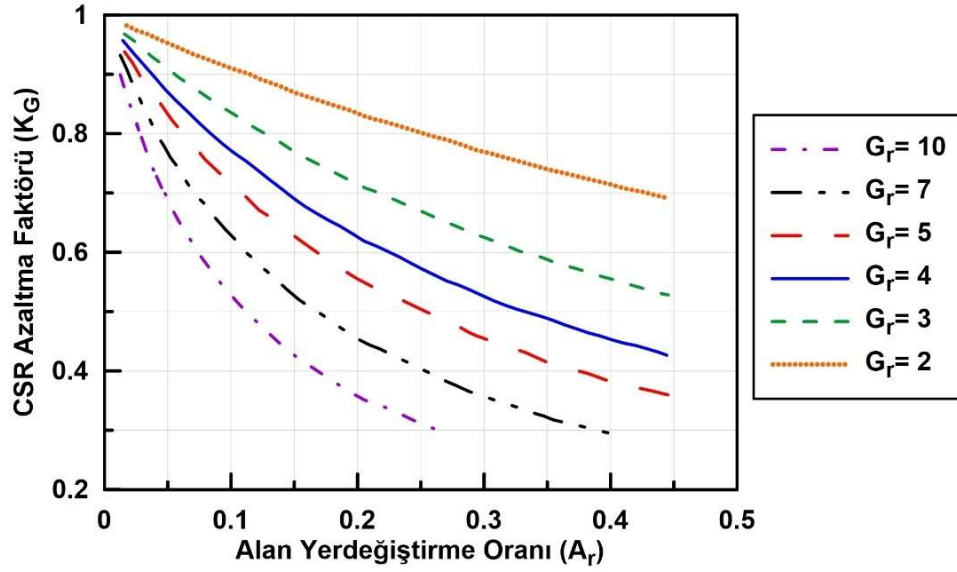
Seed ve Idriss, (1971) [86] tarafından ifade edilen Denklem (2.5), kayma gerilmesi azaltma faktörü (K_G) ile modifiye edilerek yeni bir denkleme ulaşılır. Bu denklem, zemindeki kayma gerilmesi ile toplam plan alanında oluşan toplam kayma gerilmesi oranı olarak ifade edilir:

$$K_G = \tau_s / \tau = CSR_I / CSR_U \quad (2.12)$$

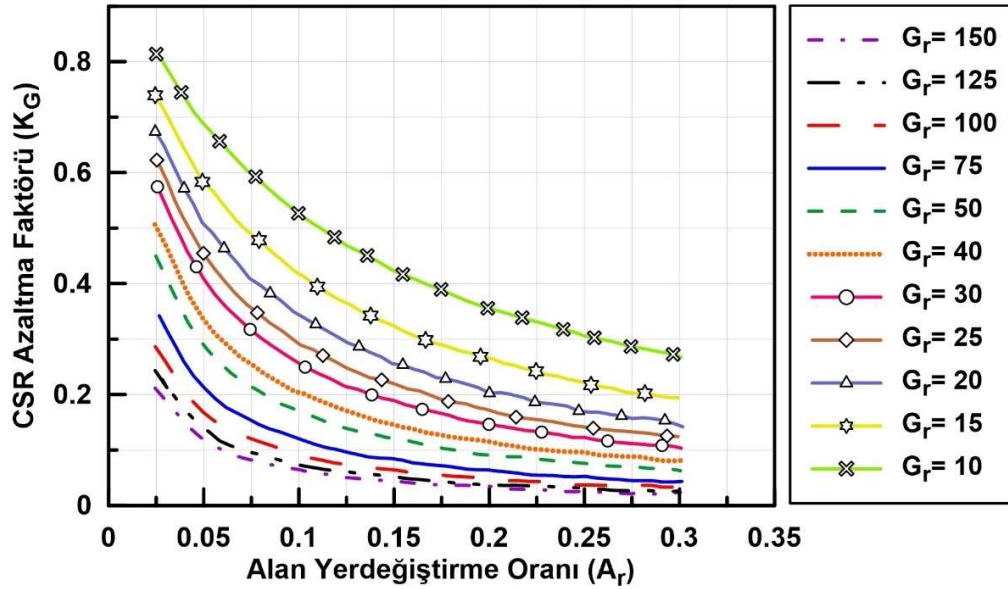
$$K_G = \frac{1}{G_r} \frac{1}{[A_r + \frac{1}{G_r}(1-A_r)]} \quad (2.13)$$

Burada τ_s / τ oranı, zeminde iyileştirme sonrası oluşan sismik kayma gerilmelerinin iyileştirme öncesi oluşan sismik kayma gerilmelerine oranı olarak ifade edilmektedir. Diğer bir deyişle, zeminde oluşan iyileştirme sonrası çevrimsel gerilme oranının (CSR_I) iyileştirme öncesi çevrimsel gerilme oranına (CSR_U) bölümü olarak gösterilmektedir. Kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu kabulünden ortaya çıkan bu denklem, $A_r > 0$ ve $G_r > 0$ durumunun bütün kombinasyonları için sismik kayma gerilmelerinde azalımlara neden olmaktadır. Baez (1995) [9] tarafından, yukarıda ifade edilen denklemden faydalanarak parametrik bir çalışma ile Şekil 2.16'de gösterilen A_r ve G_r 'ye bağlı bir tasarım abağı oluşturulmuştur. Bu abak orijinalinde taş kolonlar için geliştirildiğinden G_r değerleri 2-10 arasında değişmektedir. Ancak jet grout gibi daha yüksek kayma modülüne sahip YMK'larda G_r değeri 20'nin üzerine çıkabilmektedir. Dolayısıyla, yüksek G_r değerlerine sahip YMK'lar için Özsoy ve Durgunoğlu (2003) [87] tarafından yeni bir

abak geliştirilerek G_r değişiminin 10-150 arasında olduğu yeni bir tasarım abağı oluşturulmuştur (Şekil 2.17). Bu abak halen uygulamalarda sıklıkla tercih edilmekte ve YMK'lar ile iyileştirilmiş zeminlerin sıvılaşmaya karşı tasarımında kullanılmaktadır.



Şekil 2.16 Kayma gerilmesi azaltma faktörünün A_r ve G_r 'ye bağlı olarak değişimi [9]



Şekil 2.17 Kayma gerilmesi azaltma faktörünün A_r ve G_r 'ye bağlı olarak değişimi [87]

Priebe (1988) [88] tarafından yapılan bir çalışma ile kayma şekil değiştirmesi uyumluluğunu baz alan ve iyileştirme faktörüne (n_0) bağlı yeni bir sismik kayma gerilmesi azaltma faktörü (K_G) sunulmuştur. Zeminin, sismik etkiler altında kısa süreli davranış sergileyeceği ifade edilerek zeminde herhangi bir hacim değişimi olmayacağı

kabulü ile Poisson oranı (ν) 0,5 olarak alınmıştır. Bu kabul ile yapılan hesaplarda, K_G ifadesi α ile gösterilerek Denklem 2.14’de verildiği gibi formülize edilmiştir:

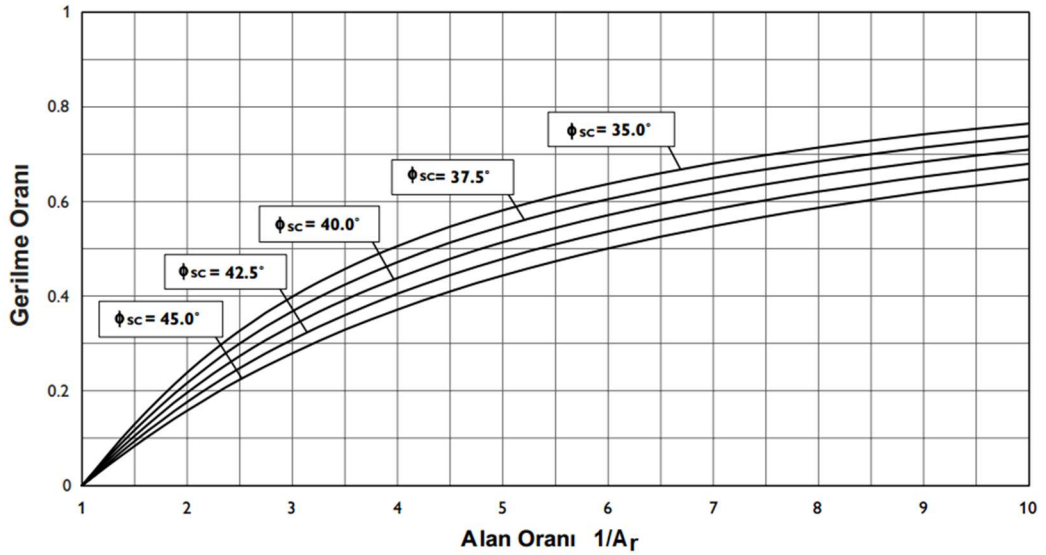
$$\text{Gerilme Oranı} = \alpha = K_G = \frac{1}{n_0} = \frac{K_{ac} (1-A_r)}{A_r + K_{ac} (1-A_r)^2} \quad (2.14)$$

Burada;

K_{ac} , kolon malzemesi için aktif Rankine katsayıdır ve şu şekilde gösterilmektedir:

$$K_{ac} = \tan^2 (45 - \phi_c / 2) \quad (2.15)$$

Denklem 2.14’ün uygulamada daha rahat kullanılabilmesi için bir tasarım abağı geliştirilmiştir. Şekil 2.18’te gösterilen ve [88] tarafından sunulan abakta, gerilme oranının (α) değişen kolon malzemesi içsel sürtünme açlarına (ϕ_c) ve alan oranına ($1/A_r$) bağlı olarak değişimi gösterilmektedir.



Şekil 2.18 Gerilme Oranının (α), ϕ_c ve $1/A_r$ ile olan değişimi [88]

Baez (1995) [9] ve Priebe (1998) [88] tarafından ifade edilen yaklaşımlarda, YMK ve çevre zeminin benzer sismik kayma şekil değiştirmesi yaptığı kabul edilmektedir. Günümüzde halen mühendislik uygulamalarında, kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu yaklaşımdan yola çıkarak oluşturulan bu abaklar yardımı ile tasarımlar yapılmaktadır. Yapılan bu tasarımla YMK ile iyileştirilmiş zeminin sismik kayma gerilmelerini önemli ölçüde azaltacağı ve sıvılaşmaya karşı zeminde iyileştirme yapılacağı düşünülmektedir. Ancak yapılan son çalışmalar incelendiğinde, beklenenin aksine YMK ile çevre zeminin yapmış olduğu sismik kayma şekil değiştirmelerinin aynı olmadığı ve aralarında bir uyumsuzluğun (*incompatibility*) olduğu belirlenmiştir. Ayrıca, YMK’ların kayma

gerilmelerini yeteri kadar azaltmadığı ve Şekil 2.17’de veya Şekil 2.18’de verilen abaklar ile yapılan tasarımların güvensiz tarafta kalacağı vurgulanmıştır.

Bu kapsamda, YMK ile çevre zemin arasında kayma şekil değiştirmesi uyumsuzluğunun bulunduğu dair yapılan ilk çalışma Goughnour ve Pestana (1998) [25] tarafından gerçekleştirilmiştir. Araştırmacılar tarafından basitleştirilmiş bir analitik yaklaşım kullanılarak, narinlik oranının taş kolonların davranışı üzerine etkileri incelenmiştir. Çalışmada, taş kolonların genellikle eğilme (*flexural*), zeminin ise kayma kirişi (*shear beam*) davranışı sergilediği gözlemlenmiştir. Çalışma sonucunda, Baez (1995) [9] tarafından sunulan kayma gerilmesi azaltma faktörü (K_G) modifiye edilerek, düşey gerilme oranına (η) bağlı olarak yeniden belirlenmiştir:

$$K_G = \frac{1+A_r(\eta-1)}{1+A_r(G_r-1)} \quad (2.16)$$

Burada düşey gerilme oranı (η), Poisson oranına (ν) bağlı olarak [89];

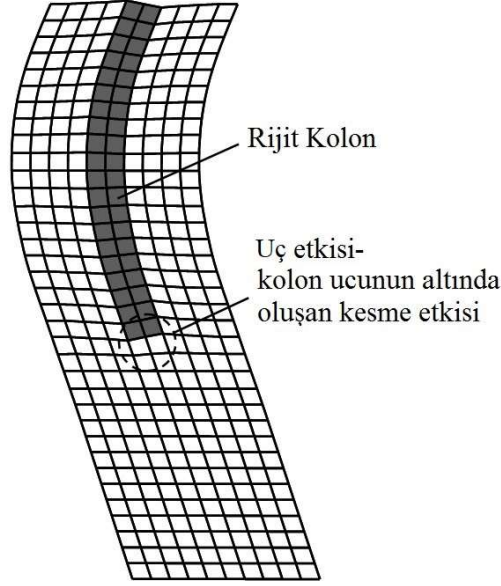
$$\eta = G_r \frac{\left[\frac{1-\nu}{1-2\nu} \right]_c}{\left[\frac{1-\nu}{1-2\nu} \right]_s} \quad (2.17)$$

ile elde edilebilir.

Goughnour ve Pestana (1998) [25] tarafından elde edilen sonuçlar incelendiğinde, zeminlerde sıvılaşmaya karşı iyileştirme yöntemi olarak kullanılan taş kolonların sismik kayma gerilmelerini azaltmada çok az etkili oldukları vurgulanmıştır. Ayrıca, zemin iyileştirmeden önce ve sonra zemine etki eden sismik kayma gerilmelerinin hiç değişmediğini ve neredeyse aynı seviyede olduğu ifade edilmiştir.

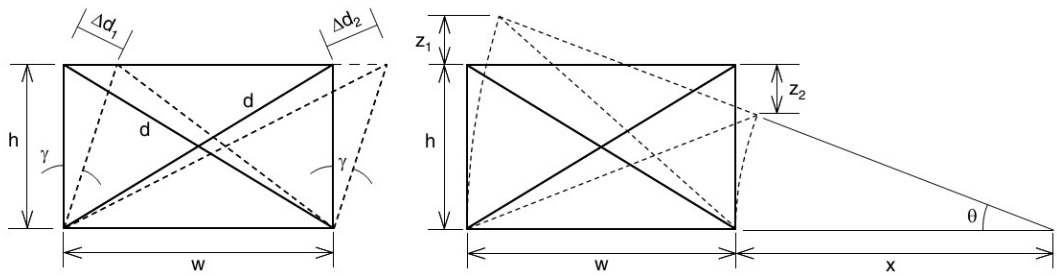
Olgun ve Martin (2008) [21] tarafından kolonların sismik etkiler altındaki deformasyon davranışını ve sismik kayma gerilmelerini azaltmadaki etkilerini incelemek için 3D DYNAFLOW sonlu elemanlar programı yardımıyla analizler gerçekleştirilmiştir. 1,8 m x 1,8 m plan üzerine 12 m derinliğinde ve 14000 elemandan oluşan bir ağ (*mesh*) oluşturularak zemin profili oluşturulmuştur. Bu zemin profili, ilk 6 m’si yumuşak sonraki 6 m’si ise göreceli olarak daha sert bir zeminden oluşacak şekilde tasarlanmıştır. Yumuşak tabaka içerisine $A_r = \%20$ olan, 0,9 m çapında ve 6 m boyunda rijit kolonlar olacak şekilde modelleme yapılmıştır. Basitliği ve kolaylığı sebebiyle zemin ile kolon arasında lineer (doğrusal) elastik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi olduğu kabul edilmiştir. Analizlerde boşluk suyu basıncı oluşumları dikkate alınmamış ve toplam gerilme

analizleri yapılmıştır. 1999 Kocaeli depremi (İZT istasyonu EW ve NS bileşenleri) kullanılarak her iki yatay yönde sistem dinamik sarsıntıya maruz bırakılmıştır. Analizlerin sonucunda kolonda kayma (*shear*) ve eğilme (*flexural*) deformasyonların birlikte meydana geldiği görülmüştür. Sayısal analizler neticesinde kolon ile çevre zeminin yapmış olduğu toplam deformasyon görünümü Şekil 2.19’da gösterilmektedir.



Şekil 2.19 Rijit kolon- zemin sisteminin deforme olmuş hali [21]

Kayma (*shear*) ve eğilme (*flexural*) deformasyonları Şekil 2.20’de gösterildiği gibi şematize edilmiş ve Denklem 2.18 ile 2.19 yardımıyla aşağıda gösterildiği gibi hesaplanmıştır;



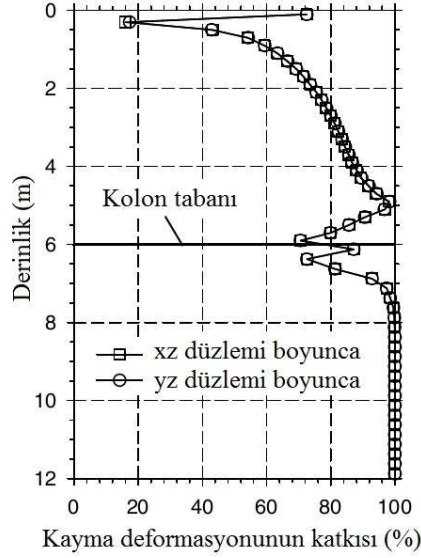
Şekil 2.20 Kayma ve eğilme deformasyonlarının şematik gösterimi [21]

Kayma deformasyonları,
$$\gamma = \frac{\gamma_L + \gamma_R}{2} \approx \frac{\Delta d_1 - \Delta d_2}{2} \frac{d}{hw} \quad (2.18)$$

Eğilme deformasyonları,
$$\theta = \frac{z_2 - z_1}{w} \quad (2.19)$$

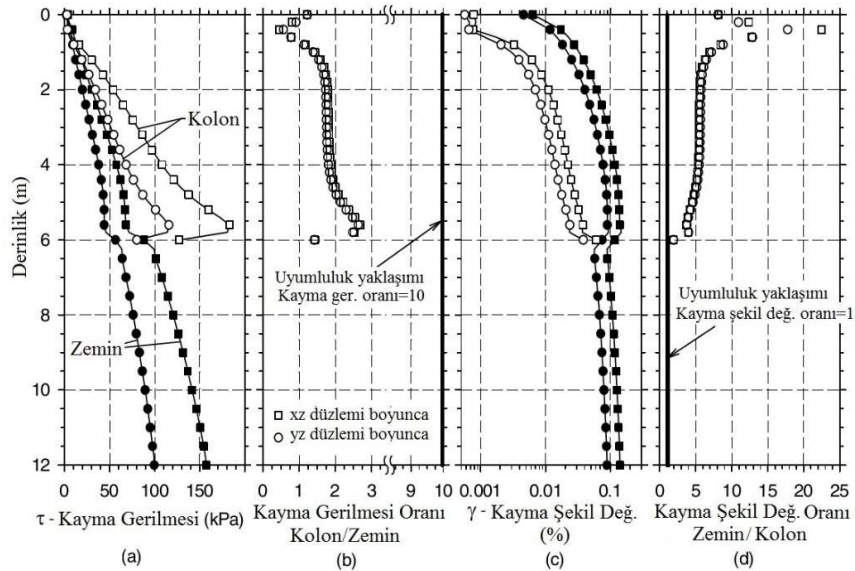
Kayma ve eğilme deformasyonlarının değişimini görebilmek için derinlik boyunca kayma deformasyon katkısının değişimi çizilmiş ve Şekil 2.21’de gösterilmiştir. Şekil

2.21’de görüldüğü üzere rijit kolonun uç kısımlarında kayma deformasyonlarından ziyade eğilme deformasyonlarının daha hâkim olduğu görülmektedir. Burada kayma deformasyonun katkısı $\frac{\gamma}{\gamma+\theta} 100$ (%) ile hesaplanmaktadır.



Şekil 2.21 Derinlik boyunca kayma deformasyonları katkısının değişimi [21]

Şekil 2.22’de ise kolonda ve zeminde olan maksimum kayma gerilmelerinin ve kayma deformasyonlarının derinlikle değişimi verilmiş ve kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu kabulü ile bir karşılaştırılması yapılmıştır.

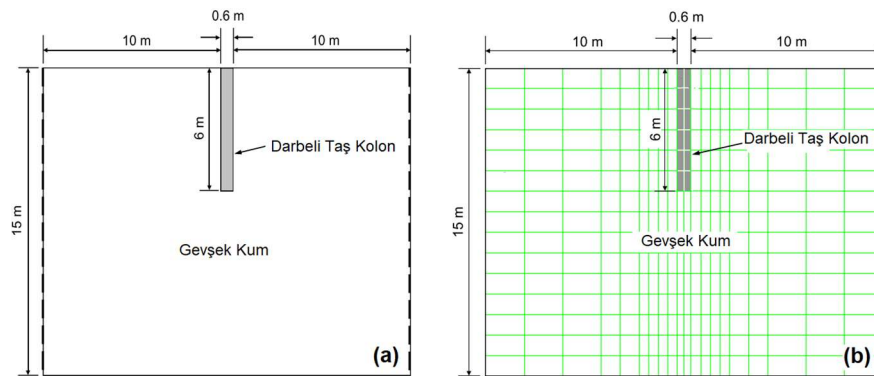


Şekil 2.22 Kolonda ve zeminde oluşan kayma gerilmelerinin ve kayma şekil değiştirmelerinin pik değerleri [21]

Şekil 2.22’e bakıldığında, araştırma sonucunda çok çarpıcı değerlere ulaşıldığı görülmektedir. Buna göre Şekil 2.22(d) incelendiğinde, zemin ve kolonda oluşan kayma

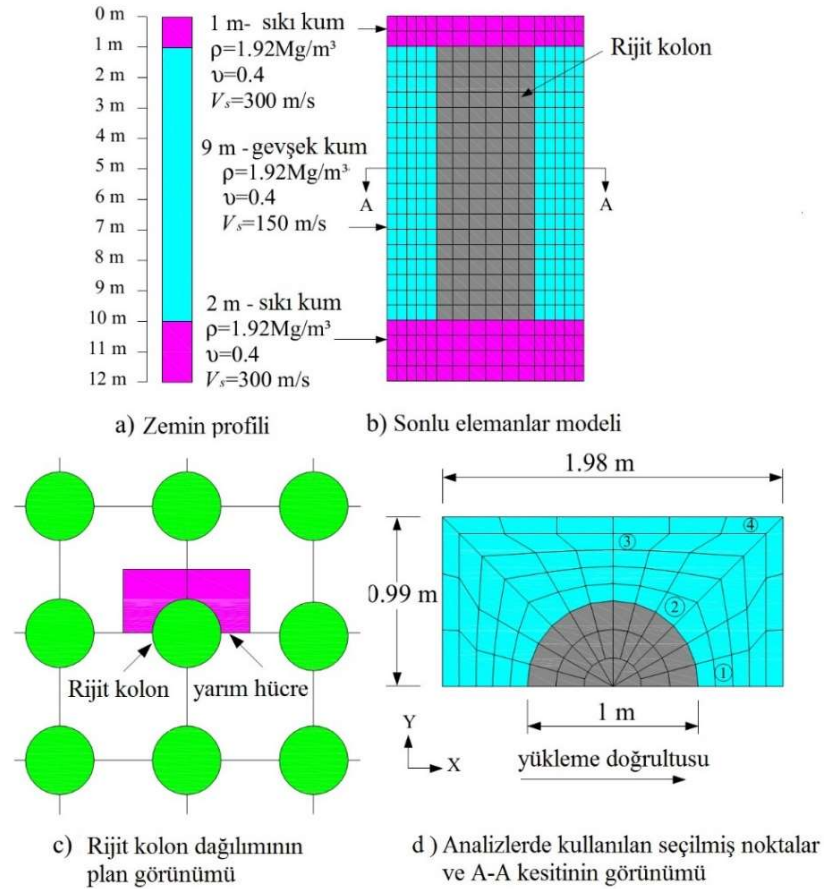
şekil değiştirmesi oranları derinlik boyunca 1,0'den büyük ve ortalama 5 olarak elde edilmiştir. Buna göre, rijit kolonlar zemine göre ortalama 5 kat daha az deforme olmuştur ve aralarında herhangi bir kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu meydana gelmemiştir. Aynı şekilde Şekil 2.22(b) incelendiğinde, kolon ile zeminde oluşan kayma gerilmesi oranının 2 ile 3 arasında değiştiği ve kayma şekil değiştirmesi uygunluğu kabulüne göre 10 ($G_{sc}/G_s=10$) olması gereken bu değer oldukça altında bir oranın elde edildiği görülmektedir. Analizler neticesinde YMK'ların zemin içerisindeki davranışının düşünülenenden daha da karmaşık olduğu ve Baez (1995) [9] tarafından sunulan ve uygulamada sıklıkla kullanılan kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu kabulünün güvensiz sonuçlar verdiği belirtilmiştir.

Green vd. (2008) [20], 2D sayısal analizler gerçekleştirerek darbeli taş kolonlar ile çevre zemin arasında oluşacak kayma gerilmeleri dağılımını incelemişlerdir. Bu kapsamda, gevşek bir kum tabakası içerisinde 20 m aralıklarla kolonlar oluşturularak modelleme yapılmıştır. Zemin profili 20 m genişliğinde ve 15 m derinliğinde oluşturulmuş ve kolon ile zemin davranışı lineer-elastik olarak modellenmiştir. Sayısal analizlerle kayma (*shear*) ve eğilme (*flexural*) şekil değiştirmelerin derinlik boyunca değişimi incelenmiştir. Analizlerde kullanılan sayısal modele ait görünüm Şekil 2.23'de gösterilmiştir. Yapılan analizler neticesinde, darbeli taş kolonların sadece kayma deformasyonlarını yapmadığı aynı zamanda eğilme deformasyonları yaptığı ifade edilmiştir. Özellikle zemin yüzeyine yakın noktalarda kolonda eğilme davranışının olduğu, daha derinlerde ise kayma deformasyonlarının meydana geldiği belirlenmiştir. Sonuç olarak, kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu kabulünün aksine, YMK'ların sismik etkiler altında shear beam gibi davranmadıkları, deformasyonların hem kayma hem de eğilme olmak üzere iki farklı şekilde oluştuğu vurgulanmıştır.



Şekil 2.23 Green vd. (2008) [20] tarafından sayısal analizlerde kullanılan sonlu elemanlar modeli (a) model boyutları görünümü, (b) DYNALFLOW ağ görünümü

Rayamajhi vd. (2014) [24], 3D sonlu elemanlar programı kullanarak YMK'lar ile iyileştirilmiş sıvılaştırılabilir zeminlerdeki sismik kayma gerilmesi azalmasını ve YMK'lar ile sıvılaştırılabilir zeminler arasındaki kayma şekil değiştirmesi dağılımını incelemiştir. Araştırmacılar, sayısal analizlerini çeşitli parametrik analizlerle destekleyerek konuyu detaylıca incelemişlerdir. Çalışma kapsamındaki sonlu elemanlar modeli, OpenSees 2.1.0 programı ile 8 nodlu tuğla (*brick*) elemanlar kullanılarak oluşturulmuştur. Önceki çalışmalarla karşılaştırma yapabilmek için kolon ile zemin lineer-elastik malzeme modeli ile modellenmiştir. Analizlerde kullanılan zemin profilinin ilk 1m'si sıkı kum zemin, onun altında 9 m kalınlığında gevşek sıvılaştırılabilir kum zemin tabakası ve onunda altında 2 m'lik sıkı kum tabakasından oluşmaktadır. Modelleme sırasında birim hücre modeli kullanılarak YMK ve çevre zeminin modellenmesi yapılmıştır. 1 m çapındaki ve 9 m boyundaki YMK'lar, $A_r = \%20$ olacak şekilde modellenmiştir. Sayısal modele ait detaylı görünüm Şekil 2.24'de gösterilmektedir. Sismik hareket olarak pseudostatik, harmonik hareket ve deprem hareketi kullanılmıştır. Deprem hareketi kullanılırken 10 farklı deprem kaydından yararlanılarak analizler gerçekleştirilmiştir.



Şekil 2.24 Sayısal analizlerde kullanılan OpenSees sonlu elemanlar model görünümü [24]

Araştırmacılar sonlu elemanlar analiz sonuçlarını yorumlamak için Seed ve Idriss (1971) [86] tarafından ifade edilen ve basitleştirilmiş yöntem olarak sivilaşma analizlerinde kullanılan denklemden faydalanmışlardır. İyileştirme öncesi (CSR_U) ve sonrası (CSR_I) oluşacak CSR değerlerini aşağıda gösterildiği gibi yazarak, kayma gerilmesi azaltma faktörünün yeni bir gösterimini elde etmişlerdir. Buna göre;

$$CSR_I = \frac{\tau_{s,I}}{\sigma'_v} = 0,65 \left(\frac{a_{maks,I}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) r_{d,I} \quad (2.20)$$

$$CSR_U = \frac{\tau_{s,U}}{\sigma'_v} = 0,65 \left(\frac{a_{maks,U}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) r_{d,U} \quad (2.21)$$

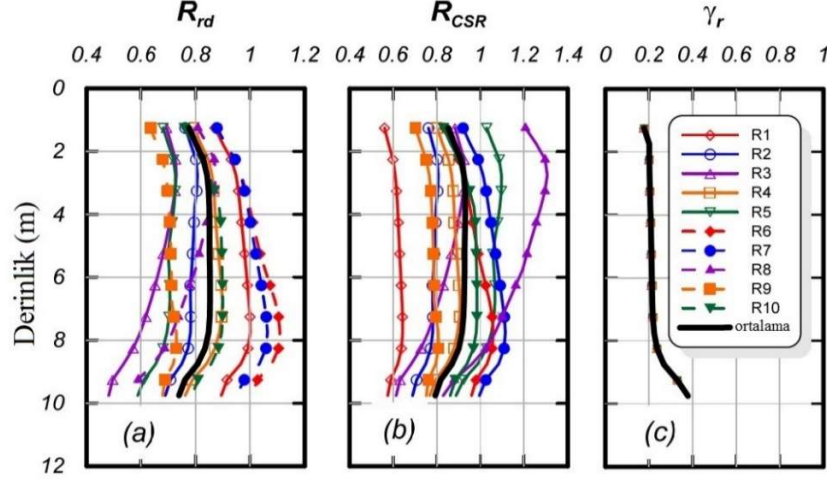
Denklem 2.20 ve 2.21 oranlandığında elde edilen değer CSR azaltma faktörü (R_{CSR}) olarak ifade edilmiştir. R_{CSR} değeri Denklem 2.22’de verildiği gibi ifade edilmektedir.

$$R_{CSR} = \frac{CSR_I}{CSR_U} = \frac{(a_{maks} r_d)_I}{(a_{maks} r_d)_U} = R_{amax} R_{rd} \quad (2.22)$$

Burada R_{amax} ve R_{rd} ifadeleri sırasıyla iyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş durumdaki maksimum yüzey ivmesi oranına ve kayma gerilmesi azaltma faktörü oranına karşılık gelmektedir. Denklem 2.13 ve 2.14’de verilen K_G değerleri saha tepki etkilerini dikkate almamakta ve iyileştirme öncesindeki ve sonrasındaki yüzeyde oluşacak maksimum ivme değerlerini eşit almaktadır. Başka bir ifade ile R_{amax} oranı, Baez (1995) [9] ve Priebe (1998) [88] tarafından sunulan eşitliklerde 1,0 olmaktadır. Dolayısıyla burada kullanılan R_{rd} değeri, önceki çalışmalarda ifade edilen K_G değerine karşılık gelmektedir.

Rayamajhi vd. (2014) [24] tarafından yapılan araştırmada girdi deprem hareketi sonuçları incelendiğinde, elde edilen R_{rd} (K_G) değerlerinin kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu kabulüne göre elde edilen değerlerden oldukça farklı çıktığı görülmüştür. Buna göre, sayısal analizler sonucunda sabit G_r ($G_r = 10$) ve değişen A_r ($A_r = \%10-30$) oranları için R_{rd} değerinin 0,8-1,0 arasında değiştiği görülürken, K_G değerinin 0,53-0,27 arasında yer aldığı ifade edilmiştir. Ayrıca yapılan değerlendirme sonucunda, analiz sonuçlarının bazılarında YMK’ların zemindeki sismik kayma gerilmelerini azaltmaktan ziyade sismik kayma gerilmelerinde bir artışa neden olduğu belirtilmiştir. Kayma şekil değiştirmesi oranının (γ_r) derinlikle değişimine bakıldığında, bu oranın yaklaşık 0,2 civarında olduğu ve kayma şekil değiştirmesi uyumluluk kabulünün ($\gamma_r = \gamma_c/\gamma_s = 1,0$) geçerli olmadığı sonucuna ulaşılmıştır. Girdi deprem hareketinin uygulanması sonucunda $G_r = 10$ ve $A_r = \%20$ durumu için elde edilen R_{rd} , R_{CSR} ve γ_r değerlerinin derinlikle değişimi Şekil 2.25’de

gösterilmektedir. Araştırmacılar, Şekil 2.25c’de gösterilen γ_r değerlerini hesaplarken R_{rd} değerlerinin maksimum olduğu andaki YMK’un ve çevre zeminin kayma şekil değiştirmesi değerlerini oranlayarak γ_r ’ye ulaştıklarını ifade etmişlerdir.



Şekil 2.25 10 farklı deprem kaydının uygulanması sonucunda elde edilen R_{rd} , R_{CSR} ve γ_r değerlerinin derinlikle değişimi [24]

Rayamajhi vd. (2014) [24] tarafından yapılan değerlendirmeler ışığında γ_r ifadesinin G_r oranına bağlı olarak değiştiği ve R_{rd} değerinin γ_r değişimine bağlı olarak kullanılması gerektiği ifade edilmiştir. Bunun için araştırmacılar tarafından yeni bir kayma gerilmesi azaltma faktörü formülü oluşturulmuştur:

$$R_{rd} = \frac{1}{G_r \left[A_r \gamma_r C_G + \frac{1}{G_r} (1 - A_r) \right]} \quad (2.23)$$

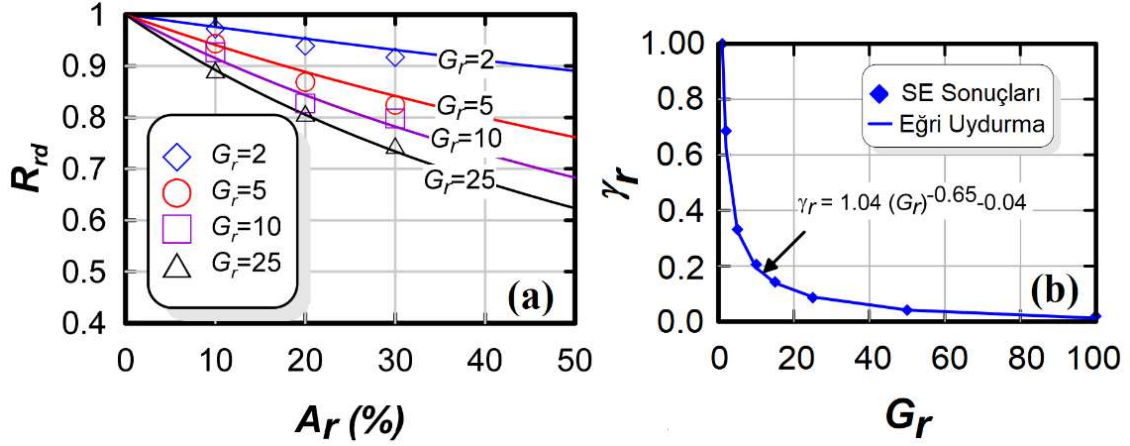
Burada C_G geometri kesit alanına bağlı eşdeğer kayma faktörüdür ve dairesel elemanlar için $C_G = 1,0$, dikdörtgen elemanlar için $C_G = 0,5$ alınmaktadır. Aynı zamanda γ_r ifadesi şu şekilde sunulmuştur:

$$\gamma_r = 1,04(G_r)^{-0.65} - 0,04 \leq 1,0 \quad (2.24)$$

R_{rd} ve γ_r değerlerinin değişen A_r ve G_r oranlarına bağlı olarak değişimi Şekil 2.26’da gösterildiği gibi verilmiştir.

Rayamajhi vd. (2016) [22], 2014 yılında yaptıkları çalışmaları geliştirerek, 3D sonlu elemanlar programı yardımıyla YMK ile çevre zemin arasındaki davranışı araştırmıştır. Sayısal analizler nonlineer olarak gerçekleştirilmiş ve Denklem 2.23’de yer alan denklemin nonlineer analizler için geçerliliği araştırılmıştır. Ayrıca, boşluksuyu basıncı

etkisinin olduğu ve olmadığı durumlarda kayma gerilmesi azalımının değişimi incelenmiştir. Gerçekleştirilen 3D nonlinear sayısal analiz sonuçlarının, özellikle düşük artık boşluk suyu basıncı oranlarında ($r_u < 0,5$ ve $r_u < 0,8$) 3D lineer analiz sonuçları ile tutarlı olduğu ve lineer analiz sonuçlarına göre elde edilen Denklem 2.23'ün nonlinear analizler için de geçerli olduğu ifade edilmiştir.



Şekil 2.26 (a) A_r ve G_r 'ye bağlı R_{rd} değişimi, (b) γ_r 'nin G_r bağılı olarak değişimi [24]

İncelenen literatür çalışmaları sonucunda elde edilen bulgular şu şekilde sıralanmıştır:

- Uygulamada YMK ile iyileştirilmiş zeminlerin sıvılaşma hesabında kullanılan ve kayma şekil değiştirmesi uyumuna ($\gamma_r=1,0$) dayanan yaklaşımın tasarım açısından güvensiz sonuçlar verdiği ve YMK ile çevre zeminde eşit kayma şekil değiştirmelerinin meydana gelmediği ortaya çıkmaktadır.
- Özellikle, YMK'ların kayma deformasyonlarının yanında, eğilme deformasyonlarını yaptığı belirtilerek, YMK'ların sismik kayma gerilmelerini azaltmada beklenenin oldukça altında bir performans sergilediği sonucuna ulaşılmıştır.

SIVILAŞMA ANALİZLERİNDE KULLANILAN BÜNYE MODELLERİ

Depremler nedeniyle suya doymun zeminlerde oluşan sıvılaşma ve çevrimsel mobilite gibi davranışların nümerik olarak modellenmesi mühendislik araştırma ve uygulama konuları arasında önemli bir yer almaktadır. Bu tarz davranışlar genellikle gevşek-orta sıkı kumlarda tamamen mukavemetin kaybedilmesi ile (sıvılaşma) ya da daha sıkı kumlarda kısmi mukavemet kayıpları ile beraber büyük deformasyonların oluşması (çevrimsel mobilite) şeklinde oluşabilmektedir [90]. Bu olayların hepsi, zemin iskeleti ile zeminin gözenekli yapısında mevcut olan sıvının yüksek bir etkileşim içerisinde olmasından kaynaklanmaktadır. Bu nedenle sayısal yöntemler, sıvılaşma gibi zemin-su etkileşiminin belirgin bir şekilde görüldüğü problemlerin karmaşık koşullar altında benzeşimini sağlamak için kullanılan tamamlayıcı ve yüksek araçlardır [91].

Zemin mekaniğinde sayısal yöntemlerde kullanılan iki farklı yaklaşım bulunmaktadır. Bu yaklaşımlardan bir tanesi toplam gerilme, diğeri ise efektif gerilme yaklaşımıdır. Efektif gerilme yaklaşımı ise kendi arasında bütünleşik olmayan (*uncoupled*) ve bütünleşik (*coupled*) olmak üzere iki çözüm yöntemine ayrılmaktadır.

Bütünleşik olmayan çözümde suya doymun zemin tepkileri, zemin-su etkileşim etkisi göz önüne alınmadan hesaplanır. Boşluk suyu basınçları daha sonra bir gözenek basıncı üretme modeli vasıtasıyla ayrı olarak hesaplanır. Bu aşamada, çözüm belirli bir değere yakınlana kadar iterasyona devam edilir. Bütünleşik çözümde ise boşluk suyu basıncı, zemin iskeletinin deformasyonuna bağlı olarak eř zamanlı bir şekilde hesaplanmaktadır. Bütünleşik çözümler, bütünleşik olamayan çözümlere göre zemin-su etkileşimini fiziksel olarak daha gerçekçi yansıtmaktadır.

3.1 Bütünleşik (*Coupled*) Hidro-Mekanik Zemin Davranışı

Suya doygun geomateryallerin ve özellikle zeminlerin mekanik davranışı, büyük ölçüde zemin iskeleti ile zeminin gözenekli yapısında bulunan suyun etkileşimi ile ilgilidir. Bu etkileşim özellikle dinamik yükleme sırasında daha belirgin olarak görülür ve etkileşim neticesinde depremlerde sıklıkla yaşanan sıvılaşma olaylarında görüldüğü gibi zeminde çok büyük yumuşamalar ve/veya rijitlik kayıpları meydana gelebilir [92]. Dolayısıyla, sıvılaşma veya çevrimsel mobilite gibi karmaşık davranışları daha doğru bir şekilde modellemek ve simüle etmek için bütünleşik çözümler kullanılarak zemin ve boşluk suyu basınçları analiz edilmelidir.

Bütünleşik zemin-boşluk suyu sistemini tanımlayan temel teori ilk olarak Biot (1941) [93] tarafından Darcy yasalarına dayanan ve tek bir lineer elastik bir zemin iskeleti ile boşluk suyu fazının olduğu durum varsayılarak oluşturulmuştur. Terzaghi' nin çalışmalarına dayanan Biot'un bu çalışması poroelastisite teorisinin başlangıç noktası olmuştur. Daha sonra, Biot bu teorisini anizotropik [94] ve poro-viskoelastisite durumları için genişletmiştir [95]. Ayrıca, bu teorisin dinamik bir uzantısı Biot tarafından, biri düşük frekans aralığı [96] diğeri ise yüksek frekans aralığında [97] olacak şekilde iki farklı çalışmada sunulmuştur. Biot'un elde etmiş olduğu sonuçlarından bazıları akustik, jeofizik ve geomekanikte yapılan sonraki çalışmalar sonucunda oluşturulan referanslar için temel olarak alınmıştır. Biot'un teorisi daha sonra lineer olmayan geomateryallerin davranışlarını modellemek için genişletilmiştir [92, 98, 99]. Bununla birlikte, birleştirilmiş diferansiyel denklemlerin tam olarak çözülmesinin zorluğu nedeniyle, çözümlere ulaşmak için sayısal yaklaşımların benimsenmesi gerektiği anlaşılmıştır [100].

Geomekanikte bütünleşik zemin problemlerin çözümü üç farklı genel süreklilik formülasyonu kullanılarak yapılabilmektedir (a) $u-p$, (b) $u-U$ ve (c) $u-p-U$. Burada yer alan bilinmeyenlerden, zemin iskeleti yer değiştirmeleri u , boşluk sıvısı (boşluk suyu) basıncı p ve boşluk sıvısı yer değiştirmeleri U olarak gösterilmiştir. Hem zemin iskeletinin hem de akışkan fazının yer değiştirmesinin hesaplanmasının amaçlandığı $u-U$ formülasyonu, sayısal analizlerdeki potansiyel hacimsel kilitlenme problemi nedeniyle yaygın olarak kullanılmamıştır [90]. Üç bilinmeyenin tümünü içeren $u-p-U$ formülasyonu hem zemin iskeleti hem de boşluk suyu basıncının yer değiştirmelerini dahil ederek hacimsel kilitlenme sorunlarını gidermektedir. Bu formülasyon, bütünleşik sistemin çözümünü stabilize etmek için ilave (bağımlı) bilinmeyen bir boşluk suyu basıncı alanı kullanmaktadır. Boşluk suyu basınçları, boşluk suyunun yer değiştirmesine bağlanarak

boşluk suyunun hacimsel sıkışabilirliği ile hesaplanabilmektedir [90]. Ayrıca bu formülasyonun yüksek frekans içeriğine sahip deprem hareketi altında ve yüksek permeabiliteye sahip zeminlerde daha etkili sonuçlar verdiği ifade edilmiştir [91]. $u-p$ formülasyonu sistemin toplam serbestlik derecesini azaltması bakımından şu anda pratikte en fazla kullanılan formülasyondur ve genellikle dinamik analizlerde düşük frekanslı problemler için kullanılmaktadır [91, 101-103]. Formülasyon, yukarıda belirtilen formülasyonlar arasından en basit olanıdır ve zemin iskeletinin hareketine bağlı olarak boşluk suyu basıncındaki değişimleri yansıtmaktadır. Bu formülasyon, boşluk suyunun ivmelerini ve akışkanın sıkışabilirliğini göz ardı etmektedir (boşluk suyunun tamamen sıkışmaz olduğu varsayılarak). Sıkışamayan bir boşluk suyu ve çok düşük geçirgenlik söz konusu olduğunda, formülasyon, hacimsel kilitlenmeyi önlemek için boşluk suyu için yaklaşıklık (şekil) fonksiyonuna özel iyileştirilme yapılmasına ihtiyaç duymaktadır. Bu formülasyon aynı zamanda sönümlenmeyi modellemek için Rayleigh sönümünü kullanmaktadır. Hali hazırda bulunan mevcut uygulamaların çoğu bu formülasyona dayanmaktadır [90].

3.2 Sıvılaşma Bünye Modelleri

Mühendislik malzemelerinin davranışını doğru şekilde simüle eden plastisite modellerinin geliştirilmesi, son yıllarda mühendisler için büyük ilgi konusu olmuştur. Granül zeminler gibi geomateryaller söz konusu olduğunda, uygun plastisite modellerinin matematiksel formülasyonu oldukça karmaşık bir hal almaktadır. Bununla beraber, bu karmaşık modeller mühendislik hesaplamalarında faydalı olması için verimli ve sağlam bir sayısal uygulamaya ihtiyaç duymaktadır. Genel olarak sayısal modeller, kayma mukavemeti ve kayma şekil değiştirmesi davranışı, gerilme seviyesi bağımlılığı, artık boşluk suyu basıncı oluşumu ve şekil değiştirmeye bağlı yumuşama davranışı ilişkilerini yeterince ele alabilecek şekilde olmalıdır. Özellikle sıvılaşmayı modellemek için kullanılan modellerin formülasyonu, monotonik ve çevrimsel laboratuvar deneyleri sonucunda elde edilen gerilme şekil değiştirme ve boşluk suyu basıncı oluşumunu makul bir şekilde modelleyebilecek özelliğe sahip olmalıdır.

Bir sıvılaşma modelinde olması gereken özellikler Kramer ve Elgamal [104] tarafından ayrıntılı olarak şu şekilde sıralanmıştır;

- 1) *Nonlinear kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirmesi davranışı*: Tipik olarak drenajlı monotonik yüklemeler altında, kayma şekil değiştirmesinin sürekli

artması sebebiyle, malzemenin tanjant (teğet) kayma modülü yavaş yavaş azalır ve nihayetinde sıfıra yaklaşır. Bu şekildeki bir kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirme eğrisi, omurga eğrisi (*backbone curve*) olarak bilinmektedir [5]. Bu eğri, matematiksel olarak iki parametrelili Kondner modeli veya dört parametrelili Ramberg-Osgood modeli gibi hiperbolik bir işlevle tanımlanmaktadır [105].

- 2) *Çevrimsel yükleme altında histerisis davranış*: Zeminler, çevrimsel yüklemeye maruz kaldığında gerilme-şekil değiştirme tepkisinde (kayma ve hacim) histerisis bir davranış sergilerler. Kayma bileşenleri için (drenajlı yükleme altında) bu tepki karakteristiği Masing tipi kural ile tahmin edilebilir [5].
- 3) *Düşük kayma şekil değiştirmesine (low-strain) karşılık gelen kayma modülünün ve kayma mukavemetinin (içsel sürtünme açısı) efektif çevre basıncına bağlılığı*: Kayma modülünün efektif çevre basıncına bağlılığı genellikle bir kuvvet katsayısı (çoğu durumda kuvvet katsayısı 0.5 alınmaktadır [105]) ile tanımlanmaktadır. İçsel sürtünme açısının düşük çevre basıncında daha büyük olduğu ve çevre basıncının artmasıyla beraber azaldığı bulunmuştur [106, 107].
- 4) *Kayma mukavemetinin Lode açısına bağlılığı*: Zemin kayma mukavemetinin Lode açısının bir fonksiyonu olduğu açık olarak bilinmektedir [108]. Örneğin, üç eksenli çekme testinden elde edilen kayma mukavemeti, üç eksenli basınç deneyinden elde edilen kayma mukavemetinden daha düşük olabilir. Lode açısı etkisinin dikkate alınması, özellikle çok yönlü yükleme durumlarında önem taşımaktadır [109].
- 5) *Kayma yükleri nedeniyle zemin iskeletinin sıkı hale gelmesi/konsolidasyonu ve buna bağlı olarak artık boşluk suyu basıncı oluşumu*: Bu tepkinin doğru bir şekilde elde edilmesi sıklıkla sıvılaşma potansiyelini ve tetiklenmesini belirleyen sıkılaşma (*densification*) oranı ile ilgilidir.
- 6) *Zemin iskeletinin dilatasyonu ve buna bağlı olarak büyük kayma şekil değiştirme seviyelerinde efektif çevre basıncında artış*: Dilatasyon, önemli ölçüde anlık kayma mukavemeti sağlayabilmesi ve sıvılaşma sırasındaki kayma şekil değiştirmelerinin miktarını sınırlayabilmesi bakımından önemlidir. Dilatasyon davranışı ayrıca sonraki yükleme çevriminde sıkılaşma oranını (veya boşluk suyu basıncı oluşum miktarını) artırabilir [110].

- 7) *Kritik boşluk oranı durumuna ulaşma (kritik durum)*: Kritik haldeki mevcut kayma mukavemeti, etki eden statik kayma gerilmesine karşı koymak için yetersiz olduğunda akma sıvılaşması meydana gelebilir.
- 8) *Eğimli sahalarda çevrimsel kayma şekil değiştirmelerinin birikimi*: Bu davranışın iyi bir şekilde modellenmesi, sıvılaşma kaynaklı deformasyonların gerçekçi bir şekilde tahmin edilmesi için önemlidir.
- 9) *Sedimentasyondan dolayı sıvılaşma sonrası büyük hacim değişimlerinin görülmesi (sıkılaşma ve tekrar konsolidasyon)*: Bu tür hacimsel azalmalar, çok gevşek zeminlerde ve yüksek deprem ivmeleri altında %5 civarında veya daha fazla bir yüzdelik değerinde gerçekleşebilir [5].

Günümüzde kullanılan sıvılaşma bünye modellerinin temeli geçmişte gerçekleştirilen laboratuvar deney sonuçlarına ve/veya deney sonuçlarından elde edilen korelasyonlara dayanmaktadır. Bu açıdan değerlendirildiğinde, laboratuvar ortamında kum zeminlerin sıvılaşmasına yönelik gerçekleştirilen deneyler bünye modellerinin özünü oluşturmaktadır. Ishiara vd. (1976) [111] tarafından yapılan çalışmada laboratuvar deneyler verileri dikkate alınarak, artık boşluk suyu basıncı ve efektif gerilme izi arasındaki ilişki ortaya çıkartılmıştır. Bununla beraber, Seed vd. (1975) [112] tarafından artık boşluk suyu basıncı-yüklem çevrim sayısı arasındaki ilişki incelenerek sıvılaşma sırasında kumlu zeminlerin davranışı ortaya konmaya çalışılmıştır. Yoshimi ve Tokimatsu (1978) [113] tarafından yapılan çalışma ise genleşme nedeni ile oluşan hacimsel şekil değiştirme- yüklem çevrim sayısı arasındaki ilişki incelenmiş ve bu konudaki çalışmaların temelleri oluşturulmuştur. Daha sonra günümüze kadar olan süreç incelendiğinde, pek çok laboratuvar deneylerinin gerçekleştirildiği ve kum zeminlerin sıvılaşma davranışının ortaya çıkartılmaya çalışıldığı görülmektedir [114- 118].

Nonlinear modellerin gelişimi incelendiğinde ilk geliştirilen modeller arasında CHARSOIL [119] yer almaktadır. Model, zemin davranışını bir boyutlu lineer veya nonlinear olarak hesaplayabilmekte ve nonlinear analiz için Ramberg-Osgood modelini kullanmaktadır. CHARSOIL ile aynı dönemlerde DESRA bir boyutlu nonlinear model geliştirilmiş ve efektif gerilme analizleri kullanılarak zeminin boşluk suyu basıncı oluşumunu ve dağılımı modellenmeye çalışılmıştır. 1978 yılında MASH [120] geliştirilerek yatay tabakalanmış zemin tabakalarının dinamik davranışını modelleyebilen bir boyutlu analiz programı oluşturulmuştur. Bu programda zeminin nonlinear davranışı

Davidenkov modeli ile tanımlanmıştır. Martin ve Seed (1978) [120] MASH programının geliştirerek APOLLO programı oluşturulmuştur. Program ile çevrimsel yüklemeye maruz kalan bir zeminde artık boşluk suyu basıncının oluşumunu ve sönümlenmesini hesaplaya çalışılmıştır [121]. Bu programları takiben birçok araştırmacı tarafından çeşitli yazılımlar üretilmiş ve bünye modelleri geliştirilmiştir. Bunlar; LASSIII, CyberQuake, Deepsoil, Nera, FLAC, QUAKE/W, SASSI2000, DYNAFLOW, TARA-3, DYSAC, DIANA-SWANDYNE, AMPLE2000, DIANA, CYCLIC, UBCSAND, SANISAND, UBC3D-PLM, PDMY, PM4SAND olarak sayılabilir. Sayılan bu model ve programlar çok kısa bir özet olmakla beraber son 30 yıl incelendiğinde dinamik bir yükleme altında suya doymun kumların sismik davranışını modellemek için pek çok nonlinear elasto plastik model geliştirildiği görölmektedir [122-130]. Bu modeller, elastik veya elastoplastik deformasyonlara maruz kalan granüler zeminlerin veya benzer özellikleri taşıyan sıvılaşma potansiyeli taşıyan zeminlerin davranışını karakterize etmek için çeşitli parametrelere ihtiyaç duymaktadırlar. Bu modellerin zemin davranışını modellemedeki kapasiteleri, genellikle tek bir uniform kum tabakadan oluşan, farklı geometri ve konfigürasyonlara sahip santrifüj deneyi sonuçlarına göre belirlenerek modelde kullanılacak parametrelerin değeri ortaya çıkartılmıştır.

Bu tez çalışması kapsamında, sayısal analizlerde sıvılaşma modeli olarak UBC3D-PLM model ve PDMY02 bünye modelleri kullanılmış ve bu modellere ait detaylı açıklamalar aşağıda sunulmuştur.

3.2.1 UBC3D-PLM Model

UBC3D-PLM model, Plaxis'te sıvılaşma modellemede kullanılan ve kullanıcı-tanımlı özelliğe sahip bir bünye modelidir. Bu modelin temelini, ilk defa Beaty ve Byrne (1998) [125] ile Puebla vd. (1997) [131] tarafından tanıtılan ve orijinalinde UBCSAND olarak bilinen model oluşturmaktadır. UBCSAND, kumlu veya siltli kum zeminlerin sıvılaşma davranışını modelleyebilen elasto-plastik efektif gerilme modelidir. Petalas ve Galavi (2013) [132], Galavi vd. (2013) [133] ve Tsegaye (2010) [134] UBCSAND model üzerinde geliştirmeler ve düzeltmeler uygulayarak UBC3D-PLM modelin son halini ortaya çıkarmışlardır.

Formülasyon olarak UBCSAND model, Duncan-Chang yaklaşımını ve modifikasyonlarını içermekle beraber klasik plastisite teorisi ve hiperbolik şekil değıştirme pekleşme kuralından oluşmaktadır [132]. Bununla beraber, UBC3D-PLM

modelin formülasyonunu, Duncan-Chang yaklaşımını baz alan, modifiye edilmiş hiperbolik şekil değiştirme pekleşme kuralı ile klasik plastisite teorisini temel alan efektif gerilme modeli oluşturmaktadır. Ayrıca, UBCSAND ile UBC3D-PLM arasındaki temel fark akma yüzeyini tanımlarken kullandıkları boyut farklılığıdır. UBCSAND model, bağımsız plastik potansiyel fonksiyon ve 2 boyutlu (2D) Mohr-Coulomb akma yüzeyini kullanırken, UBC3D-PLM ise Mohr-Coulomb akma durumunu 3 boyutlu (3D) asal gerilme uzayında kullanmaktadır [132]. Herhangi bir elasto-plastik davranışı baz alan modelde olduğu gibi bu modelde de şekil değiştirmeler, elastik ve plastik olmak üzere iki kısımdan oluşmaktadır. Elastik bölgede davranış non-lineerdir ve elastik bulk modülü (K_B^e) ile elastik kayma modülüne (K_G^e) bağlı olarak gerçekleşir. Bu iki parametre gerilmelere bağımlı olarak şu denklemlerle ifade edilebilirler:

$$K_B^e = k_B^e P_A \left(\frac{p'}{P_A} \right)^{me} \quad (3.1)$$

$$K_G^e = k_G^e P_A \left(\frac{p'}{P_A} \right)^{ne} \quad (3.2)$$

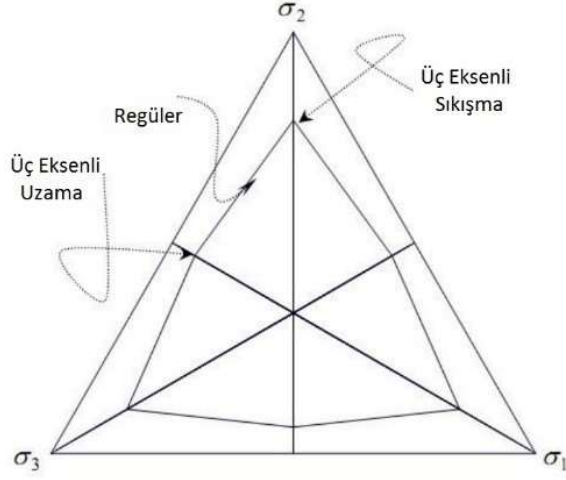
Burada, K_B^e ve K_G^e sırasıyla elastik bulk ve elastik kayma modülünü ifade etmektedir. k_B^e ve k_G^e ise atmosfer basıncı ($P_A=100$ kPa) değerindeki bulk ve kayma modülü sayılarıdır. p' ortalama efektif gerilme, me ve ne rijitliğe bağlı oran olarak belirlenen elastik üs indisleridir.

Eğer modelde gerilme durumu akma yüzeyine ulaşırsa, plastik davranışa bağlı kalıcı deformasyonlar oluşmaya başlar. Bu durumda modelde asal pekleşme şekil değiştirmesini baz alan plastik pekleşme kullanılır. Başka bir deyişle, kayma mukavemetinin mobilizasyonu ($\sin\phi'_{mob}$) sonrasında model, plastik şekil değiştirmelerin miktarını dikkate almaktadır.

3D akma yüzeylerinin karmaşıklığını modele yansıtabilmek için maksimum ve minimum gerilme bileşenlerinden oluşan ve Mohr-Coulomb göçme kriterini baz alan asal gerilmelerin 6 kombinasyonu, 3D asal gerilme uzayını yansıtmaları için modele tanımlanmıştır. Bu durumda oluşan akma yüzeyinin fonksiyonu şu şekilde ifade edilmektedir:

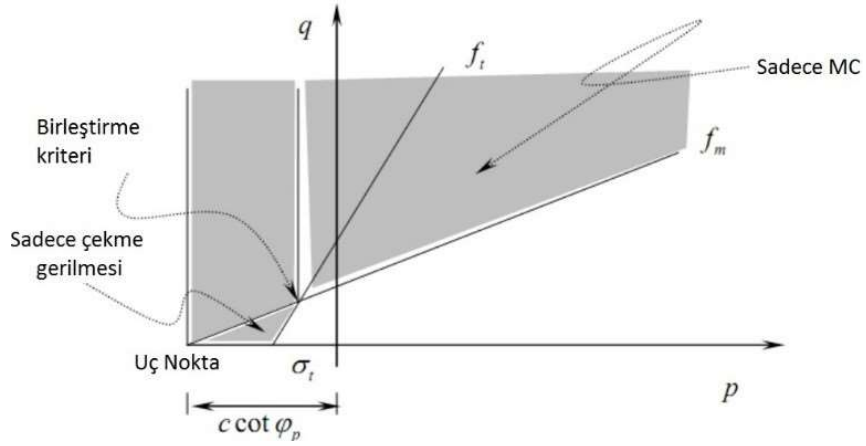
$$f_m = \frac{\sigma'_{maks} - \sigma'_{min}}{2} - \left(\frac{\sigma'_{maks} + \sigma'_{min}}{2} + c' \cot\phi'_p \right) \sin\phi'_{mob} \quad (3.3)$$

σ'_{maks} ve σ'_{min} maksimum ve minimum asal efektif gerilmelere karşılık gelmektedir. c' ve ϕ'_p ise sırasıyla zeminin kohezyonunu ve efektif pik içsel sürtünme açısını ifade etmektedir. Şekil 3.1'de Mohr-Coulomb akma kriterinin deviatörük düzlemdeki izdüşümünün yansıması gösterilmektedir.



Şekil 3.1 Deviatörük düzlemde akma yüzeyinin yansıması [132]

p - q düzleminde $c' \cot \phi'_p$, akma düzlemi ile ortalama düşey efektif gerilmenin kesişim noktasını göstermektedir. Genellikle granüler zeminlerde kohezyon sıfır olduğu için kesişim noktası koordinat sisteminde orijinde yer alacaktır (Şekil 3.2).



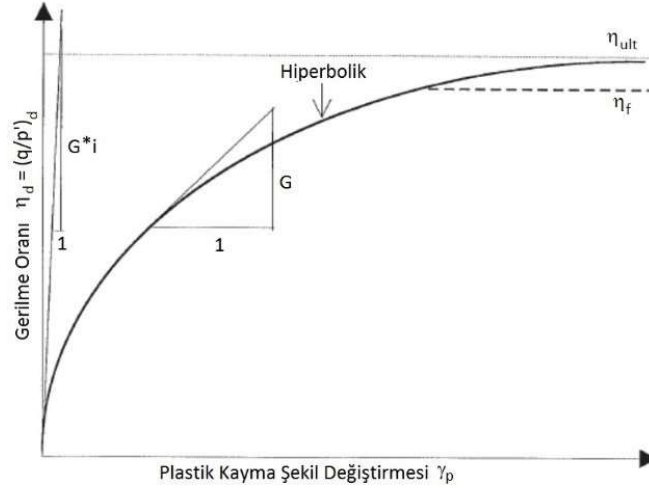
Şekil 3.2 Akma yüzeylerinin p - q uzayında görünümü [134]

Puebla vd. (1997) [131] tarafından UBCSAND model için kullanılan pekleşme kuralı (Şekil 3.3), Tsegaye (2010) [134] tarafından tekrar formüle edilerek hiperbolik pekleşme kuralı olarak UBC3D-PLM model içerisine yerleştirilmiştir. Yeniden formüle edilmiş model, birincil ve ikincil olmak üzere iki akma yüzeyinden oluşmaktadır ve formülasyonu

izotropik ve kinematik pekleşmeyi baz almaktadır. UBC3D-PLM için pekleşme kuralı Denklem 3.4 kullanılarak ifade edilmektedir:

$$d \sin \phi'_{mob} = 1,5 k_G^p \left(\frac{p'}{P_A} \right)^{np} \frac{P_A}{p'} \left(\frac{\sin \phi'_{mob}}{\sin \phi'_p} R_f \right)^2 d\lambda \quad (3.4)$$

Burada, $d\lambda$ plastik şekil değiştirme artış çarpanı, R_f göçme oranı ($R_f < 1$), k_G^p plastik kayma modülü sayısı ve np plastik kayma modülü indisidir.



Şekil 3.3 Orijinal UBCSAND pekleşme kuralı [125]

$$K_G^p = k_G^p P_A \left(\frac{p'}{P_A} \right)^{np} \quad (3.5)$$

Denklem (3.5)'de yer alan K_G^p , plastik kayma modülünü ifade etmektedir. Modelin plastik potansiyel fonksiyonu, Drucker-Prager bağımsız akma kuralını baz alarak plastik şekil değiştirmelerin oluşacağı yönü tanımlamaktadır [134]. Plastik potansiyel fonksiyon Denklem 3.6 ile aşağıda verildiği şekilde ifade edilebilir:

$$g = q - a(p' + c' \cot \phi'_p) \quad (3.6)$$

Burada, $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$ ve a değeri Denklem 3.7'de gösterilen eşitlik ile hesaplanabilir:

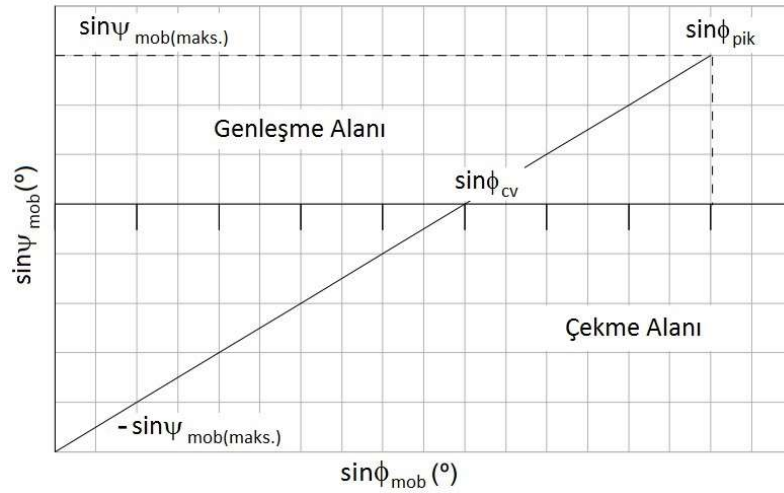
$$a = \frac{\sqrt{3} \sin \psi_{mob}}{\cos \theta + \frac{\sin \theta \sin \psi}{\sqrt{3}}} \quad (3.7)$$

Denklemlerde yer alan σ'_1 ve σ'_3 asal gerilmeleri, ψ dilatasyon açısını ve θ Lode açısını ifade etmektedir. $\sin \psi_{mob}$ değeri sabit hacim içsel sürtünme açısına (ϕ'_{cv}) bağlı olarak aşağıdaki bağıntı yardımı ile elde edilebilir [131]:

$$\sin\psi_{mob} = \sin\phi'_{mob} - \sin\phi'_{cv} \quad (3.8)$$

Akma kuralı olarak UBC3D-PLM model, orijinal UBCSAND modelin sahip olduğu akma kuralını kullanmaktadır. UBCSAND akma kuralı 3 temel davranıştan oluşmaktadır:

1. Plastik kayma şekil değiştirmeleri, plastik hacim şekil değiştirmelerine neden olmamaktadır.
2. $\sin\phi'_{cv}$ altında yer alan gerilme oranları çekme davranışı, üzerinde yer alanlar ise genleşme davranışı sergilemektedir.
3. Çekme ya da genleşme davranışının miktarı $\sin\phi'_{cv}$ deki gerilme oranı ile şimdiki gerilme oranının farkına bağlıdır (Şekil 3.4).



Şekil 3.4 UBC3D-PLM modelde kullanılan modifiye edilmiş akma kuralının gösterimi [132]

Modelde yer alan akma kuralı, Rowe (1962) [135] tarafından geliştirilen gerilme-genleşme teorisini baz almaktadır ve şu şekilde ifade edilebilir:

$$d\epsilon_v^p = \sin\psi_m d\gamma^p \quad (3.9)$$

Burada $d\epsilon_v^p$ ve $d\gamma^p$ sırasıyla plastik hacimsel şekil değiştirme artışını ve plastik kayma şekil değiştirmesi artışını ifade etmektedir.

Sıvılaşma esnasında oluşacak boşluk suyu basınçlarının daha iyi tahmin edilebilmesi için UBC3D-PLM modelin en son sürümüne zemin sıkılaşma kuralı (*densification rule*) tanımlanmıştır. Ayrıca zeminin sıvılaşmaya yumuşak bir şekilde geçiş yapabilmesini sağlayabilmek adına ikincil yükleme için ikincil akma yüzeyi modele eklenmiştir. İkincil akma yüzeyi, birincil akma yüzeyine göre daha az plastik şekil değiştirmelere neden

olmaktadır. Birincil yükleme esnasında kullanıcı tarafından girilen plastik kayma modülü K_G^p , birincil akma yüzeyinin pekleşmesinde kullanılmaktadır. Denklem 3.10'da verilen değer ikincil yükleme aşamasında ise K_G^p çevrim sayına bağlı olarak formüle edilmiş halidir ve bu değer ikincil yükleme esnasında zemin sıkılaşmasını yansıtmaları için her bir çevrim sayısına bağlı olarak artmaktadır [132].

$$K_G^p = K_{G,birincil}^p * \left(4 + \frac{n_{rev}}{2}\right) * hard * f_{achard} \quad (3.10)$$

n_{rev} , deney başlangıcından elde edilen yarım çevrim sayısı, *hard* gevşek zeminler için sıkılaştırma doğrulama faktörü, f_{achard} sıkılaşma kuralını ayarlayan ve 0-1 arasında değişen bir faktördür.

Gevşek granüler zeminlerdeki sıvılaşma sonrası davranışı ve rijitlik dağılımını modelleyebilmek için UBC3D-PLM modelde plastik kayma şekil değiştirmelerin fonksiyonu olan plastik kayma modülünün azalım miktarını dikkate alan bir kural tanımlanmıştır. Bu kural;

$$K_G^p = K_{G,birincil}^p * e^{\min(110\epsilon_{dil}, f_{acpost})} \quad (3.11)$$

olarak ifade edilmektedir. Burada ϵ_{dil} zemin elemanının genişmesi sırasında oluşan plastik deviatorik şekil değiştirmelerin toplamı, f_{acpost} zeminin sıvılaşma sonrası halindeki davranışını kontrol eden üssel bir faktördür.

UBC3D-PLM modelde drenajsız davranış sırasında boşluk suyu basınçlarının artışı,

$$dp_w = \frac{K_w}{n} d\epsilon_v \quad (3.12)$$

ile dikkate alınmaktadır. Burada p_w boşluksuyu basıncını, K_w suyun bulk modülünü, n poroziteyi ve ϵ_v sıvının hacimsel şekil değiştirmesini ifade etmektedir. Zeminin suya doygun olduğu durumlarda suyun bulk modülü Denklem 3.13 ile hesaplanabilir:

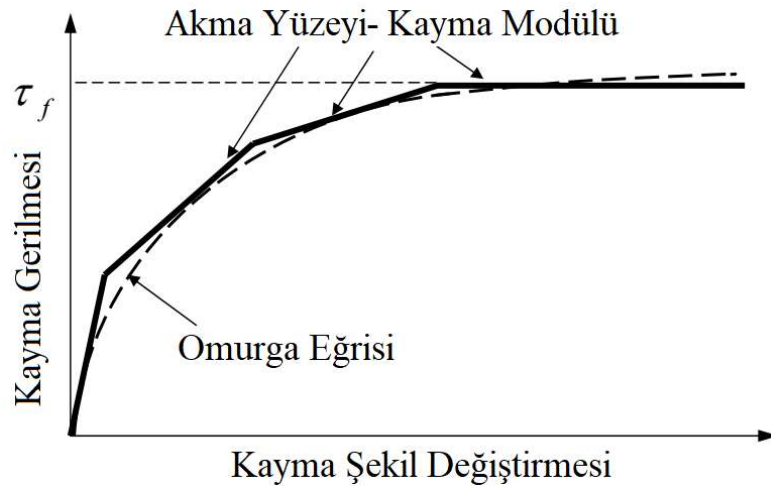
$$\frac{K_w}{n} = K_u - K' = \frac{2K_G^e}{3} \left(\frac{1 + \nu_u}{1 - 2\nu_u} - \frac{1 + \nu'}{1 - 2\nu'} \right), \quad \nu' = \frac{3K_B^e - 2K_G^e}{6K_B^e + 2K_G^e} \quad (3.13)$$

Burada K_u ve K' zeminin drenajsız ve drenajlı bulk modülünü ifade etmektedir. ν' drenajlı, ν_u ise ($\nu_u = 0,495$) drenajsız Poisson oranını göstermektedir.

3.2.2 Pressure Dependent Multiyield Model (PDMY02)

Parra [136] ve Yang [137], sonlu elemanlar platformu OpenSees'te kullanılabilen ve plastisiteyi baz alan nonlinear gerilme bağımlı çoklu akma yüzeyi (*Pressure Dependent Multiyield*) modelini geliştirmişlerdir. PDMY02 model, efektif gerilme tabanlı elastik-plastik bir model olup kum veya silt gibi çevre gerilmelerine karşı hassasiyeti olan zeminlerin monotonik veya çevrimsel yükler altında karakteristik tepkilerini modelleyebilmektedir. Ayrıca bu model, akıcı olmayan (*non flow*) sıvılaşma davranışını ve çevrimler sonucunda oluşan kalıcı kayma şekil değiştirmelerinin toplamını yansıtabilmektedir.

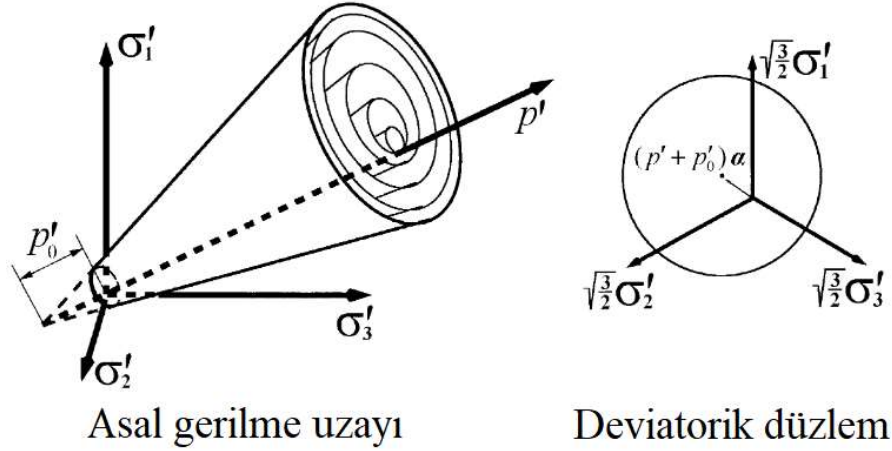
PDMY02 model, kohezyonsuz zeminler için Prevost [122] tarafından önerilen çok yüzeyli plastisite teorisine dayanarak geliştirilmiştir. Modeldeki histeresis çevrimsel davranış, ilk olarak Prevost [122] tarafından geliştirilen deviatorik kinematik bir pekleşme kuralı ile modele dahil edilmiştir. Drenajlı monotonik bir kayma yükünün etkisi altında bu pekleşme kuralı, parçalı doğrusal ve kademeli yumuşama gösteren bir gerilme-şekil değiştirme omurga eğrisi oluşturmaktadır (Şekil 3.5). Bu nedenle, tüm akma yüzeyleriyle ilişkili boyutlar ve elastoplastik modüller, deneysel kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirmesi verilerinin sayısal olarak eşleştirilmesiyle kalibre edilebilmektedir [104].



Şekil 3.5 Zeminin nonlinear kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirmesi tepkisinin parça parça lineer eğriler ile gösterimi [104]

PDMY02 modelde akma yüzeyinin boyutu, en dış yüzey için sürtünme açısına bağlı bir parametre ile tanımlanmaktadır. En dıştaki yüzey, göçme yüzeyi olarak tanımlanır ve göçme yüzeyi içinde yer alan yüzeylerden her biri sabit bir kayma modülüne sahiptir.

Akma yüzeyleri gerilme bağımlı (*pressure dependent*) olup Şekil 3.6’da gösterildiği gibi asal gerilme uzayında uç noktaları p'_0 ’de kesişen iç içe geçmiş konilerden oluşmaktadır.



Şekil 3.6 Asal gerilme uzayı ve deviatorik düzlemde konik akma yüzeylerinin gösterimi [136, 137]

Asal gerilme uzayındaki konik akma yüzeyleri için oluşturulan akma fonksiyonu [122];

$$f = \frac{3}{2} [s - (p' + p'_0)\alpha] : [s - (p' + p'_0)\alpha] - M^2 (p' + p'_0)^2 = 0 \quad (3.14)$$

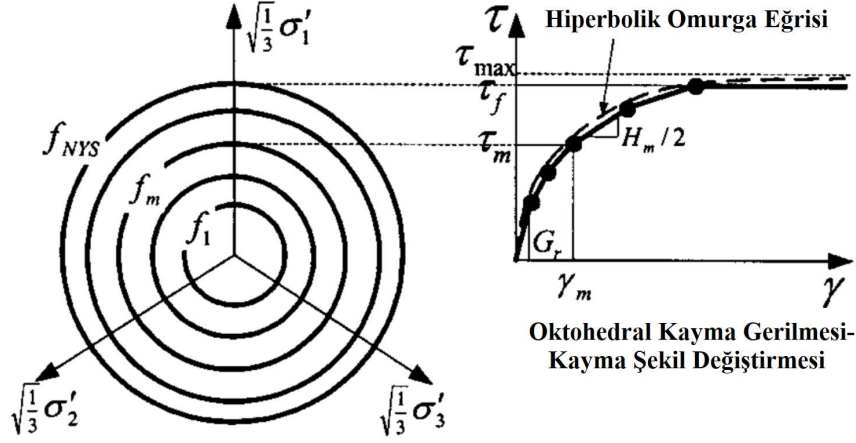
ile gösterilmiştir. Burada, $p' \geq 0$ ve s , deviatorik gerilme tensörünü ifade etmektedir. Burada $s = \sigma' - p'\delta$ ile ifade edilmektedir (σ' = efektif Cauchy gerilme tensörü ve δ = ikinci dereceden benzerlik tensörü, p' , ortalama efektif gerilmeyi p'_0 ise küçük derecede pozitif sabit olarak kullanılmıştır. α , ikinci dereceden deviatorik tensörü, M ise akma yüzeyi boyutudur). Göçme yüzünün boyutu M_f olarak gösterilmektedir ve içsel sürtünme açısına bağlı olarak $M_f = 6\sin\phi/(3-\sin\phi)$ ile ifade edilmektedir. Açık uçlu (*open ended*) akma yüzeylerinin kullanılması nedeniyle, sabit gerilme oranları altında hacimsel plastisite oluşmamaktadır. Bu sınırlama nedeniyle, model bir boyutlu konsolidasyon izini doğru şekilde modelleyememekte ve bu nedenle sıvılaşma sonrası hacimsel şekil değiştirmeleri yeteri kadar iyi modellenememektedir [137].

Belirli bir referans çevre basıncı (p'_r) altında zemine ait nonlinear omurga eğrisi hiperbolik formülasyon ile şu şekilde hesaplanabilir [138]:

$$\tau = G_{ref}\gamma/(1+\gamma_{ref}+\gamma) \quad (3.15)$$

Burada, τ ve γ oktohedral kayma gerilmesi ve kayma şekil değiştirmesini ifade etmektedir. G_{ref} ve γ_{ref} ($\gamma_{ref} = \tau_{maks}/G_{ref}$) ise sırasıyla referans gerilme altındaki kayma modülünü ve kayma şekil değiştirmesini göstermektedir. Sonsuz kayma şekil değiştirme

durumundaki maksimum kayma gerilmesine ulaşmak için hiperbolik eğri her zaman $\tau_f < \tau_{maks}$ ile sınırlandırılmıştır (Şekil 3.7). Model kalibrasyonu esnasında τ_f değeri, $\gamma = \%10$ ve $p'_r = 80$ kPa andaki değer olarak alınmaktadır [138].



Şekil 3.7 Zeminin nonlinear kayma gerilmesi-kayma şekil değişimi davranışı için hiperbolik omurga eğrisinin gösterimi [128]

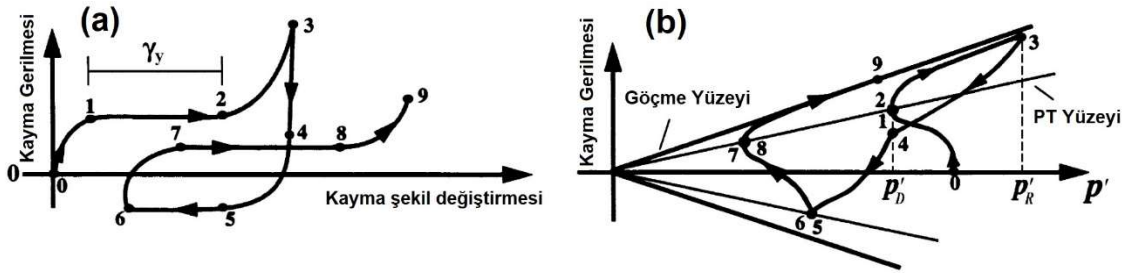
Zeminin düşük kayma şekil değiştirmeleri altındaki kayma modülü aşağıdaki gibi hesaplanabilmektedir:

$$G = G_{ref}[(p' + p'_0)/(p'_r + p'_0)]^{n^*} \quad (3.16)$$

Burada n^* , malzeme parametresidir ve tipik olarak kumlarda 0,5 olarak alınmaktadır [5]. Elastisite teorisi baz alındığında zemin iskeletine ait bulk modülü (B), $B=2G(1+\nu)/(3-6\nu)$ ile elde edilebilir.

PDMY02 modelinde drenajsız durum üç ayrı aşama olarak sınıflandırılmıştır; sıkışma, tamamen plastik davranış ve genleşme. Bu aşamalarındaki davranışlarının nasıl geliştiği Şekil 3.8 'de gerilme-şekil değiştirme ve drenajsız efektif gerilme izi diyagramlarında görülmektedir. Gerilme izi diyagramında görülen faz dönüşüm (PT) yüzeyi, dinamik yükleme sırasında, zeminin sıkışma veya genleşme hacim değişimi eğilimlerini sergilediği gerilme durumu bölgelerini ayıran bir yüzeydir. Şekil 3.8 genel olarak değerlendirildiğinde, 0-1, 3-4, 4-5 ve 6-7 aşamaları sıkışma davranışı, 1-2, 5-6 ve 7-8 aşamaları doğal kademeyi ve 2-3 ile 8-9 aşamaları ise genleşme davranışını yansıttığı görülmektedir. Detaylı olarak her bir kademe incelendiğinde, 0-1 kademesi faz dönüşüm yüzeyinin altında kaldığı için hacim değişimi eğilimi sıkışma yönündedir. Sıkışma eğilimi sonucu boşluk suyu basıncı artmakta ve efektif gerilme azalmaktadır. Kayma şekil değiştirmeleri henüz düşük seviyelerdedir. 1-2 kademesinde gerilme izi PT yüzeyine

yaklaşır. Burada, kayma gerilmelerinde belirgin bir değişim olmasa bile yüksek düzeylerde kayma şekil değiştirmeleri meydana gelir ve bu kademe tamamen plastik bölge (*perfectly plastic zone*) olarak adlandırılır. Özellikle düşük efektif gerilmeler altında (10 kPa'ın altındaki değerlerde), bu kayma şekil değiştirmeleri çok belirgin olarak gözlenir. Diğer taraftan bu deformasyonlar, zeminin genleşme yönünde hacim değişimi eğilimini yapabilmesine olanak sağlar. 2-3 kademesinde zemin, genleşme hacim değişimi eğilimindedir. Buna bağlı olarak drenajsız koşullarda boşluk suyu basınçları azalır, kayma dayanımı ve rijitlik artar. Zeminin drenajsız efektif gerilme izi göçme çizgisi boyunca yükselirken daha yüksek kayma gerilmelerini taşıyacak kabiliyeti kazanır. Anlık olarak artan rijitlik, deformasyon oluşumunu engeller. Anlık rijitlik artışları sırasında artımsal kayma şekil değiştirmeleri meydana gelir. Genleşme hacim değişimi eğilimi düşük efektif gerilmelerde daha kolay ve belirgin bir şekilde ortaya çıkar.



Şekil 3.8 PDMY02 modelinde gerilme-şekil değiştirme ve drenajsız efektif gerilme izi [136, 137]

3-4 kademesinde drenajsız efektif gerilme izi, genleşme eğilimi öncesindeki efektif gerilme durumuna (p'_d) dönerken sıkışma eğilimindedir ve dolayısı ile boşluk suyu basınçlarında artış gözlenir. Kayma gerilmeleri düşer ancak kayma şekil değiştirmelerinde belirgin bir değişim gözlenmez. 4-5 kademesinde gerilme izi PT yüzeyinin altında kaldığı için hacim değişimi eğilimi sıkışma yönündedir. Sıkışma eğilimi sonucu boşluk suyu basıncı artar, efektif gerilme azalır. Asal ekseninde yaşanan bölge değişikliği boşluk suyu basınçlarının hızla artmasına ve kayma gerilmelerinin ters yönde artışına neden olur. Bu arada kayma şekil değiştirmelerinin yönü değişir ve drenajsız efektif gerilme izi bu sefer ters yönde PT yüzeyine yaklaşır. 5-6 kademesinde ters yönde 1-2 kademesine benzer bir davranış sergilenir. Ancak bu durumdaki kayma şekil değiştirmeleri, zemini genleşme hacim değişimi eğilimine sokmaya yeterli değildir.

PMY02 model, 18 parametrenin kalibrasyonunu ve isteğe bağlı olarak G/G_{maks} eğrilerinin özelleştirilmesini gerektirir. Elastik bölgedeki malzeme davranışı için model referans kayma modülüne (G_{ref}), referans bulk modülüne (B_{ref}), ve Poisson oranına ihtiyaç

duymaktadır. Bu modeldeki nonlinear gerilme-şekil değiştirme omurga eğrisi, belirli akma yüzeyi sayısından (NYS) oluşan parça parça lineer bölümler ile veya kullanıcı tanımlı normalize edilmiş sekant kayma modülü ile kayma şekil değiştirmesi çiftleri ile temsil edilir. Modelde kayma ve hacimsel şekil değiştirmelere bağlı bütünleşik olarak artık boşluk suyu basınçlarının zamanla gelişimi, her bir zeminin sıkılık derecesi ve referans basıncı için kalibrasyon sırasında kullanılan sıkışma parametreleri (c_1 , c_2 , c_3) ve genleşme parametreleri ile (d_1 , d_2 , d_3) tanımlanmaktadır. PDMY02 model için gerekli parametreler Çizelge 3.1’de detaylıca anlatılmıştır.

Çizelge 3.1 PDMY02 bünye modeli için gerekli olan parametreler

Parametre	Açıklama
ρ (ton/m ³)	Zemin yoğunluğu
p_{ref} (kPa)	Referans gerilme
$G_{max,oct}$ (MPa)	Oktohedral (sekizyüzlü) kayma modülü
$\gamma_{maks,r}$	Maksimum oktohedral referans kayma şekil değiştirmesi
B_{ref} (MPa)	Bulk modülü
d	Gerilme bağımlılık katsayısı
c	Kohezyon
ϕ^{o}_{txc}	Üç eksenli kayma mukavemeti açısı
ϕ^{o}_{PT}	Faz dönüşüm açısı
c_1, c_2, c_3	Sıkışma parametreleri
d_1, d_2, d_3	Genleşme parametreleri
NYS	Akma yüzeyi sayısı
liq_1, liq_2	Sıvılaşma kaynaklı tetiklenen plastik şekil değiştirme birikim mekanizmasını kontrol eden parametreler

YMK İLE İYİLEŞTİRİLMİŞ SIVILAŞABİLİR ZEMİNLERİN DAVRANIŞININ 2D SAYISAL ANALİZLER İLE İNCELENMESİ

Bu bölümde, UC-Davis & NEES Santrifüj laboratuvarında yapılan ve [17] tarafından gerçekleştirilen santrifüj deneyi 2 boyutlu (2D) ortamda Plaxis 2017 programı ile sivilaşma bünye modeli olan UBC3D-PLM model kullanılarak modellenmiştir. Elde edilen sonuçlar deneysel ve sayısal olarak karşılaştırılmış, sivilaşma ve YMK ile çevre zemin arasındaki davranış incelenmiştir. İlk olarak UBC3D-PLM model için gereken malzeme parametreleri ve kalibrasyon aşamalarından bahsedilerek santrifüj model deneyinde kullanılan zeminlerin monotonik ve çevrimsel yükler altındaki davranışı, sayısal modelde benzer bir davranış sergileyecek şekilde kalibre edilmiştir. Daha sonra, kalibrasyon sonucunda elde edilen malzeme parametreleri kullanılarak, santrifüj deneyi sayısal olarak modellenmiştir. Sayısal analiz sonucunda hesap edilen ivme, artık boşluk suyu basıncı ve deplasmanlar deneyde ölçülen değerler ile karşılaştırılmıştır. Analiz sonucunda elde edilen bulgular detaylı olarak grafiklerde sunulmuştur. Sonuç olarak, santrifüj deneyleri ve sayısal analiz sonuçları kıyaslanarak tez konusu kapsamında değerlendirilmeler yapılmıştır.

4.1 Model Santrifüj Deneyi

Santrifüj deneylerinin temel prensibi $1/N$ (N , santrifüj deneyi ivme değeri) ölçekteki model deneylerin $N \cdot g$ seviyesinde ivmeye maruz bırakılarak aynı gerilme seviyesine ve gerilme dağılımına sahip prototip deneyleri gerçekleştirmektir. Bu sayede, santrifüj cihazına yerleştirilen küçük ölçekteki bir model deney uygulanan ivmeler altında temel ölçeklendirme prensiplerinden faydalanılarak büyük prototip modellere dönüşebilmekte ve daha az iş gücü ile laboratuvar deneyleri yapılabilir.

YMK'ların sınıvlaşabilir zeminler içerisindeki iyileştirmeye olan etkisini incelemek için Rayamajhi vd. (2015) [17] tarafından 4 adet model santrifüj deneyi gerçekleştirilmiş ve bu deneyler neticesinde dinamik etkiler altında kolon ile zemin arasındaki davranış çeşitli yönlerden ele alınarak araştırılmıştır. Santrifüj deneylerden 2 tanesi iyileştirilmemiş zemin durumunu (Model 1 ve Model 3) diğer ikisi ise iyileştirilmiş zemin durumunu (Model 2 ve Model 4) yansıtmaktadır. Burada, Model 1, iyileştirilmemiş zemin örneğine, Model 2 yüzen kolonlarla iyileştirilmiş zemine, Model 3, tabanında rijit tabaka bulunan iyileştirilmemiş zemine ve Model 4 tabanında rijit tabaka bulunan iyileştirilmiş zemin örneğine karşılık gelmektedir. Santrifüj deneyinde prototip iç boyutları 19 m x 10 m x 10,5 m (uzunluk, genişlik, derinlik) olan bir laminar kutu kullanılmıştır ve deneyler 50 g'lık bir ivme altında gerçekleştirilmiştir. Deneylerde zemin modeli en üstte 2,0 m kalınlığında ve rölatif sıkılığı $D_r \approx 60\%$ olan orta sıkı Monterey kumu, ortada 6,0 m kalınlığında gevşek Nevada kumu ($D_r \approx 40\%$) ve en altta ise 2,0 m kalınlığında sıkı Monterey kumu ($D_r \approx 90\%$) olacak şekilde oluşturulmuştur. Model 3 ve Model 4'te farklı olarak alt tabakada sıkı monterey kum yerine çimento ile kum karışımından oluşturulmuş rijit bir tabaka bulunmaktadır. Deneylerde kullanılan kumlara ait fiziksel özellikler Çizelge 4.1'de gösterilmektedir. Burada kum zeminlere ait kuru (γ_k) ve doymun birim hacim ağırlıklar (γ_d) Denklem 4.1 ve 4.2 yardımı ile elde edilmiştir.

$$\gamma_k = \frac{G_s \cdot \gamma_{su}}{1+e} \quad (4.1)$$

$$\gamma_d = \frac{(G_s + e) \cdot \gamma_{su}}{1+e} \quad (4.2)$$

Çizelge 4.1 Santrifüj deneylerinde kullanılan kum zeminlerin özellikleri

Sembol	Açıklama	Nevada	Monterey	Monterey
D_r	Rölatif Sıkılık (%)	40	60	90
G_s	Özgül yoğunluk	2,67*	2,64**	2,64**
e_{maks}	Maksimum boşluk oranı	0,887*	0,843**	0,843**
e_{min}	Minimum boşluk oranı	0,511*	0,536**	0,536**
e	Boşluk oranı	0,736	0,658	0,566
k	Permeabilite katsayısı (m/sn)	$6,6 \times 10^{-5}$ *	0,004***	0,0029***

* Arulmoli vd. (1992) [139] ** Dashti (2009) [140] *** Chapius (2004) [141]

Deneylerde su seviyesi zemin yüzeyinden 1,5 m kadar aşağıda olacak şekilde ayarlanmıştır. Sismik hareket olarak 7 adet sinüs kaydı ve 9 adet deprem kaydı olmak üzere toplamda 16 adet kayıt kullanılmıştır. Deprem kaydı olarak 1999 Chi Chi (Tayvan)

4.2 UBC3D-PLM Model için Gerekli Kalibrasyon Adımları

Sayısal analizlerde kullanılacak olan bünye modellerinde kalibrasyon yapılması hedeflenen sonuçlara ulaşılması açısından önemlidir. Sıvılaşma analizlerinde kullanılacak olan kalibre edilmiş zemin parametreleri, laboratuvarından elde edilen monotonik ve çevrimsel yükler altındaki davranışı tutarlılıkla yansıtmaları gerekmektedir. Dolayısıyla, çok karmaşık veya basit modelleri kullanmadan önce atılması gereken ilk adım laboratuvar deneylerinin sonuçları ile model kalibrasyonu sonrasında elde edilen gerilme izlerinin benzerliğini yakalamak olacaktır. Böylelikle, yapılacak olan analizin doğru bir şekilde yürütülmesi sağlanacaktır. Fakat, literatürde bütün zeminlerin laboratuvar deney sonuçlarını içeren bir çalışma mevcut değildir. Bu eksikliği gidermek adına bünye modeli için ihtiyaç duyulan girdi parametreleri, laboratuvar deneylerinin haricinde arazi deneylerinin yardımıyla da (SPT, CPT, vb.) bulunabilir. Burada amaç, literatürde monotonik ve çevrimsel laboratuvar deneyi sonuçları bulunamayan bazı zeminlerin ihtiyaç duyulan model girdi parametrelerini arazi deneyleri korelasyonlardan faydalanarak kolaylıkla elde etmektir. Ülkemizde en çok kullanılan arazi deneylerinin başında SPT deneyi gelmektedir. Bu deneyden elde edilecek $N_{1,60}$ değerini kullanarak model parametrelerine ulaşmak kalibrasyon aşamasında büyük kolaylıklar sağlamaktadır. Bu amaçla Beaty ve Byrne (2011) [142] tarafından UBCSAND model için bazı korelasyonlar önerilmiş ve SPT $N_{1,60}$ değerine bağlı olarak bazı model parametrelerinin yaklaşık olarak elde edilmesi hedeflenmiştir. Daha sonra Makra (2013) [143] tarafından bu korelasyonlar revize edilerek Plaxis UBC3D-PLM model için kullanılabilecek hale getirilmiştir.

Plaxis'te UBC3D-PLM sıvılaşma modeli kullanılırken, 15 adet girdi parametresi gerekmektedir. Çizelge 4.2'de UBC3D-PLM model için gerekli model parametreleri ve detaylı açıklamaları yer almaktadır. Bu parametrelerden SPT $N_{1,60}$ değerine bağlı olanlar aşağıda verilen denklemler yardımıyla bulunabilir [143].

$$\phi_p = \phi_{cv} + \frac{N_{1,60}}{10} + \max\left(0, \frac{N_{1,60} - 15}{5}\right) \quad (4.3)$$

$$k_G^e = 21,7 \times 20 \times (N_{1,60})^{0,333} \quad (4.4)$$

$$k_B^e = 0,7 \times k_G^e \quad (4.5)$$

$$k_G^p = k_G^e \times (N_{1,60})^2 \times 0,003 + 100 \quad (4.6)$$

$$R_f = 1,1 \times (N_{1,60})^{-0,15} \quad (4.7)$$

Çizelge 4.2 UBC3D-PLM modelde kullanılan girdi parametreleri

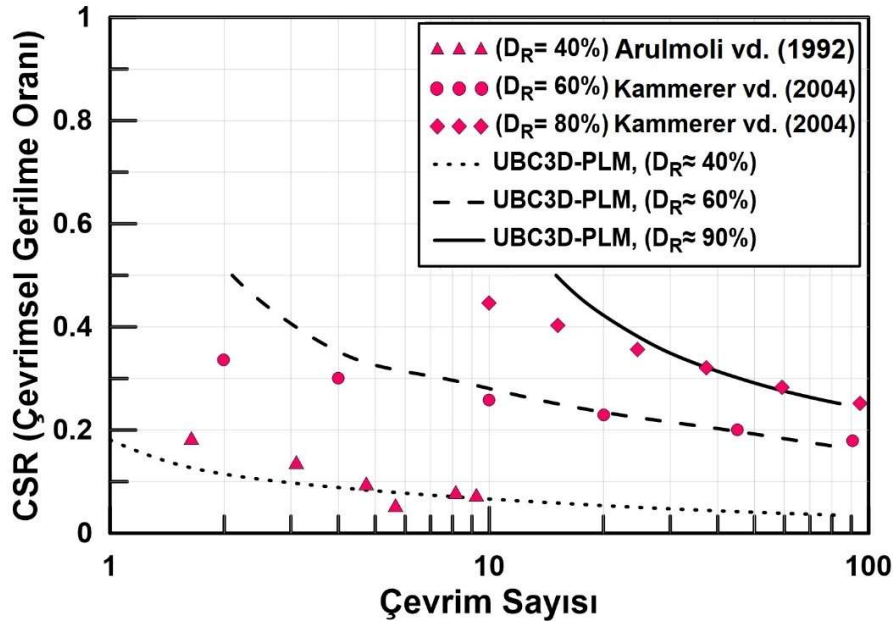
Sembol	Parametre Tanımı	Birim	Metot	Varsayılan
$N_{1,60}$	Düzeltilmiş SPT N değeri	-	Yerinde arazi deneyi	-
ϕ_{cv}^o	Sabit hacim içsel sürtünme açısı	(°)	Üç eksenli veya DSS	-
ϕ_p^o	Pik içsel sürtünme açısı	(°)	Üç eksenli veya DSS	-
c	Kohezyon	kPa	Üç eksenli veya DSS	0
k_G^e	Elastik kayma modülü sayısı	-	Eğri uydurma	-
k_B^e	Elastik bulk modülü sayısı	-	Eğri uydurma	-
k_G^p	Plastik kayma modülü sayısı	-	Eğri uydurma	-
me	Elastik bulk modülü indisi	-	Eğri uydurma	0,5
ne	Elastik kayma modülü indisi	-	Eğri uydurma	0,5
np	Plastik kayma modülü indisi	-	Eğri uydurma	0,4-0,5
R_f	Göçme oranı	-	Eğri uydurma	0,9
P_A	Atmosferik basınç	kPa	Standart değer	100
σ_t	Çekme kesimi (<i>cut-off</i>)	kPa	-	0
f_{achard}	Sıkılaşma faktörü	-	Eğri uydurma	1
f_{acpost}	Sıvılaşma sonrası faktör	-	Eğri uydurma	0,2-1

Bu tez kapsamında kalibre edilmiş model girdi parametreleri elde edilirken aşağıdaki adımlar takip edilmiştir:

1. UBC3D-PLM model parametreleri elde edilirken yapılması gereken ilk iş $N_{1,60}$ değerinin elde edilmesidir. Literatürde, $N_{1,60}$ değerinin rölatif sıklığa bağlı (D_r) olarak bulunmasıyla ilgili çok sayıda eşitlik yer almaktadır. Ancak bu çalışmada UBC3D-PLM model kullanılırken sıklıkla tercih edilen ve Idriss ve Boulanger (2008) [144] tarafından önerilen eşitlik kullanılarak $N_{1,60}$ değeri elde edilmiştir. Burada dikkat edilmesi gereken asıl nokta kullanılan D_r 'ye bağlı formülden ziyade elde edilen sayısal analiz sonuçlarının laboratuvar verileri ile tutarlı olmasıdır. Çünkü bu çalışmada kullanılan formülden başka herhangi bir D_r 'ye bağlı formülden faydalanarak aşağıda ifade edilen adımları takip edip kalan parametrelere ulaşılabilir. $N_{1,60}$ değerinin kullanılmasındaki asıl amaç istenilen parametrelerin başlangıç kalibrasyon değerlerinin hızlıca elde edilmesidir. Bundan sonraki aşamalarda eğri uydurma yolunu uygulayarak parametrelerde değişikliğe gidilebilir veya sabit tutulabilir. Önemli olan

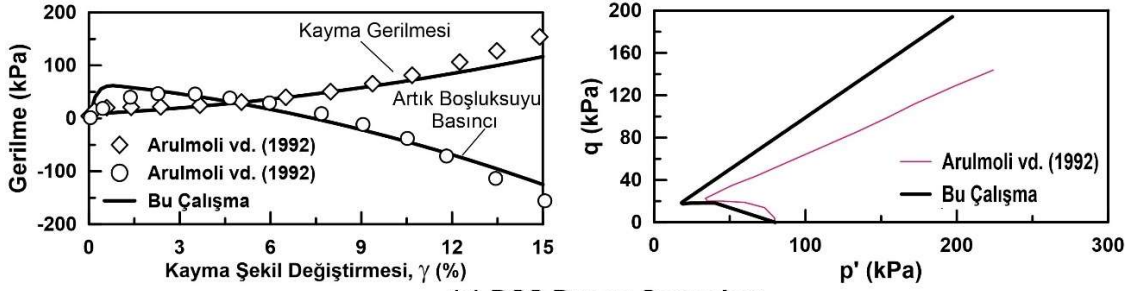
kalibrasyon sonucunda elde edilen sayısal analiz sonuçları ile laboratuvar verilerinin tutarlı olmasıdır.

2. Bu adımda Denklem 4.4, 4.5 ve 4.7'in yardımıyla k_G^e , k_B^e ve R_f değerleri elde edilmiştir.
3. Modelde kullanılan kumlar temiz kum olduklarından c (kohezyon) değerleri sıfır olarak girilmiştir. Ayrıca σ_t parametresi de sıfır olarak seçilmiştir.
4. ϕ_{cv} açısı bütün kumlarda 33° olacak şekilde alınmış ve ϕ_p değerleri $\phi_p = \phi_{cv} + \frac{N_{1,60}}{5}$ formülü kullanılarak elde edilmiştir.
5. m_e , n_e , n_p ve P_A değerleri varsayılan olarak seçilmiştir.
6. Geriye kalan k_G^p , f_{achar} ve f_{acpost} değerleri laboratuvar direkt basit kesme (DSS) ve çevrimsel direkt basit kesme (CDSS) deneyi sonuçlarından faydalanılarak elde edilmiştir. Literatürde yer alan farklı sıklıklardaki Nevada ve Monterey kumlarının DSS ve CDSS deney verileri kullanılarak ihtiyaç duyulan parametreler elde edilmiştir. Nevada kumunun kalibrasyonu için VELACS santrifüj deneyleri kapsamında Arulmoli vd. (1992) [139] tarafından gerçekleştirilen DSS ve CDSS deneyleri, Monterey kumu için Kammerer vd. (2004) [134] tarafından gerçekleştirilen laboratuvar deney verileri kullanılarak kalibrasyonlar yapılmıştır. Kalibrasyonlar sonucunda elde edilen grafikler Şekil 4.2 ve Şekil 4.3'de gösterilmiştir.

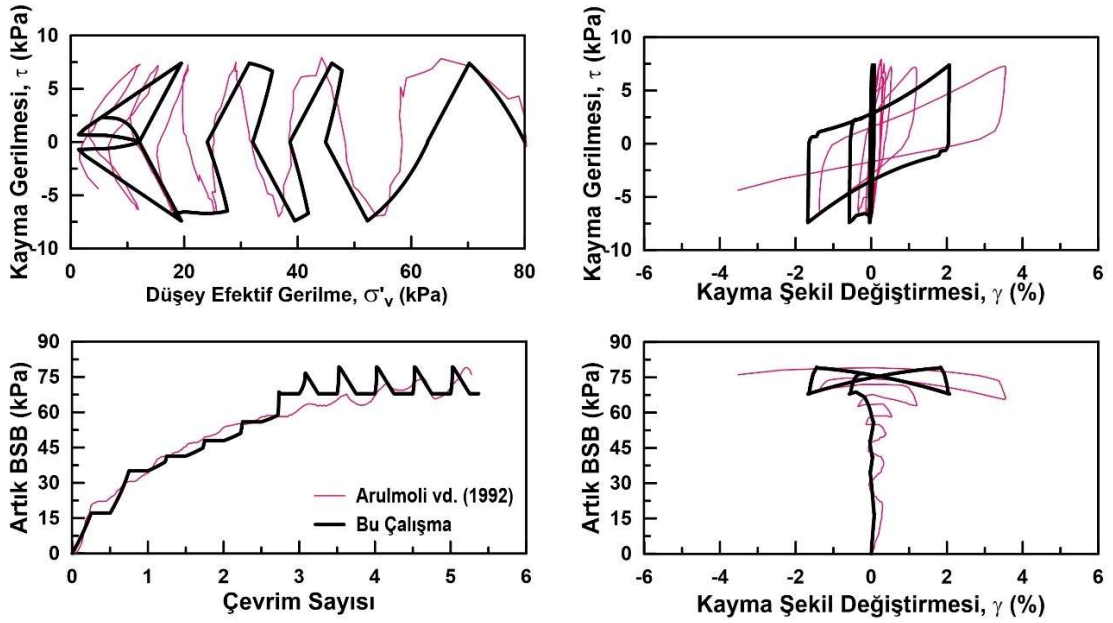


Şekil 4.2 Santrifüj deneyinde kullanılan zeminlerin CSR değerlerinin çevrim sayısına bağlı olarak azalımı

Şekil 4.2 ve Şekil 4.3’de görüldüğü üzere bu kalibre edilmiş parametrelerden yola çıkarak sayısal analizlerden elde edilen gerilme izleri laboratuvar deneylerinden elde edilen izlerle oldukça yakın benzerlik göstermektedir. Yukarıda ifade edilen adımlara bağlı olarak elde edilen ve sayısal analizlerde kullanılan sıvılaşma model parametreleri Çizelge 4.3’de gösterildiği gibidir.



(a) DSS Deney Sonuçları



(b) CDSS Deney Sonuçları

Şekil 4.3 Nevada kumu üzerinde gerçekleştirilen deneysel çalışmaların ve elde edilen sayısal analiz model sonuçlarının karşılaştırılması (a) DSS Deneyi (b) CDSS Deneyi

Bu adımlar dışında farklı yöntemler veya adımlar uygulanarak model parametreleri elde edilebilir. Bu çalışma kapsamında Makra (2013) [143] tarafından kullanılan eşitliklerin haricinde, Souliotis (2016) [146] tarafından oluşturulan bazı eşitlikler yardımıyla da kalibre edilmiş model parametreleri seçilebilmektedir.

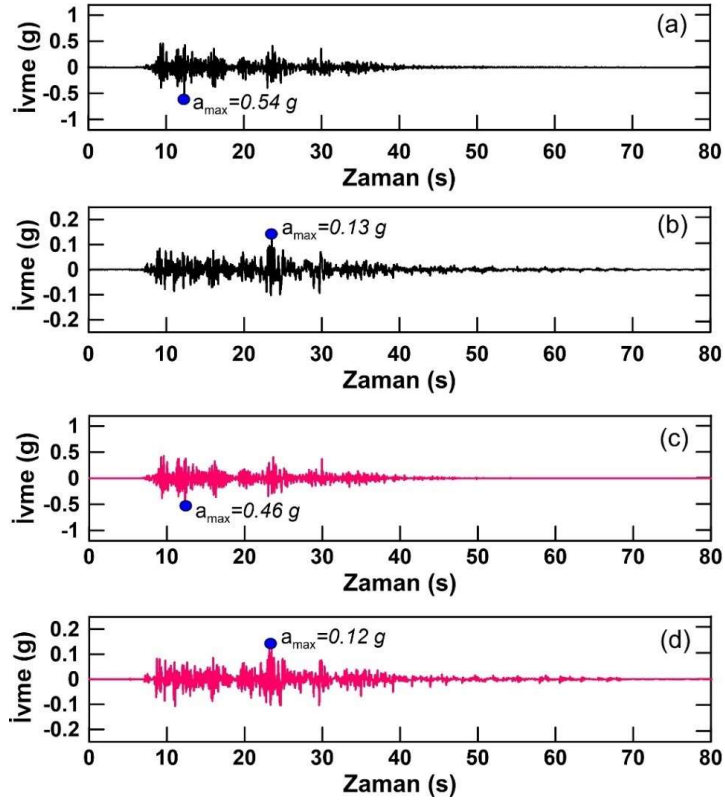
Çizelge 4.3 UBC3D-PLM modelde kullanılan kalibre edilmiş zemin parametreleri

Sembol	Metot ya da Formülasyon	Referans	Nevada	Monterey	Monterey
D_r (%)	-	[17]	40	60	90
$N_{1,60}$	$46 \times D_r^2$	[144]	7,36	16,56	37,26
ϕ_{cv}^o	Üç eksenli veya DSS	-	33	33	33
ϕ_p^o	$\phi_p = \phi_{cv} + \frac{N_{1,60}}{5}$	-	34,47	36,31	40,26
c (kPa)	Üç eksenli veya DSS	-	0	0	0
k_G^e	$21,7 \times 20 \times (N_{1,60})^{0,333}$	[143]	843,6	1105,2	1447,8
k_B^e	$0,7 \times k_G^e$	[143]	590,5	773,63	1013,5
k_G^p	Eğri uydurma	-	180	1050	3500
me	Varsayılan	[143]	0,5	0,5	0,5
ne	Varsayılan	[143]	0,5	0,5	0,5
np	Varsayılan	[143]	0,4	0,4	0,4
R_f	$1,1 \times (N_{1,60})^{-0,15}$	[143]	0,815	0,722	0,639
P_A (kPa)	Standart değer	-	100	100	100
σ_t	-	-	0	0	0
f_{achard}	Eğri uydurma	-	1	1	1
f_{acpost}	Eğri uydurma	-	0,2	0,2	0,2

4.3 Sayısal Model

UBC3D-PLM modele ait zemin kalibrasyonları tamamlandıktan sonra santrifüj model geometrisi oluşturulmuştur. Bunun için Plaxis v.2017’de model geometrisi oluşturulurken laboratuvar deneylerinde kullanılan laminar kutunun prototip boyutları (19 m x 10 m x 10,5 m) kullanılarak analizler yapılmıştır. Statik hesap aşamalarında varsayılan model sınır koşulları (taban sınırdaki deplasmanlar her iki yönde tutulu $u_x=0$ ve $u_y=0$, düşey sınırlarda ise x yönünde deplasmanlara izin verilmezken y yönünde izin verilmiştir $u_x=0$ ve $u_y \neq 0$) kullanılmıştır. Dinamik analizlerde ise deprem sınır koşulları olarak düşey sınırlarda tied sınır koşullarıyla yatayda hiçbir (*none*) seçeneği kullanılarak analizler yapılmıştır. Tied sınır koşulları aynı yükseklikte yer alan noktaları birbirine bağlayarak aynı deplasmanları yapmalarına olanak sağlamaktadır. Bu şekilde Plaxis’te yer alan diğer dinamik sınır koşullarının aksine laminar kutu davranışını daha gerçekçi olarak yansıtabilmektedir. Dolayısıyla, diğer dinamik sınır koşullarından olan serbest saha ve viskoz sınır koşulları bu sebepten ötürü kullanılmamıştır. Dinamik hesaplarda deprem girdi hareketini verebilmek için model tabanına x yönünde 0,01 m büyüklüğünde tanımlı deplasman (*prescribed displacement*) uygulanmıştır.

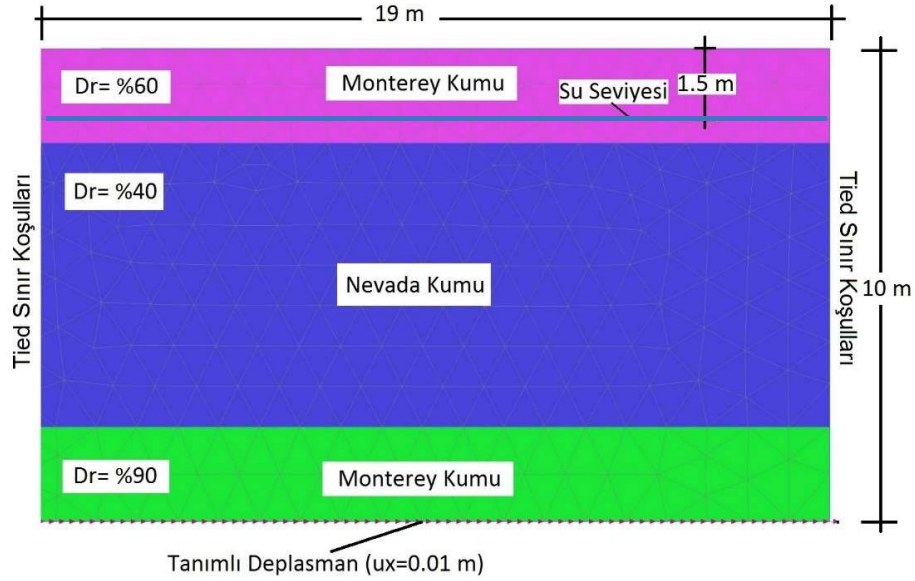
Önceki bölümde de ifade edildiği üzere santrifüj deneylerinde 1999 Chi-Chi depreminin TCU078 EW istasyonundan elde edilen ivme kaydının farklı pik ivme değerine göre ölçeklenmiş halleri kullanılarak deneyler gerçekleştirilmiştir. Sayısal modelleme aşamasında, santrifüj deneylerinde kullanılan deprem kayıtlarının birebir aynıları kullanılarak analizler gerçekleştirilmiştir. Model 1 ve Model 2 deneylerinin her birinde bir tanesi düşük diğeri ise yüksek girdi deprem hareketi olacak şekilde iki farklı kayıt kullanılmıştır. Model deneylerde ve sayısal analizlerde kullanılan ivme kayıtları Şekil 4.4'te gösterilmektedir.



Şekil 4.4 Model deneylerde kullanılan deprem kayıtları (a) Model 1-yüksek ivme, (b) Model 1- düşük ivme, (c) Model 2- yüksek ivme, (d) Model 2- düşük ivme

Sayısal analizlerde özellikle dinamik çözüm yaparken ağ sıklığı sonuçları önemli ölçüde etkilemektedir. Optimum düzeyde bir ağ sıklığının seçilmesi hem analizlerin tutarlı olmasına hem model içerisinde oluşacak dalgaların sağlıklı bir şekilde yayılmasına olanak sağlayacaktır. Ağ sıklığının çok fazla olması ekonomik bir çözüm olmayacak ve analiz süresini oldukça uzatacaktır. Aksine, ağ sıklığının az olması da elde edilecek sonuçların doğru olmaktan uzaklaşmasına ve daha az detaylı çözüm yapılmasına neden olacaktır. Plaxis ağ oluşturma işlemini üçgen elmanlar olacak şekilde otomatik olarak gerçekleştirmektedir. Bu çalışmada 15 düğüm noktalı üçgen elmanlar seçilerek mesh

geometrisi oluşturulmuştur. Ayrıca optimum mesh aralığını belirlemek için literatürde sıklıkla kullanılan ve eleman boyları için, zeminin minimum kayma dalgası hızının girdi deprem hareketi maksimum frekans bileşenin 8 katına bölümünden küçük olması gerektiğini ifade eden eşitlik [147] kullanılarak, sayısal modelde eleman boyutları ortalama 0,7 m olarak belirlenmiş ve ağ geometrisi oluşturulmuştur. Sayısal model sonucu oluşturulan Model 1 santrifüj deneyine ait ağ (*mesh*) görünümü Şekil 4.5'te gösterilmektedir.



Şekil 4.5 Model 1 deneyine ait sayısal model görünümü

Bir titreşim hareketinin başlangıç genliğinde zamana bağlı olarak azalmalar meydana gelir ve bu azalma malzeme sönümü olarak adlandırılır. Dinamik analizler sırasında zeminin viskoz özelliklerine, sürtünmeye ve plastik şekil değiştirmelere bağlı olarak malzeme sönümü oluşmaktadır. Kendiliğinden oluşan bu sönüm miktarı, zeminde görülen mevcut sönümden azdır ve zemin içerisindeki sönüm etkilerini gerçek olarak yansıtabilmek için ilave sönüm etkisi uygulamak gerekmektedir. Uygulanacak sönüm (C) değeri, zemin kütle matrisi (M) ve rijitlik matrisinin (K) bir fonksiyonu olan Rayleigh sönüm değeri ile uygulanabilmektedir;

$$[C] = \alpha_R[M] + \beta_R[K] \quad (4.8)$$

Rayleigh sönüm formülasyonu, Rayleigh sönüm katsayıları olan α_R ve β_R 'ye bağlı olarak Denklem 4.8'de gösterilmektedir. Sönüm katsayıları 2 frekans değişkenine bağlı olarak hesaplanabilmektedir. Bu frekanslar Plaxis 2D'de Hedef 1 ve Hedef 2 olarak ifade edilmiştir. Hedef 1, analizlerde yer alan tüm zeminin tabakalarının doğal (temel)

frekansını, Hedef 2, girdi deprem hareketi ile zeminin doğal frekansının oranını ifade etmektedir. Hedef 2 neticesinde çıkan frekans değeri kendisine en yakın tek sayıya yuvarlanarak hesaplarda kullanılmaktadır. Burada zemine ait doğal frekans değeri f_n ;

$$f_n = \frac{V_s}{4H} \quad (4.9)$$

olarak ifade edilmektedir. Burada, V_s ve H sırasıyla zeminin kayma dalgası hızını ve zemin tabaka kalınlığını yansıtmaktadır. Rayamajhi vd. (2015) [17] tarafından zemin doğal frekansı 2,97 Hz. olarak verilmiştir ve Hedef 1'e karşılık gelmektedir. Deprem datasının baskın frekansı Fourier tepki spektrumundan 1,599 Hz. olarak hesaplanmıştır ve 1,599/2,97 sonucu oran 0,538 olarak çıkmaktadır. Dolayısıyla Hedef 2, 1,0 Hz. olmaktadır. Genellikle geoteknik malzemelerinin sönüm aralıkları %2-%5 arasında olduğu düşünülerek Rayleigh sönümü %3 alınmış ve Hedef 1 ve Hedef 2'ye karşılık gelen $\alpha_R=0,282$ ve $\beta_R=0,0024$ değerleri kullanılarak analizler gerçekleştirilmiştir. Ayrıca, %1, ve %5 Rayleigh sönüm değerleri kullanılarak analizler yapılarak farklı sönüm değerlerinin sonuçlara etkileri incelenmiş fakat analiz sonuçlarında kayda değer bir değişim görülmediği için tüm analizlerde %3 Rayleigh sönüm değeri uygulanarak analizler tamamlanmıştır. Kullanılan deprem kayıtlarının zaman adımlarının sıklığı da analiz sonuçlarının farklılaşmasına neden olabilmektedir. Tez kapsamında, Rayamajhi vd. (2015) [17] tarafından kullanılan deprem kaydının aralığı olan 0,01 saniye zaman aralığı kullanılarak yaklaşık 8000 adımda sayısal analizler gerçekleştirilmiştir.

Bu çalışmada oluşturulan sayısal modelleme aşaması genel olarak 3 adımda toplanabilir:

1. İlk adımda K_0 prosedürü uygulanarak başlangıç adımı oluşturulmuştur.
2. Bu kısımda boş bir adım oluşturularak kum zeminlerin özelliklerine uygun parametreler kullanılıp Hardening Soil Model (HSM) ataması yapılmıştır. Bunun yapılmasındaki amaç, modelde oluşacak başlangıç gerilme durumunu doğru bir şekilde oluşturabilmektir. UBC3D-PLM model, kohezyonsuz zeminlerin dinamik davranışını ve özellikle sıvılaşma ile drenajsız durumdaki artık boşluk suyu basıncı oluşumlarını modellemek için geliştirildiğinden statik analizlerde kullanılması uygun olmamaktadır. UBC3D-PLM model üzerinde yapılan önceki araştırmalarda, modelin başlangıç durum gerilmelerini yeterli miktarda doğru yansıtamadığı ve bu durumun statik kayma gerilmelerini etkilediği görülmüştür. Bu duruma bağlı olarak, statik kayma gerilmesi ile sıvılaşma davranışı arasındaki ilişki paralelinde elde edilen analiz

sonuçları hatalı bir şekilde ortaya çıkabilmektedir. Bundan dolayı, sayısal modellemede zeminin başlangıç statik durumunu yansıtabilmek için başlangıç gerilmelerini doğru bir şekilde yansıtabilen farklı bir malzeme modelinin kullanılması gerekmektedir.

HSM'e ait zemin parametreleri ve kullanılan değerler Çizelge 4.4'te gösterildiği gibidir.

Çizelge 4.4 HSM parametreleri

Parametre	Açıklama	Nevada	Monterey	Monterey
D_r (%)	Rölatif sıkılık	40	60	90
E_{50}^{ref}	Sekant elastisite modülü (kPa)	24000	36000	54000
E_{oed}^{ref}	Odeometre elastisite modülü (kPa)	24000	36000	54000
E_{ur}^{ref}	Yükleme/boşaltma elastisite modülü (kPa)	72000	108000	162000
m	Derinlik-gerilme ilişkisine bağlı üssel katsayı	0,5	0,5	0,5
c'_{ref}	Efektif ref. kohezyon	0	0	0
ϕ'	İçsel sürtünme açısı (°)	34,47	36,31	40,26
ψ	Dilatasyon açısı (°)	4,47	6,31	10,26
ν'_{ur}	Poisson oranı	0,2	0,2	0,2
P_{ref}	Atmosfer basıncı (kPa)	100	100	100
K_0^{nc}	Sükûnet katsayısı	0,434	0,407	0,353
R_f	Göçme oranı	0,9	0,9	0,9

Nevada ve Monterey kumlarına ait elastisite modülü değerleri Brinkgreve vd. (2010) [148] tarafında verilen eşitlikler yardımıyla tahmin edilmiştir. Buna göre;

$$E_{50}^{ref} = 60000D_r/100 \quad (4.10)$$

$$E_{oed}^{ref} \approx E_{50}^{ref} \quad (4.11)$$

$$E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref} \quad (4.12)$$

olarak ifade edilmektedir. m , ν'_{ur} ve R_f değerleri varsayılan olarak seçilmiştir. Plaxis analizlerinde dilatasyon açısı $\psi = \phi'_p - 30$ eşitliği ile elde edilmiştir. Ayrıca, Jacky (1948) [149] tarafından önerilen Denklem 4.13 kullanılarak zeminlere ait toprak basıncı katsayıları hesaplanmıştır.

$$K_0^{nc} = 1 - \sin\phi' \quad (4.13)$$

3. Son adımda, kum zeminlere UBC3D-PLM model atanarak dinamik analiz kısmına geçilmiştir. Burada bütün analizler, Plaxiste yer alan Undrained A drenaj tipi seçeneği kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Bu drenaj tipinde drenajsız davranış, efektif mukavemet ve rijitlik parametreleri kullanılarak analizlere yansıtılmaktadır.

İyileştirilmiş zemin profilinin yer aldığı Model 2 santrifüj deneyinde 3 boyutlu bir grup kolon davranışı yer aldığı için Plaxis analizlerinde bu 3 boyutlu davranışın 2D ortamda düzlem şekil değiştirme koşullarına getirilerek modelleme yapılması gerekmektedir. 3D grup kolon davranışını analizlerde 2D olarak modellemek için literatürde farklı yöntemler yer almaktadır. Tez kapsamında 3 boyutlu kolon davranışı 2D ortamda modelleyebilmek için aşağıdaki iki farklı yöntem kullanılmıştır [150]:

1. Yöntem:

Bu yöntemde 3D ortamındaki YMK'lar 2D ortamda bir duvar gibi düşünülerek sayısal modelleme yapılır. Burada YMK'nın çapı (d_c), 2D ortamda duvar genişliğine (d_w) eşit alınarak eşdeğer duvar özellikleri belirlenir ve sayısal analizler gerçekleştirilir (Şekil 4.6). Eşdeğer duvar özellikleri;

$$E_w = E_c A_r + E_s (1 - A_r) \quad (4.14)$$

$$c_w = c_s (1 - A_r) \quad (4.15)$$

$$\phi_w = \arctan(A_r \tan \phi_c + (1 - A_r) \tan \phi_s) \quad (4.16)$$

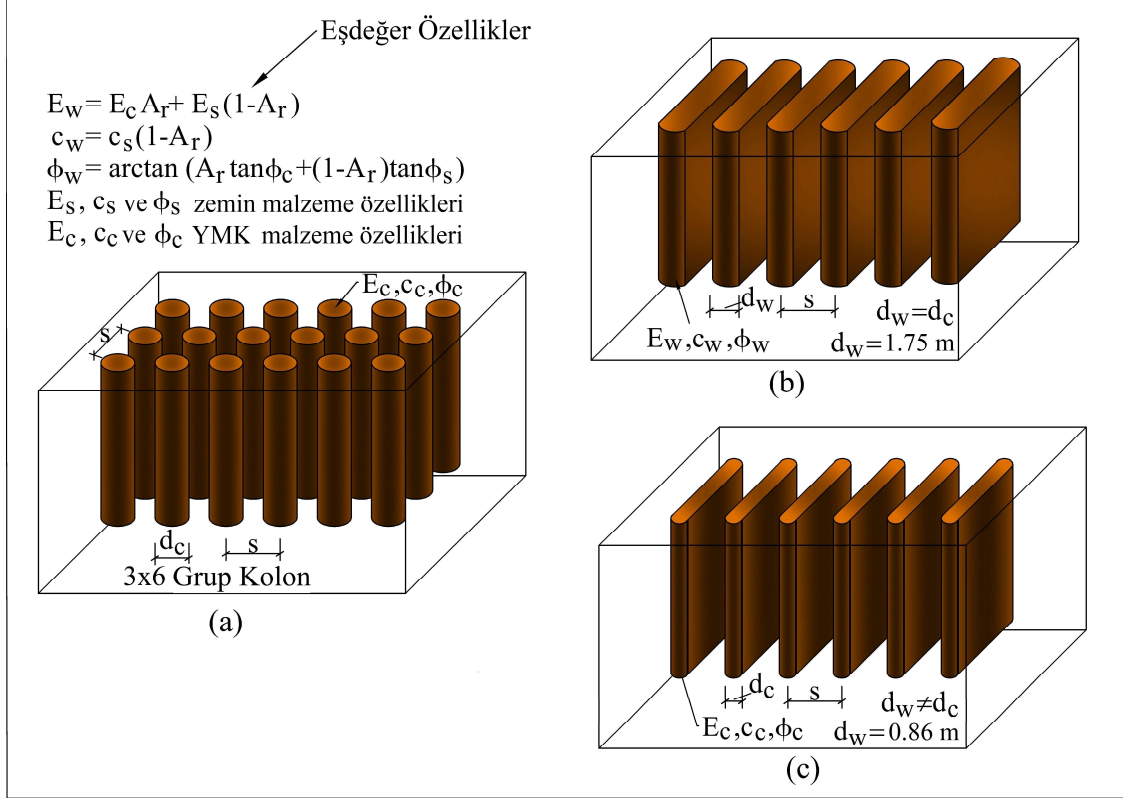
ile belirlenebilir. Burada, E_w , E_c , E_s sırasıyla eşdeğer duvar elemanın, YMK'nın ve zeminin elastisite modülünü göstermektedir. c_w ve c_s eşdeğer duvar ile zeminin kohezyonunu, ϕ_w , ϕ_c ve ϕ_s ise sırasıyla eşdeğer duvar elemanın, kolonun ve zeminin içsel sürtünme açısını ifade etmektedir.

2. Yöntem:

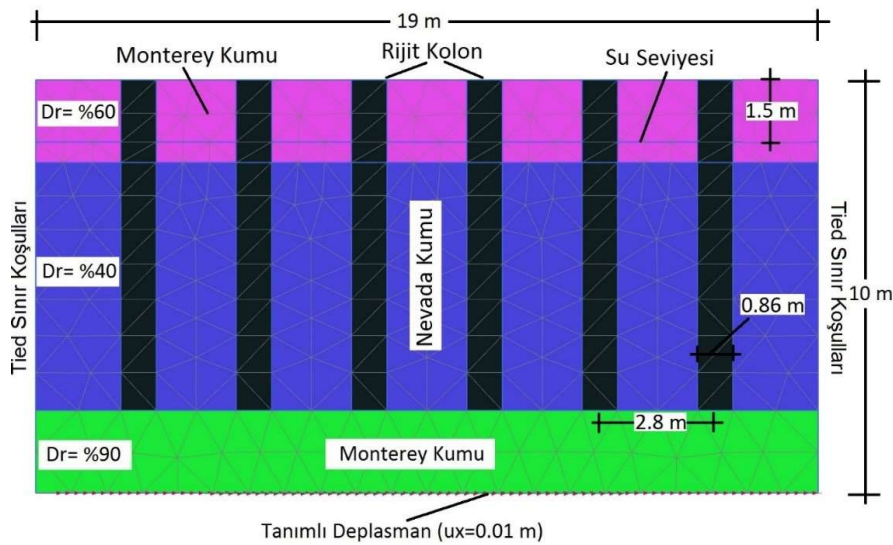
2. yöntemde YMK elemanlar 1. yöntemdeki gibi duvar eleman gibi düşünülürler. İlk yöntemden farklı olarak YMK malzeme özelliklerinde değişiklik yapılmaz. Sadece YMK'ların 3D haldeki alan yer değiştirme oranı ile 2D ortamdaki alan yer değiştirme oranları birbirlerine eşit alınarak analizler gerçekleştirilir. Bu durum sonucunda YMK çapı değiştirilmiş olur (Şekil 4.6). Eğer YMK'lar dikdörtgen bir dizilime sahip ise duvar genişliği,

$$d_w = \frac{(d_c)^2 \pi}{4s} \quad (4.17)$$

ile belirlenebilir. Burada s , YMK'ların merkezden merkeze olan uzaklığı ifade etmektedir. İyileştirilmiş zemin profili için Yöntem 2 kullanılarak oluşturulan sayısal analiz modelinin bir örneği Şekil 4.7'de gösterilmektedir.



Şekil 4.6 İyileştirilmiş zemin profilini modellemede kullanılan yöntemler (a) 3D model geometrisi, (b) Yöntem 1 ile oluşturulan eşdeğer 2D model, (c) Yöntem 2 ile oluşturulan eşdeğer 2D model



Şekil 4.7 Yöntem 2 kullanılarak oluşturulan Model 2'ye ait mesh görünümü

Santrifüj deneylerinde d_c ve s değerleri 1,75 m ve 2,8 m olarak kullanılmıştır. Denklem 4.17 baz alınarak d_w genişliği Yöntem 2 için 0,86 m olarak hesaplanmıştır (Şekil 4.7c). YMK'lar sayısal analizlerde geçirimsiz lineer elastik malzeme olarak tanımlanmış ve YMK kolonlara ait elastisite modülü ve Poisson oranı sırasıyla 417 MPa ve 0,2 olarak alınmıştır [17].

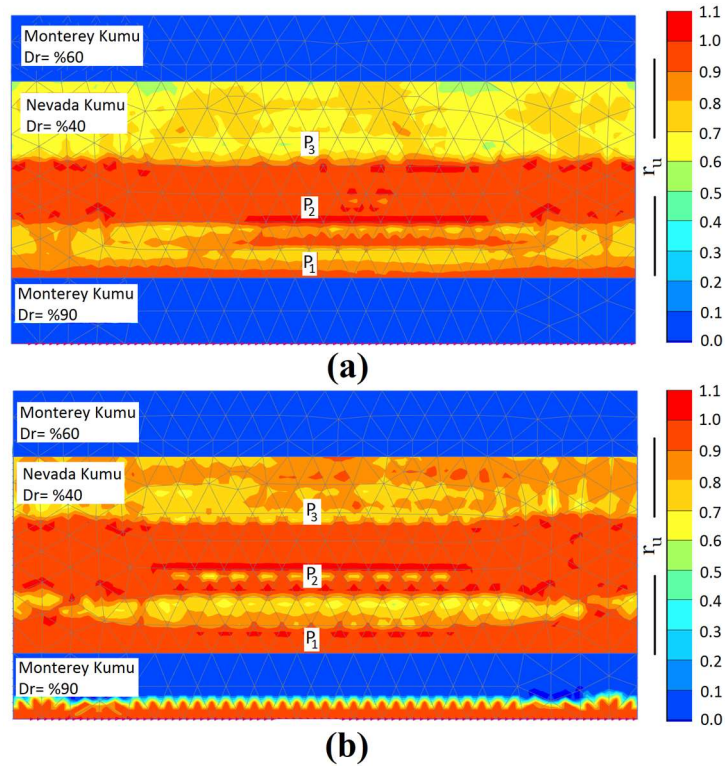
4.4 2D Sayısal Analiz Sonuçları

Sıvılaşabilir bir zemin içerisinde yer alan YMK'ların davranışını incelemek için literatürde yer alan bir santrifüj deneyi kullanılmış ve sayısal olarak modellenmesi yapılmıştır. Sayısal modelde sıvılaşma davranışı UBC3D-PLM model ile modellenerek modelin etkinliği, artık boşluk suyu basıncı oluşumları, ivme zaman değişimleri ve deplasman değişimleri açısından incelenmiştir. Ayrıca YMK'ın dinamik etkiler altındaki sıvılaşabilir zemin içerisindeki performansları, kayma gerilmesi ve kayma şekil değiştirmesi değişimleri açısından incelenmiştir. Son olarak UBC3D-PLM modelin eksik yönlerinden bahsedilerek genel bir değerlendirme yapılmıştır.

4.4.1 Artık Boşluk Suyu Basınçlarının Karşılaştırılması

Model 1 Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması:

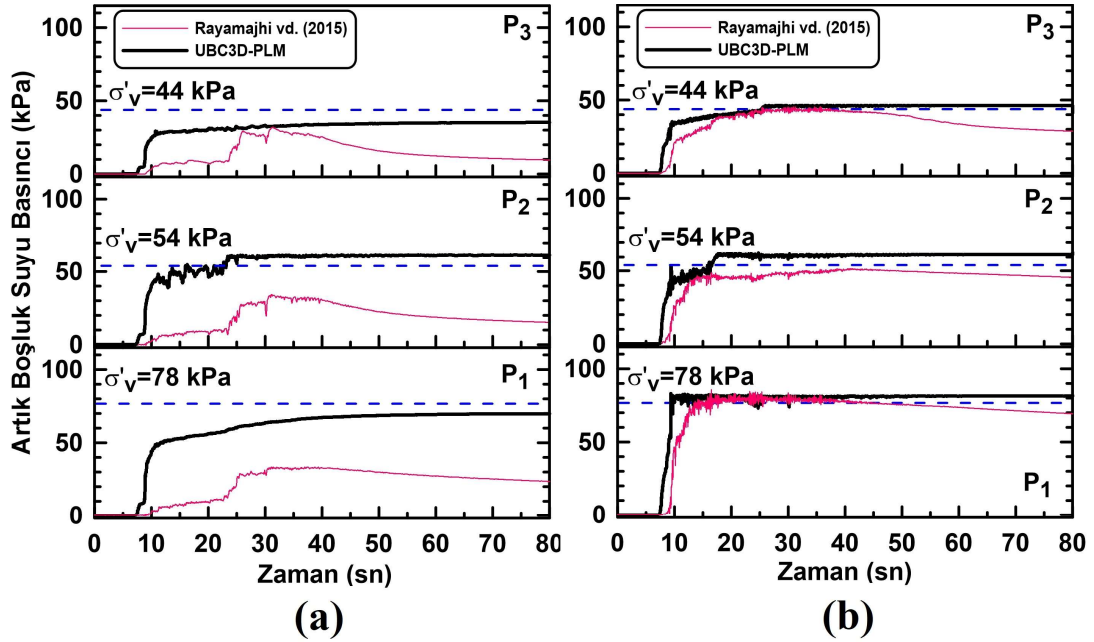
İlk olarak iyileştirilmemiş zemin profili (Model 1) için düşük (0,13g) ve yüksek (0,54g) girdi deprem hareketleri altında oluşan artık boşluk suyu basıncı değişimleri incelenmiştir. Sayısal analizler neticesinde elde edilen düşük ve yüksek girdi deprem hareketi değerleri altında oluşan boşluk suyu basıncı oranının ($r_u = \Delta u / \sigma'_{v0}$) laminer kutu içerisindeki kontur görünüşleri Şekil 4.8'de gösterilmektedir. Şekiller incelendiğinde %40 sıklığa sahip Nevada kumunun yer aldığı bölgenin büyük bölümünde r_u değerlerinin 0,9-1,0 arasında yer aldığı ve sıvılaştığı görülürken, bazı kısımlarda ise değerlerin 0,6-0,7 bandı arasında kaldığı görülmüştür. Monterey kumunun olduğu tabakalarda ise herhangi bir sıvılaşma meydana gelmemiştir. Ancak, modele yüksek girdi deprem hareketinin verildiği taban bölgesinde dar bir aralıkta yüksek r_u oluşumun meydana geldiği ve bu durumun modellemeden kaynaklandığı düşünülmektedir. Genel olarak sayısal analizler sonucunda %40 sıklıktaki zeminin düşük ve yüksek girdi deprem hareketleri altında sıvılaştığı görülmüştür.



Şekil 4.8 Model 1'e ait r_u değişimleri (a) düşük ivme ($a_{maks} = 0,13g$), (b) yüksek ivme ($a_{maks} = 0,54g$)

Santrifüj deneyleri sırasında sıvılaşabilir zemin içerisindeki artık boşluk suyu basınçları P_1 , P_2 , ve P_3 numaralı boşluk suyu basıncı ölçerler sayesinde kaydedilmiştir (Şekil 4.1). Bu sensörlerden elde edilen veriler ile sayısal analiz sonuçları karşılaştırılarak artık boşluk suyu basıncı dağılımlarının zamanla değişimleri incelenmiş ve Şekil 4.9'da verilen grafik elde edilmiştir. Buna göre Şekil 4.9a incelendiğinde, düşük girdi deprem hareketi altında sayısal analizler sonucunda P_1 , P_2 ve P_3 noktalarında elde edilen artık boşluk suyu basınçlarının zamanla dağılımı P_1 ve P_2 noktası hariç P_3 noktasında deneysel veriler ile uyumlu çıkmıştır. Buna göre, santrifüj deneyinde belirtilen noktalarda sıvılaşma meydana gelmezken UBC3D-PLM model sonucunda elde edilen değerlere bakıldığında neredeyse bütün noktalarda zeminin sıvılaşmaya ulaştığı görülmüştür. Ancak benzer bir farklılık yüksek girdi deprem hareketi altında gözlemlenmemiştir. Sonuçlara bakıldığında (Şekil 4.9b), yüksek girdi deprem hareketi altında UBC3D-PLM model deney sonuçlarına oldukça yakın değerler vermiştir. Karşılaştırma sonuçları detaylı olarak incelendiğinde, yüksek deprem hareketinin başlamasıyla beraber yaklaşık 8.sn'den itibaren artık boşluksuyu basıncı oluşumunun hızlı bir şekilde artarak pik değere ulaştığı görülmüştür. Bu noktadan sonra laboratuvar deneylerinde 40.sn'den itibaren artık boşluk suyu basınçlarında sönümlenme olurken sayısal analizlerde artık boşluk suyu basınçlarında

sönümleme olmadan devam ettiği görülmüştür. UBC3D-PLM model, drenajsız efektif gerilme parametrelerini kullanarak tamamen drenajsız olarak çalışan bir model olduğundan analizlerde zeminde hacim değişimleri meydana gelmemekte ve bunun sonucunda elde edilen artık boşluk suyu basınçlarında da herhangi bir sönüm oluşmamaktadır. Bu durum yukarıda ifade edildiği üzere UBC3D-PLM modelin sıvılaşmayı modelleme kapasitesinden kaynaklanan bir problem olarak ortaya çıkmaktadır.

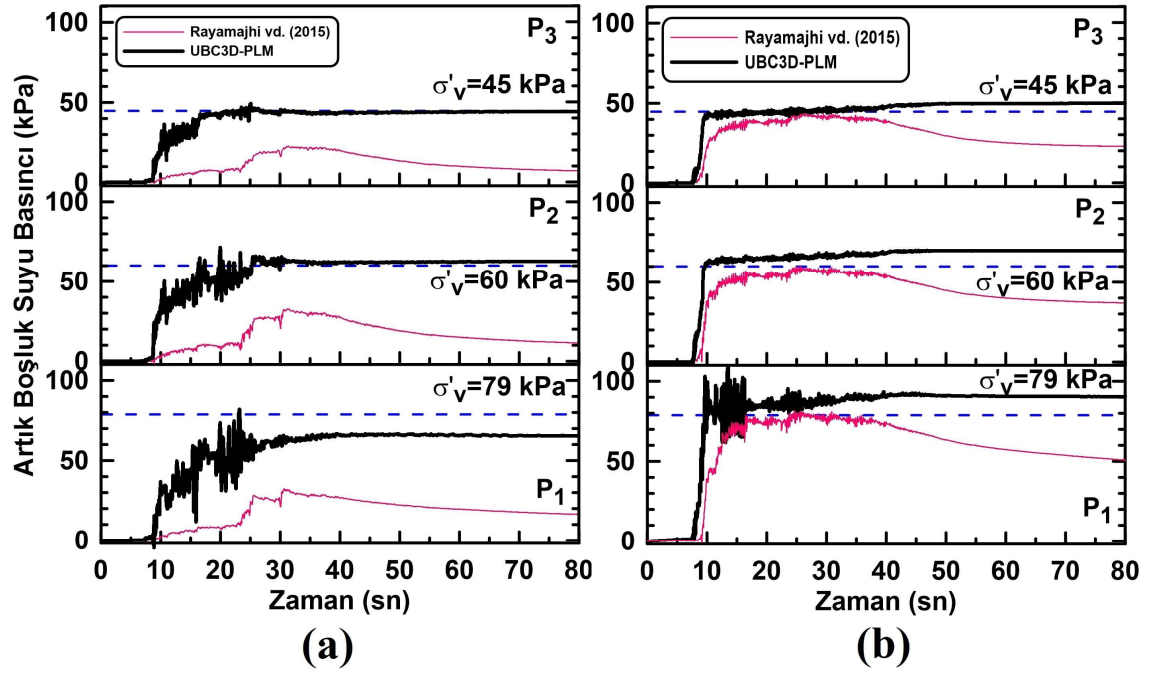


Şekil 4.9 Model 1 santrifüj deneyi ile sayısal analiz sonuçlarının karşılaştırılması (a) düşük ivme ($a_{maks} = 0,13g$), (b) yüksek ivme ($a_{maks} = 0,54g$)

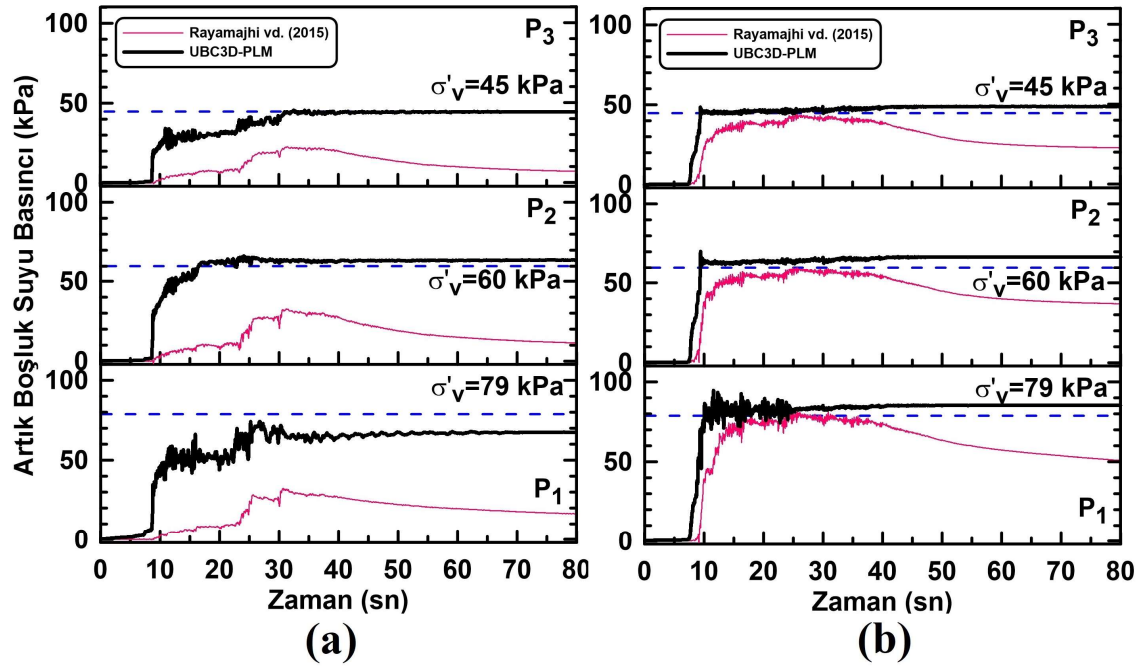
Model 2 Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması:

Model 2 iyileştirilmiş zemini temsil ettiği için sıvılaşabilir zemin içinde yer alan YMK'ların sayısal modellemesi için Bölüm 4.3'te açıklanan 2 farklı yöntem kullanılmıştır. Şekil 4.10 ve Şekil 4.11'de kullanılan bu iki yöntem neticesinde elde edilen artık boşluk suyu basıncı karşılaştırmaları ayrı ayrı sunulmuştur. İlk olarak düşük girdi deprem hareketi altındaki davranış incelendiğinde, düşük ivme değerleri altında Model 1 sayısal analizleri sonucunda elde edilen artık boşluk suyu basıncı değişimlerine yakın bir davranışın olduğu görülmüştür. Buna göre deneysel çalışma sonucunda 0,12 g'lik bir düşük girdi deprem hareketi neticesinde zeminde sıvılaşma meydana gelmezken, sayısal analizlerde kullanılan her iki yöntem sonucunda da 3 farklı noktada zeminin sıvılaşmaya ulaştığı görülmektedir. Ancak, 0,46g'lik bir yüksek girdi deprem hareketi altında deneysel ve sayısal analiz sonuçları her iki yöntem sonucunda da birbiri ile benzer

davranış sergilemiştir. 40. saniyeden itibaren deneysel verilerde sönümlenme yaşanırken sayısal analiz sonucunda bu davranış elde edilememiştir. Bunun nedeni, Model 1 deney sonuçları bölümünde detaylıca ifade edilmiştir.



Şekil 4.10 Model 2 santrifüj deneyi ile Yöntem 1'in kullanılması sonucunda elde edilen sonuçların karşılaştırılması (a) düşük ivme ($a_{maks} = 0,12g$), (b) yüksek ivme ($a_{maks} = 0,46g$)



Şekil 4.11 Model 2 santrifüj deneyi ile Yöntem 2'nin kullanılması sonucunda elde edilen sonuçlarının karşılaştırılması (a) düşük ivme ($a_{maks} = 0,12g$), (b) yüksek ivme ($a_{maks} = 0,46g$)

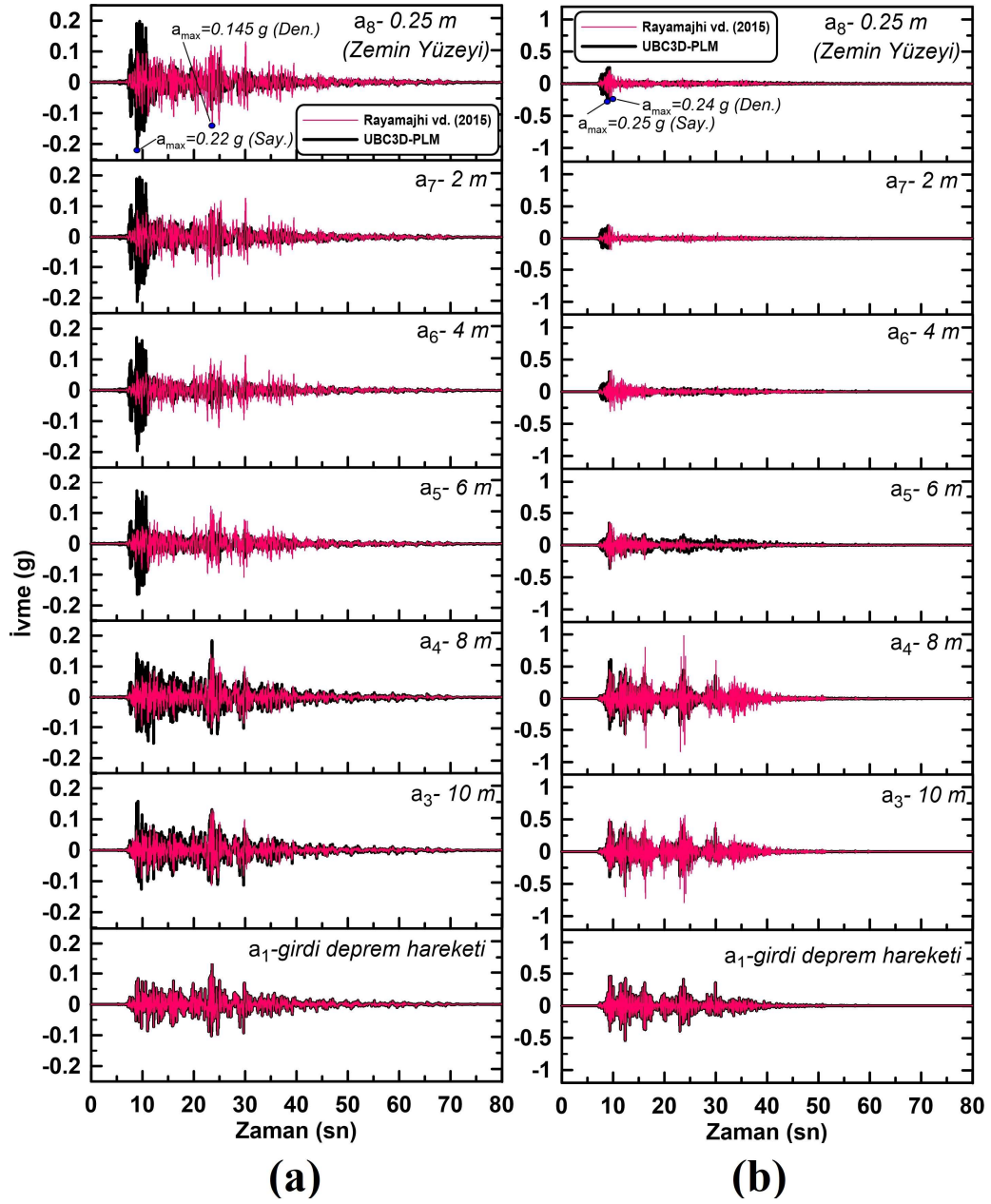
Sonuç olarak, modellenen santrifüj deneyi sonuçları baz alındığında UBC3D-PLM modelin sıvılaşma başlangıcını ve artık boşluk suyu basıncı dağılımını yüksek girdi deprem hareketleri altında iyi bir şekilde yansıttığı ancak düşük girdi deprem hareketleri altında beklenen etkiyi oluşturmadağı gözlemlenmiştir. Ancak UBC3D-PLM modelin bütün koşullarda artık boşluksuyu basınçlarını sönümleyemediğı ve bu davranışı yansıtmada açısından eksik olduğı görülmüştür. Buna rağmen, UBC3D-PLM model ile yapılan sıvılaşma analizlerinden sonra ilave bir konsolidasyon adımı uygulanarak artık boşluk suyu basınçlarının sönümlenmesi sağlanabilir. Böylelikle, Bölüm 4.4.3’de anlatılacak olan deplasmanlara dair tahmini bir değerin elde edilmesi sağlanabilir. Bu durum, sıvılaşma sonrası davranışı bire bir yansıtmamakla beraber sadece bir yaklaşım olarak kullanılabilir. Ek olarak, Model 2’de YMK’ları modellemek için kullanılan iki farklı yönteminde artık boşluk suyu basıncı oluşumu açısından birbiri ile benzer sonuçlar verdiği görülmüştür.

4.4.2 İvme-Zaman Değişimlerinin Karşılaştırılması

Model 1 Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması:

Deneysel çalışmalar sonucunda Şekil 4.1’de gösterilen ve derinlik boyunca yerleştirilen ivme ölçerlerden alınan ivme-zaman değişimleri sayısal analizler sonucunda elde edilen ivme-zaman değerleri ile karşılaştırılmış ve elde edilen grafikler Şekil 4.12’de gösterilmiştir. Düşük girdi deprem hareketi altında (0,13g) ivme-zaman değişimleri incelendiğinde genellikle UBC3D-PLM model sonucunda elde edilen a_{maks} değerlerinin deney sonuçlarına göre daha fazla olduğı görülmüştür. Yüzeyde ölçülen ve analiz sonucunda elde edilen a_{maks} ’lar karşılaştırıldığında sayısal analizlerden elde edilen a_{maks} değeri santrifüj deney sonucuna göre %52 daha fazla çıkmaktadır. Yüksek girdi deprem hareketi altında elde edilen veriler incelendiğinde, UBC3D-PLM model genellikle santrifüj model deneyi sonuçlarına benzer bir şekilde ivme-zaman davranışı göstermiştir. Sadece 8. metreye (a_4) ve 10. metreye (a_3) yerleştirilen ivme ölçerlerden alınan değerler ile sayısal analizler sonucunda elde edilen değerler arasında farklılıklar bulunmaktadır. Bu noktalarda görüldüğü üzere, deneysel çalışma sonucunda zeminde büyütme meydana gelirken, benzer zemin büyütme etkisi sayısal analizler sonucunda elde edilememiştir. Yüzeyde oluşan maksimum ivme değerleri incelendiğinde sayısal analiz sonucunda elde edilen a_{maks} değeri laboratuvar deneyi sonucuna göre yaklaşık %4 daha fazla çıkmıştır. Bunun yanında girdi deprem hareketinden ($a_{maks} = 0,54$ g) ise yaklaşık %54 daha düşüktür.

Sıvılaşmanın olmadığı sıkı ve orta sıkı kum katmanlarında ivme değerleri genellikle yüksek değerlerde yer alırken, sıvılaşmanın olduğu orta bölgede yaklaşık 15. sn'den itibaren ivme değerlerinin azalarak sönümlendiği görülmüştür.

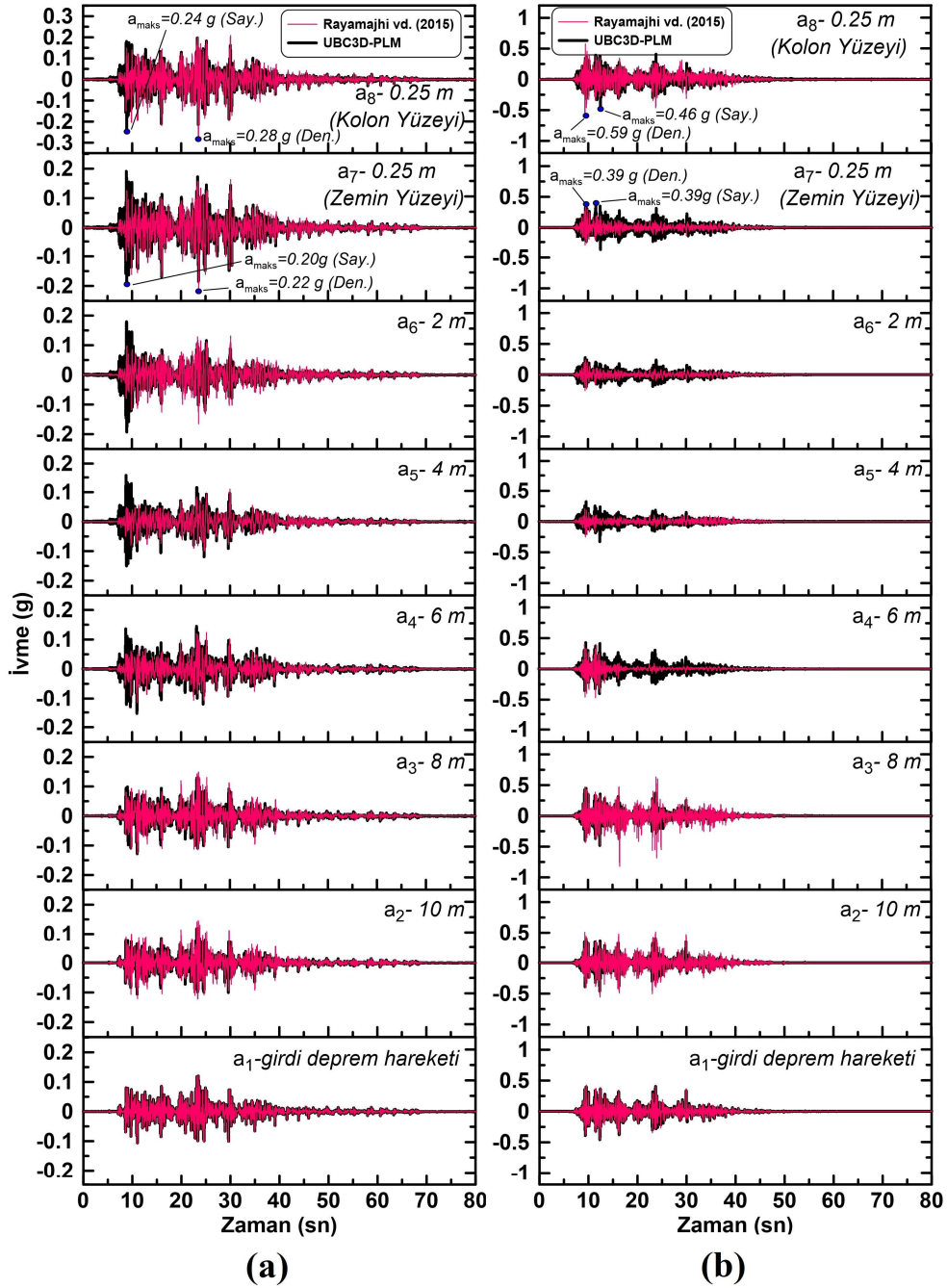


Şekil 4.12 Model 1 deneyine ait ivme-zaman değişimlerinin karşılaştırılması (a) düşük ivme ($a_{\max} = 0,13g$), (b) yüksek ivme ($a_{\max} = 0,54g$)

Model 2 Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması:

Şekil 4.13'de Yöntem 1'in uygulanması sonucunda düşük ve yüksek girdi deprem hareketleri için elde edilen ivme-zaman değişimleri gösterilmektedir. Genel olarak, ivme-zaman dağılımları deneysel ve sayısal analiz sonuçları ile tutarlılık göstermektedir.

Ancak, zemin yüzeyine yakın bölgeler incelendiğinde sayısal analizlerden elde edilen maksimum ivmelerin deneysel sonuçlara göre daha düşük olduğu görülmektedir.

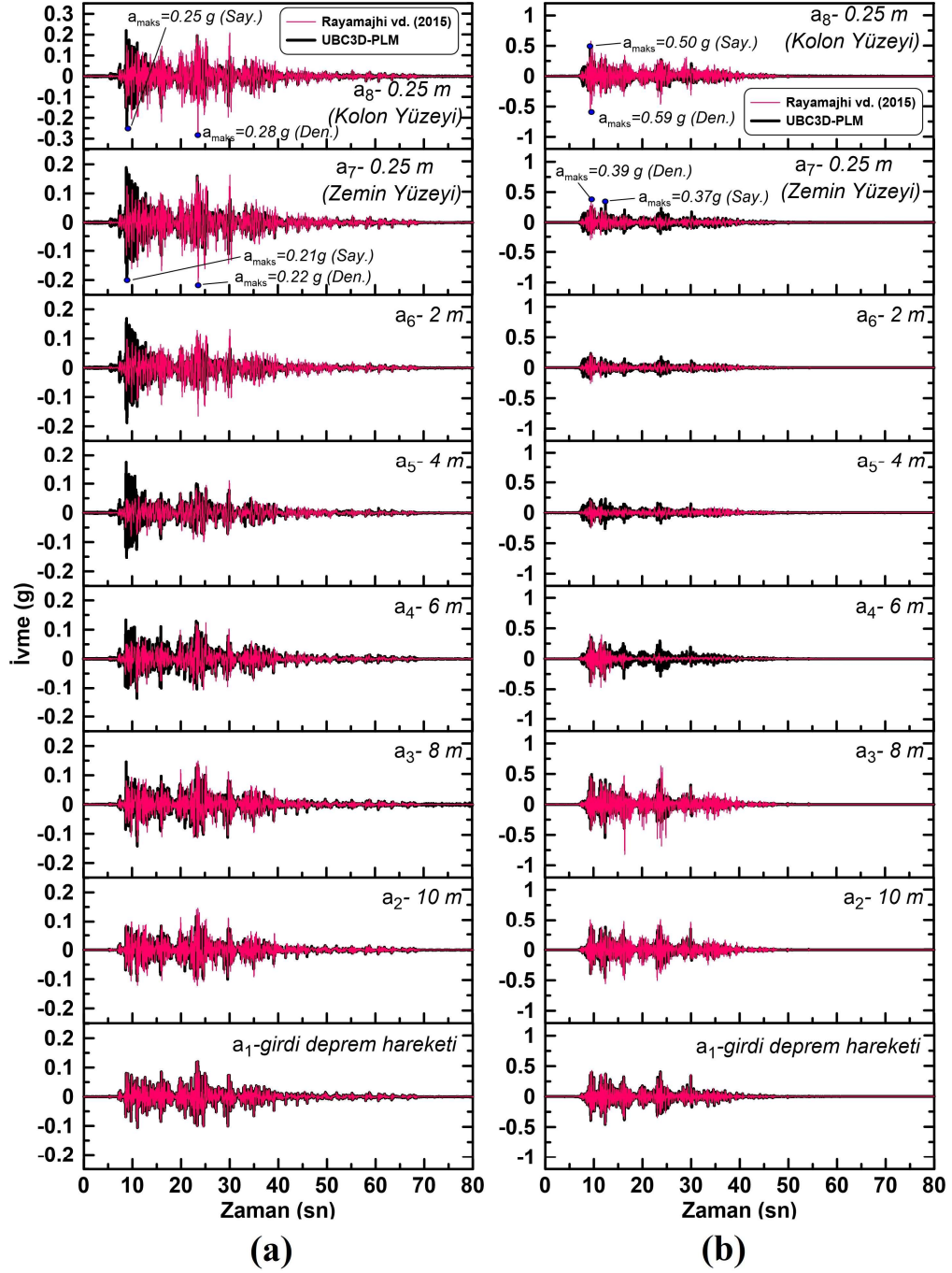


Şekil 4.13 Model 2 santrifüj deneyi ile Yöntem 1'in kullanılması sonucunda elde edilen ivme sonuçlarının karşılaştırılması a) düşük ivme ($a_{maks}=0,12g$), (b) yüksek ivme ($a_{maks}=0,46g$)

Şekil 4.13a incelendiğinde ilk 5-10. saniyeler aralığında deneysel ve sayısal analiz sonuçlarında farklılık olduğu ancak 10. saniyeden itibaren verilerin daha tutarlı olduğu görülmektedir. Zemin ve kolon yüzeyinde elde edilen a_{maks} değerlerine bakıldığında, sayısal analizin sonucunda zemin yüzeyinde elde edilen a_{maks} değeri santrifüj deneyinde

elde edilen değer ile yaklaşık olarak aynıdır. Benzer kıyaslama kolon yüzeyindeki a_{maks} değerleri için yapıldığında ise ölçülen ve analizlerden elde edilen değerlerin biraz daha farklı olduğu görölmektedir. Şekil 4.13b’de yüksek girdi deprem hareketi sonucunda derinlik boyunca elde edilen ivme-zaman değişimleri incelendiğinde, zemin profilinin alt katmanında yer alan sıkı kum tabakasında ivme-zaman değişimleri santrifüj model sonuçları ile benzer davranış sergilediğı görölmüştür. Ancak gevşek ve orta sıkı kum tabakalarında yaklaşık 10. saniyeden itibaren santrifüj deneyine göre farklılaşmaya başlamaktadır. Buna göre, özellikle sıvılaşabilir zemindeki sayısal analiz sonuçlarında daha büyük pik ivme değerleri elde edilmiştir. Bu durum, zeminin çevrimsel mobilite davranışından (*cyclic mobility*) kaynaklanmaktadır [151]. Zemin ve kolon yüzeyinde oluşan a_{maks} değerleri incelendiğinde zemin yüzeyinde deneysel ve sayısal analiz sonuçlarından elde edilen değerlerin birbiri ile aynı olduğu, kolon yüzeyinden elde edilen değerlerin ise farklı olduğu görölmektedir. Buna göre kolon yüzeyinde elde edilen a_{maks} değerlerinin deneysel ve sayısal analiz sonuçları arasında yaklaşık %29 kadar bir fark bulunmaktadır.

Şekil 4.14’de ise Yöntem 2’nin kullanılması neticesinde elde edilen ivme-zaman değişimleri gösterilmiştir. Genel olarak Şekil 4.14 ile kıyaslandığında her iki yöntem ile oluşturulan ve sayısal modellerden elde edilen ivme-zaman değişimlerinin birbirleri ile uyumlu olduğu görölmüştür. Dolayısıyla YMK’ları modellemek için kullanılan yöntemlerin ivme-zaman değişimlerine çok fazla etki etmediğı görölmektedir. Şekil 4.14 daha detaylı olarak incelendiğinde düşük girdi deprem hareketi altında oluşan ivme-zaman değişimleri Yöntem 1’den elde edilen sonuçlarda olduğı gibi a_{maks} değerleri zemin yüzeyinde (a_7) sayısal ve deneysel sonuçlar birbirlerine oldukça yakın çıkmıştır (Şekil 4.14a). Kolon yüzeyinden elde edilen a_{maks} değerleri karşılaştırıldığında sayısal analiz ve deney sonuçlarının daha da farklılaştırdığı görölmektedir. Yüksek girdi deprem hareketi altında elde edilen ivme-zaman değişimleri incelendiğinde sıvılaşan bölgedeki derinlikler hariç diğer yerlerde ivme-zaman değişimleri sayısal analizler ve deneysel sonuçlar açısından tutarlılık göstermektedir. Sıvılaşan bölgede sayısal analiz ve deneysel verilerden elde edilen a_{maks} değerleri birbirlerine yakın olsa da, 10. saniyeden itibaren deneysel sonuçlardan elde edilen ivmelerde sönümlenmeler yaşanırken, bu durum sayısal analizlerden elde edilen sonuçlarda görölmemiştir. Zemin yüzeyi ve kolon yüzeyindeki a_{maks} ’larda ise kolon yüzeyindeki değerlere göre zemin yüzeyinde sayısal analiz ve deneysel verilerden edilen a_{maks} değerleri birbirlerine daha yakın olduğı görölmektedir.



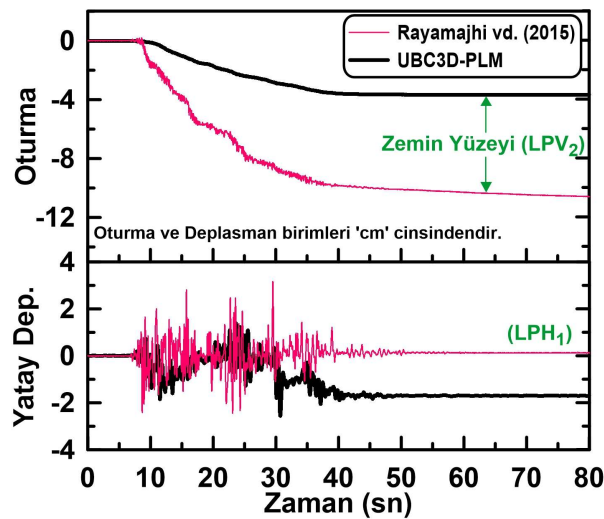
Şekil 4.14 Model 2 santrifüj deneyi ile Yöntem 2'nin kullanılması sonucunda elde edilen ivme sonuçlarının karşılaştırılması (a) düşük ivme ($a_{maks}=0,12g$), (b) yüksek ivme ($a_{maks}=0,46g$)

4.4.3 Deplasman Değişimlerinin Karşılaştırılması

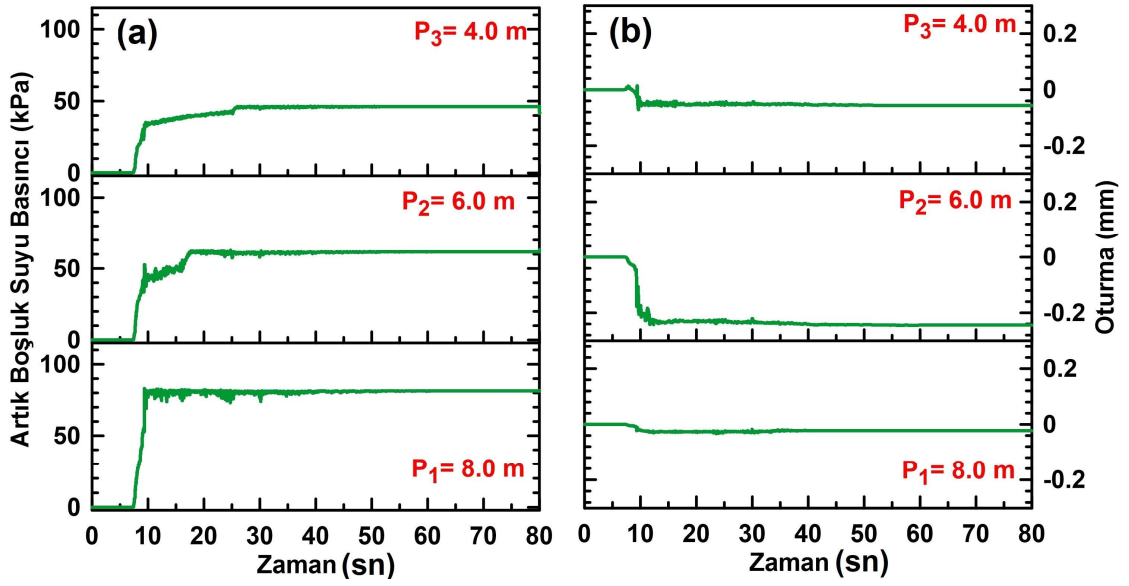
Model 1 Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması:

Model 1 deneyinde yer alan LPV_1 , LPV_2 ve LPV_3 deplasman ölçerlerden (Şekil 4.1) elde edilen deneysel sonuçlar incelendiğinde zemin yüzeyinde yaklaşık 10 cm civarında oturmanın meydana geldiği görülmüştür. Bu çalışmada sadece LPV_2 deplasman ölçerinin

verileri kullanılmış ve UBC3D-PLM ile elde edilen sonuçlarla kıyaslanmıştır. Bölüm 4.4.1’de artık boşluk suyu basıncı karşılaştırma sonuçları incelendiğinde düşük deprem hareketi altında santrifüj deney sonuçları ve sayısal analiz sonuçları birbiri ile tutarlı olmadıklarından bu bölümde sayısal analiz ve santrifüj deney sonuçlarından elde edilen oturma ve deplasman değişimlerinin zamanla değişimi sadece yüksek girdi deprem hareketi altında elde edilen değerler için verilmiştir. Buna göre Şekil 4.15’de görüldüğü üzere yüksek girdi deprem hareketi altında LPV_2 deplasman ölçerinden elde edilen deneysel veriler ile sayısal analizler sonucunda elde edilen değerler arasında oldukça büyük farklılıklar bulunmaktadır. Beklenen bu tutarsızlığın kaynağı olarak önceki Bölüm 4.4.1’de anlatıldığı üzere modelin artık boşluk suyu basıncını sönmüleyememesi olduğu söylenebilir. Bu ilişkiyi daha net olarak görebilmek için Şekil 4.16’da artık boşluk suyu basıncı ölçümlerinin ilgili noktalardaki oturma değerleri ile karşılaştırılması verilmiştir. Şekil 4.16a’da görüldüğü üzere sayısal analiz sonuçlarında artık boşluk suyu basıncı belirli bir zamandan sonra birden maksimum değere ulaşmakta ve deprem kaydı boyunca stabil bir şekilde devam etmektedir. Dolayısıyla, deprem hareketinin hemen başında zemin sıkışamaz bir hal almakta ve oturmaların oluşumuna izin vermemektedir. Buna karşılık P_1 , P_2 ve P_3 noktalarındaki oturma değerlerinin en fazla 0,2 mm civarında olduğu Şekil 4.16b’de görülmektedir. Zemin yüzeyindeki yatay deplasmanlar incelendiğinde, benzer şekilde laboratuvar verileri ile uyumlu sonuçların elde edilemediği görülmektedir. (Şekil 4.14). Her ne kadar girdi deprem hareketine taban düzelmesi filtresi uygulansada, sayısal analizler sonucunda yatay deplasmanlarda zamana bağlı olarak oluşan eksen kaymasının sebebi net olarak ortaya konamamıştır.



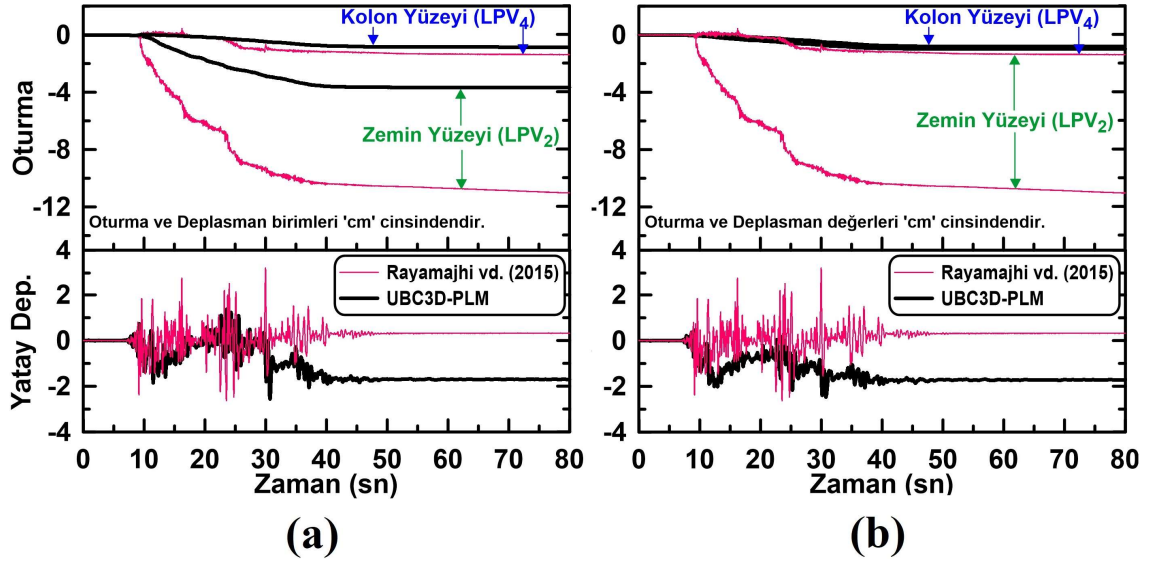
Şekil 4.15 Model 1 deneyine ait yatay ve düşey deplasman değişimlerinin karşılaştırılması ($a_{maks} = 0,54g$)



Şekil 4.16 Sayısal analiz sonucunda elde edilen artık boşluksuyu basıncı ve oturma değerlerinin zamana bağlı olarak karşılaştırılması

Model 2 Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması:

Laboratuvar deneyleri sonucunda iyileştirilmiş zeminde sıvılaşma sonunda elde edilen zemin yüzeyinde ve kolon yüzeyinde oluşan oturma değerlerine bakıldığında (LPV₂ ve LPV₄), zemin yüzeyinde yaklaşık 10 cm civarında bir oturma görülürken, rijit kolonlar üzerinde elde edilen oturma değerlerinin yaklaşık 1 cm civarında gerçekleştiği görülmektedir. İyileştirilmiş zemin üzerinde gerçekleştirilen sayısal analizler sonuçları incelendiğinde, Yöntem 1 ve Yöntem 2'ye göre zemin yüzeyinde elde edilen oturma değerlerinde farklılıklar olduğu görülmektedir. Kolon yüzeyinde oluşan oturmalar ise her iki yöntemde benzer seviyelerde gerçekleşmiştir. Şekil 4.17'de görüldüğü üzere sayısal analizlerden elde edilen ve zemin yüzeyinde oluşan oturma değerleri beklenenden daha az olarak elde edilmiştir. Bu durumun sebebi önceki bölümlerde UBC3D-PLM modelin kapasitesinden kaynaklandığı ifade edilmiştir. Dolayısıyla, iyileştirilmiş bir zeminde kullanılan modelleme yöntemleri, sıvılaşma sonrası oluşacak oturma değerleri üzerinde küçük değişikliklere neden olsa da arzu edilen oturma seviyelerine iki yöntem sonucunda da ulaşamamıştır. Benzer bir davranışın yatay deplasmanlar için de geçerli olduğu söylenebilir. Şekil 4.17'de görüldüğü üzere kullanılan iki yöntem sonucunda sayısal analizlerden elde edilen yatay deplasmanlar, santrifüj deneyinden elde edilen değerlerin oldukça uzağında kalmaktadır. Model 1 sayısal analiz sonuçları ile benzer bir şekilde yatay deplasmanlar belli bir zaman aralığından sonra eksenden kayma davranışı göstermişlerdir.



Şekil 4.17 Model 2 ($a_{maks}= 0,46g$) deney verilerinin sayısal analiz sonuçları ile karşılaştırılması a) Yöntem 1, b) Yöntem 2

4.4.4 Kayma Gerilmesi-Kayma Şekil Değiştirmesi Davranışı

UBC3D-PLM model ile elde edilen kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirmesi çevrimlerinin model deney sonuçları ile ne kadar tutarlı olduğunu görebilmek için aynı noktalarda santrifüj deneyinden elde edilen sonuçlarla kıyaslaması yapılmıştır. Kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirmesi çevrimleri Rayamajhi vd. (2015) 'de [17] bütün model deneyler için verilmediğinden, derinlik boyunca mevcut laboratuvar ivme verileri kullanılarak kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirmesi çevrimleri elde edilmiştir.

Kayma Gerilmelerinin Elde Edilmesi:

Santrifüj deneylerinde deney sırasında oluşacak kayma gerilmeleri zemin içerisine yerleştirilen ivme ölçerler sayesinde dolaylı olarak elde edilebilir. Herhangi bir derinlikteki kayma gerilmesinin zamana bağlı olarak değişimi, idealize edilmiş 1 boyutlu kayma kolonu modeli (*idealized shear beam model*) denklemi ile yoğunluk ve ivme çarpımının integralinin alınması ile yaklaşık olarak aşağıda gösterilen şekildeki gibi bulunabilir ([152],[153]).

$$\tau(z,t) = \int_0^z \rho a dz \quad (4.18)$$

Burada, z derinlik, t zaman, a ivme ve ρ yoğunluğu ifade etmektedir.

Bunun yanında santrifüj deneylerinde çok sayıda ve sabit aralıklarla yerleştirilmiş ivme ölçerler kullanılmış ise sayısal integral alma yöntemi olan Newton-Cotes kuralı (yamuk integral alma işlemi) ile yaklaşık olarak kayma gerilmelerini elde etmek mümkündür.

Rayamajhi vd. (2015) [17] tarafından santrifüj deneylerinde çok sayıda düşey doğrultuda ve eşit aralıklarda ivme ölçerler kullanıldığından kayma gerilmesi hesaplamalarında Newton-Cotes kuralı kullanılmıştır.

Kayma Şekil Değişikliklerinin Elde Edilmesi:

Kayma gerilmelerinin hesaplanmasında olduğu gibi zemin içerisinde oluşacak kayma şekil değişiklikleri de ivme ölçer verilerinden faydalanılarak bulunabilir. İvme ölçerlerden elde edilen ivme değerlerinin iki kere integral alınmasıyla zemindeki deplasmanlara, deplasmanlardan faydalanılarak da kayma şekil şekil değişikliklere ulaşılabilir.

Zeghal ve Elgamal [154] çalışmalarında iki ivme ölçer verisinden yararlanarak bu ivme ölçerler arasındaki herhangi bir noktada aranan kayma şekil değişikliği değerini birinci dereceden denklem yaklaşımı ile;

$$\gamma = \frac{u_2 - u_1}{\Delta z} \quad (4.19)$$

elde etmiştir. Burada u_2 ve u_1 sırasıyla derindeki ve yüzeydeki ivme ölçerlerden elde edilen yatay deplasman değerlerini, Δz ise iki ivme ölçer arasındaki düşey mesafeyi ifade etmektedir. Bunun dışında herhangi bir derinlikteki kayma şekil değişikliği değeri yüksek dereceden bir denklem (4.dereceden) kullanılarak aşağıdaki formül ile elde edilebilir [155],

$$\gamma = \frac{-u_{i-2} + 8u_{i-1} - 8u_{i+1} + u_{i+2}}{12\Delta z} \quad (4.20)$$

Burada,

u_{i-2} : Aranan derinlikteki deplasman değerinden iki aralık sonrası

u_{i-1} : Aranan derinlikteki deplasman değerinden bir aralık sonrası

u_{i+1} : Aranan derinlikteki deplasman değerinden bir aralık öncesi

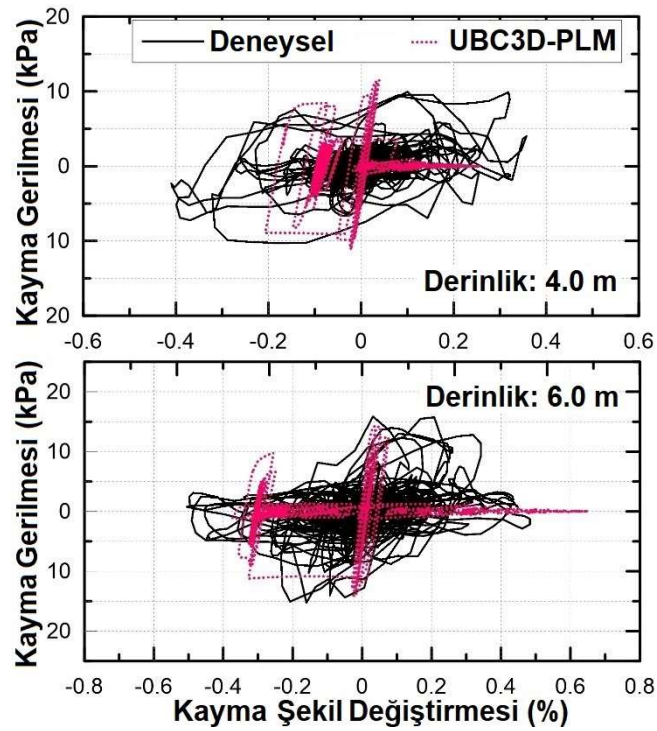
u_{i+2} : Aranan derinlikteki deplasman değerinden iki aralık öncesi

olarak ifade edilmiştir. Burada görüldüğü üzere yüksek dereceden formül kullanılarak kayma şekil değişikliğinin elde edilmesi isteniyorsa en az 4 adet ivme ölçerden kayıt alınması gerekmektedir. Denklem (4.20) dışında daha düşük derecelerden (1.dereceden, ikinci derecen vs.) denklemler yoluyla da kayma şekil değişikliği değerleri elde edilebilir [155]. İvme datalarından kayma gerilmesi-kayma şekil değişikliği grafikleri oluşturulmadan önce ivme-zaman verileri filtrelemeden geçirilmiştir. Filtrasyon

uygulanarak ivme kayıtlarında yer alan gürültülerin temizlenmesi hedeflenmiştir. Bu doğrultuda SeismoSignal [156] programı ile ivme kayıtlarına Butterworth 4. dereceden highpass cut-off 0,3Hz filtreleme uygulanmıştır.

Model 1 Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması:

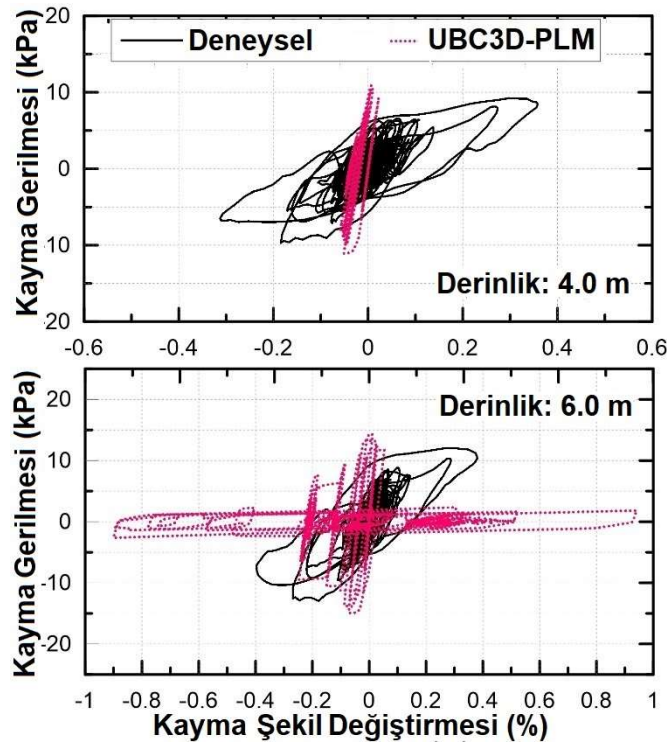
Yapılan analitik hesaplar ve sayısal analizler sonucunda elde edilen kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirmesi çevrimlerinin yüksek (0,54g) ve düşük (0,13g) girdi deprem hareketleri için 4 m ve 6 m derinliklerdeki değerleri Şekil 4.18 ve Şekil 4.19’da gösterildiği gibidir. Şekil 4.18’de görüldüğü üzere her iki derinlikte deneysel veriler ve sayısal analiz sonuçlarından elde edilen çevrimler birbiri ile örtüşmemektedir. Genel olarak kayma gerilmesi ve kayma şekil değiştirmelerinin maksimum değerleri yaklaşık olarak aynı olsa da, dağılım olarak incelendiğinde UBC3D-PLM modelin zeminin kayma modülünü aniden azalttığı görülmektedir.



Şekil 4.18 Yüksek girdi deprem hareketinde oluşan 4 m ve 6 m derinliklerdeki kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirmesi çevrimleri

Şekil 4.19’da ise santrifüj deneylerine göre elde edilen maksimum kayma gerilmesi seviyesine sayısal analizler ile ulaşılmış olsa da bulunan kayma şekil değiştirmesi değerleri deneysel sonuçlardan elde edilen değerlerden oldukça farklıdır. Şekil 4.19’da görüldüğü üzere 4 m derinlikte sayısal analizlerden elde edilen maksimum kayma şekil değiştirme yüzdesi yaklaşık olarak 0,05 iken, deneysel çalışmalardan elde edilen verilere

göre bu değer yüzde 0,35 civarındadır. Sayısal analiz sonuçlarından elde edilen kayma şekil değiştirmesi değeri deneysel sonuçlara göre 7 kat küçük olmasına rağmen 6 m derinlikteki sayısal analizlerden elde edilen maksimum kayma şekil değiştirmesi değerine göre durum farklıdır. 6 m derinlikteki maksimum kayma şekil değiştirmesi deneysel verilere göre daha büyüktür ve aralarında yaklaşık 2,3 kat fark bulunmaktadır. Şekil 4.18 ve Şekil 4.19’da görüldüğü üzere UBC3D-PLM model kayma gerilmelerini yaklaşık olarak elde etse de maksimum kayma şekil değiştirmesi değerlerini ve kayma modülü dağılımını yeteri kadar iyi yansıtamamıştır. Sayısal analizler sonucunda elde edilen verilere göre UBC3D-PLM modelin kayma gerilmesi- kayma şekil değiştirmesi çevrimini yeteri kadar gerçekçi yansıtamadığı görülmüştür.

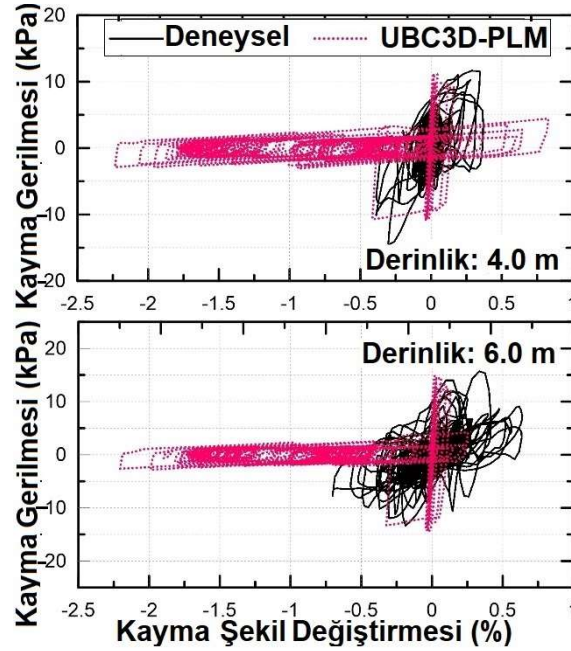


Şekil 4.19 Düşük girdi deprem hareketinde oluşan 4 m ve 6 m derinliklerdeki kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirmesi çevrimleri

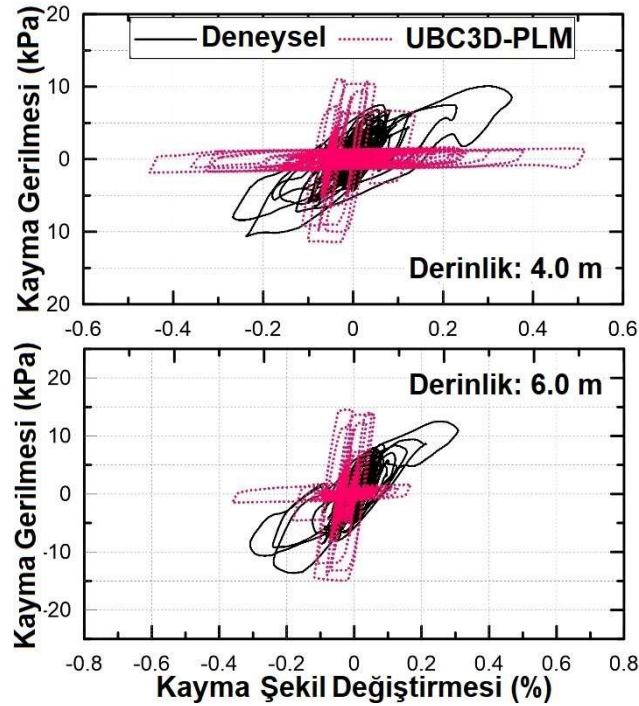
Model 2 Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması:

Yapılan analitik hesaplar ve sayısal analizler sonucunda elde edilen kayma gerilmesi- kayma şekil değiştirmesi çevrimlerinin yüksek (0,46g) ve düşük (0,12g) girdi deprem hareketlerinde 4 m ve 6 m derinliklerdeki değerleri Yöntem 1 için Şekil 4.20 ve Şekil 4.21’de, Yöntem 2 için Şekil 4.23 ve Şekil 4.24’de ayrı ayrı gösterilmiştir. Her iki yöntem türünde de sayısal analizler sonucunda elde edilen kayma gerilmelerinin santrifüj deney sonuçlarına benzediği, kayma şekil değiştirmelerinde ise farklılıkların olduğu

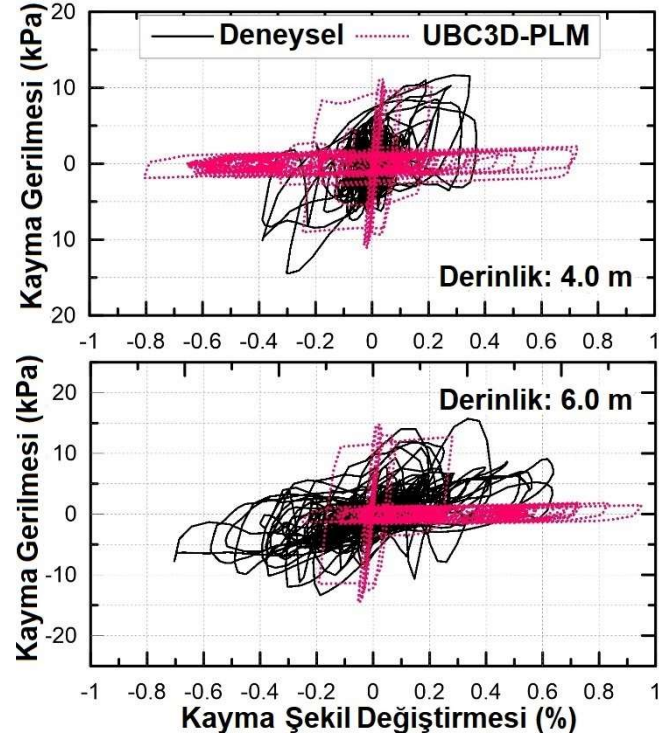
görülmektedir. Yüksek girdi deprem hareketi altında Yöntem 2’den elde edilen kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirmesi çevrimlerinin, Yöntem 1’e göre deneysel verilere daha yakın olduğu görülmektedir. Düşük girdi deprem hareketinde ise Yöntem 1’deki sonuçlar Yöntem 2’ye göre deneysel verilere daha yakın davranış sergilemiştir.



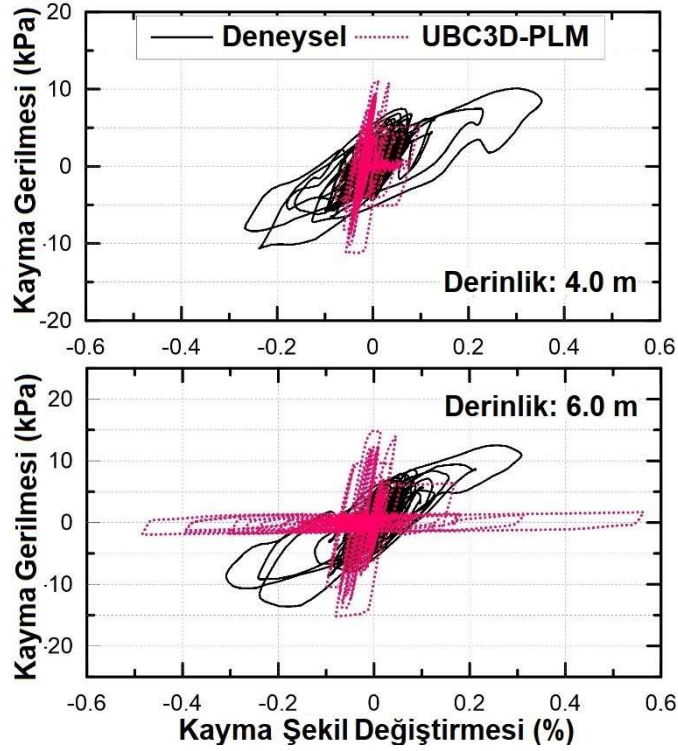
Şekil 4.20 Yüksek girdi deprem hareketinde oluşan 4 m ve 6 m derinliklerdeki kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirmesi çevrimleri (Yöntem 1)



Şekil 4.21 Düşük girdi deprem hareketinde oluşan 4 m ve 6 m derinliklerdeki kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirmesi çevrimleri (Yöntem 1)



Şekil 4.22 Yüksek girdi deprem hareketinde oluşan 4 m ve 6 m derinliklerdeki kayma gerilmesi-kayma şekil değışirmesi çevrimleri (Yöntem 2)

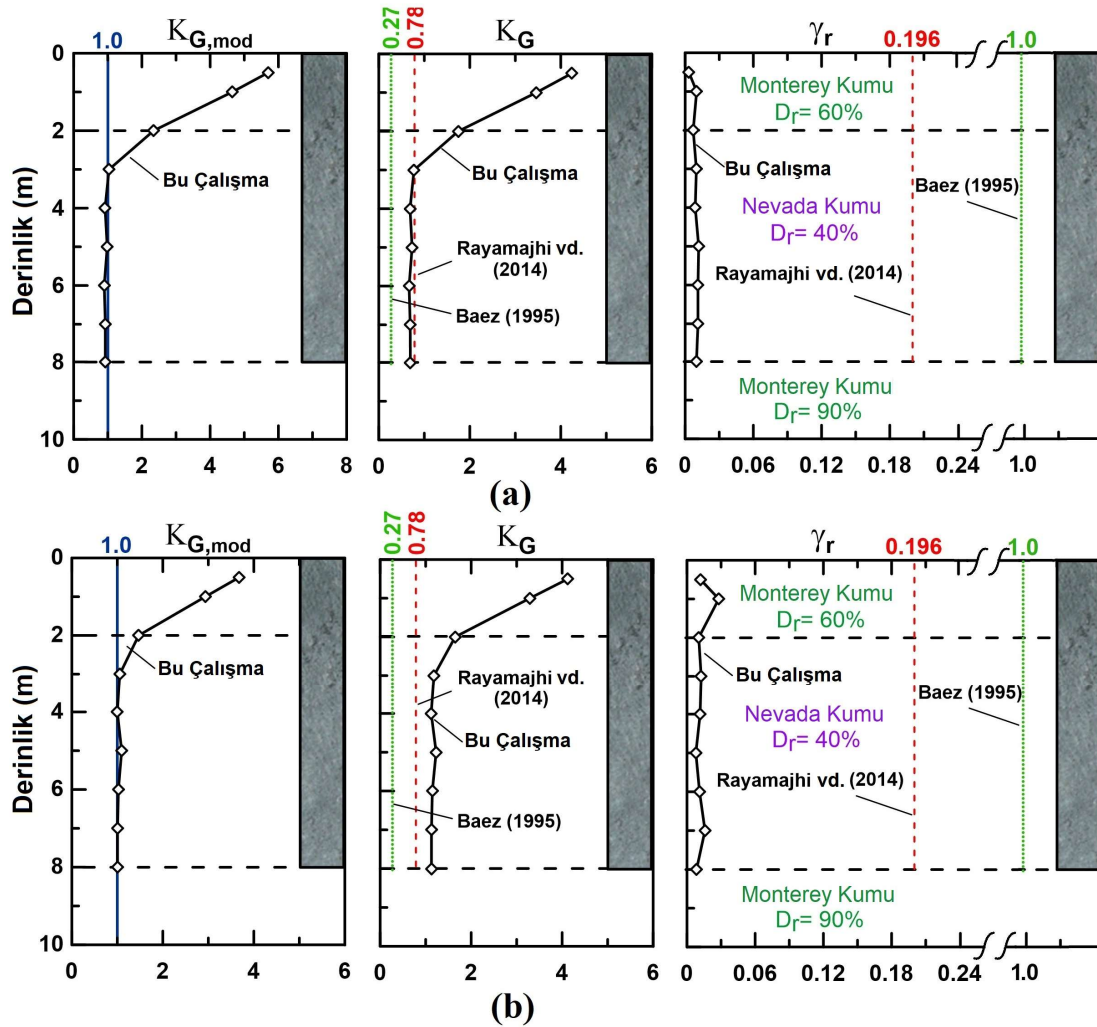


Şekil 4.23 Düşük girdi deprem hareketinde oluşan 4 m ve 6 m derinliklerdeki kayma gerilmesi-kayma şekil değışirmesi çevrimleri (Yöntem 2)

Sonuç olarak, kayma gerilmesi-kayma şekil değışirmesi çevrimleri açısından UBC3D-PLM modelin bu davranışını yeteri kadar modelleyemediği görülmüştür.

4.4.5 Kayma Gerilmesi Azaltma Oranlarının ve Kayma Şekil Değiştirmesi Uyumluluğunun İncelenmesi

YMK ile iyileştirilmiş zeminlerde, zemin içerisinde oluşacak kayma gerilmelerinin hesabı ve bu hesap yöntemlerinde kullanılan kabuller Bölüm 2.3.5'te anlatılmaktadır. Burada, iyileştirilmiş bir zemindeki kayma gerilmelerinin değişimi kayma gerilmesi azaltma faktörü (K_G) ile, YMK ve zeminin yapmış olduğu kayma şekil değiştirmesi davranışı ise kayma şekil değiştirmesi oranı (γ_r) ile değerlendirilmiştir. Bu iki değer sayısal analiz sonuçlarından elde edilmiş ve Baez (1995) [9] ile Rayamajhi vd. (2014) [24] tarafından sunulan yöntemler ile bir karşılaştırılması yapılmıştır. Bu karşılaştırmalar neticesinde YMK'ların sıvılaştırılabilir bir zemindeki etkinliği kayma gerilmeleri ve kayma şekil değiştirmeleri açısından incelenmiştir. Elde edilen veriler Şekil 4.24'te toplanarak farklı yöntemler için ayrı ayrı sunulmuştur.



Şekil 4.24 $K_{G,mod}$, K_G ve γ_r sayısal analiz sonuçlarının diğer yöntemler ile karşılaştırılması (a) Yöntem 1, (b) Yöntem 2

Şekil 4.24'te Baez [9] tarafından elde edilen veriler Denklem 2.13 ile Rayamajhi vd. [24] tarafından elde edilen veriler ise Denklem 2.23 ve Denklem 2.24 kullanılarak hesaplanmıştır. Baez [9] tarafından yapılan kabullerde γ_r ifadesinin 1,0 kabul edildiği bilinmektedir. Rayamajhi vd. [24] tarafından yapılan çalışmada ise γ_r değerinin 1,0 olmadığı ve G_r artışına bağlı olarak azaldığı, Denklem 2.24 ile ifade edilmiştir. Buna göre, santrifüj deney verisi kullanılarak ($G_r=9,8$ [17]) Denklem 2.24 ile $\gamma_r= 0,196$ olarak elde edilmiştir. K_G ise Baez için A_r (%30 [17]) ve G_r 'ye bağlı olarak Denklem 2.13 ile Rayamajhi vd. [24] için Denklem 2.23 ile hesaplanmıştır. Denklem 2.13 ve 2.23'e göre elde edilen kayma gerilme azaltma faktörleri lineer elastik çözüme dayanmaktadır ve zemin büyütme etkilerini dikkate almamaktadır (iyileştirme öncesi ve sonrasında zemin yüzeyinde oluşacak maksimum yüzey ivmesi oranı 1,0'dır). Ancak, zemin büyütme etkileri, Denklem 2.22'de ifade edilen K_G (R_{rd}) değerinin R_{amaks} ile çarpılmasıyla dikkate alınabilmekte ve yeni (modifiye) bir kayma gerilmesi azaltma faktörü $K_{G,mod}$ (R_{CSR}) bulunabilmektedir. Bu çalışmada, Baez (1995) [9] ve Rayamajhi vd. (2014) [24] tarafından sunulan kayma gerilmesi azaltma faktörlerinin sayısal analiz sonuçları ile kıyaslanabilmesi için sayısal analizlerden elde edilen modifiye kayma gerilmesi azaltma faktöründen ($K_{G,mod}$) zemin büyütme etkileri çıkartılmış ve Denklem 4.21 ile kayma gerilmesi azaltma faktörü (K_G) hesaplanmıştır. Sayısal analiz sonuçları zemin büyütme etkilerini içerdiğinden K_G değerlerinin elde edilebilmesi için böyle bir dönüşüm yapılma ihtiyacı ortaya çıkmıştır.

$$K_{G,mod}=K_G \frac{a_{maks,I}}{a_{maks,U}} \quad (4.21)$$

İlk olarak Şekil 4.24'te verilen γ_r değerlerinin derinlikle değişimi Yöntem 1 ve Yöntem 2 açısından incelendiğinde, her iki yöntem sonucunda γ_r 'nin 0,02 ve 0,03 aralığında değiştiği ve Baez (1995) [9] ile Rayamajhi vd. (2014) [24] tarafından sunulan değerlerin oldukça altında kaldığı görülmüştür. Bu sonuçlara göre, YMK'lar ile zemin arasında kayma gerilmesi uyumluluğunun ($\gamma_r= 1.0$) bulunmadığı görülmektedir.

Şekil 4.24'te verilen K_G değerlerinin derinlikle değişimi incelendiğinde, sayısal analizler sonucunda Yöntem 1'in kullanılması ile elde edilen K_G değerlerinin Yöntem 2'den elde edilen değerlere göre daha düşük çıktığı ve Yöntem 1'den elde edilen değerlerin de Rayamajhi vd. (2014) [24] tarafından sunulan sonuçlara daha yakın çıktığı görülmüştür.

Baez (1995) [9] tarafından sunulan K_G sonuçlarının ise sayısal analiz ve Rayamajhi vd. (2014) [24] tarafından elde edilen K_G sonuçlarına göre oldukça düşük değerlerde kaldığı görülmüştür. Bu sonuçlar ışığında, kayma gerilmesi azaltma faktörü açısından sayısal analizler ile yapılan nonlinear çözümlerin, Rayamajhi vd. (2014) [24] tarafından yapılan lineer-elastik çözümler ile uyumlu olduğu ve YMK'ların zeminde oluşacak kayma gerilmelerini beklenenden daha düşük seviyelerde azalttığı görülmüştür. Buna rağmen, zemin büyütme etkileri dikkate alınarak hesaplanan modifiye edilmiş kayma gerilmesi ($K_{G,mod}$) azaltma faktörünün derinlikle değişimi incelendiğinde, iyileştirme öncesinde ve sonrasında zemin içerisinde oluşan kayma gerilmelerin aynı olduğu ($K_{G,mod}= 1,0$), dolayısıyla YMK'ların zemindeki kayma gerilmelerini azaltmada herhangi bir etkilerinin olmadığı görülmüştür.

4.5 Bölüm Özeti ve Sonuçlar

Bu bölümde, UBC3D-PLM model kullanılarak literatürde yer alan bir santrifüj deneyi 2D ortamda sayısal olarak modellenmiş ve elde edilen sonuçlar farklı parametreler altında değerlendirilmiştir. Elde edilen verilerden genel olarak şu sonuçlara ulaşılmıştır;

- UBC3D-PLM modelin özellikle yüksek girdi deprem hareketi altında sıvılaşma başlangıcını ve artık boşluk suyu basıncı oluşumunu pik noktaya kadar tutarlı bir şekilde modellediği fakat gerçekte belirli bir süreden sonra sönümlenmeye başlayan artık boşluk suyu basınçlarının UBC3D-PLM modelin kapasitesi doğrultusunda analiz sonuçlarına yansıtamadığı görülmüştür. Ancak, düşük girdi deprem hareketi altında oluşan artık boşluk suyu basıncı karşılaştırmalarında sayısal analiz sonuçları ile santrifüj model deney sonuçları arasındaki farklılık daha da artmıştır.
- Artık boşluk suyu basınçları ve deplasman değişimleri birbiri ile doğrudan ilişkili olduklarından modelin sönüm kapasitesinin olmaması, elde edilen deplasman değerlerinin santrifüj model deneyinden elde edilen değerlerden oldukça farklı çıkmasına neden olmuştur ve analiz sonucunda oturma ve deplasman değerleri de uyumlu çıkmamıştır. Dolayısıyla UBC3D-PLM model sayısal analizlerde, deneyde oluşan oturmaları ve yatay yer değiştirmeleri yeteri kadar ortaya koyamamıştır.

- İvme değişimlerine bakıldığında ise birkaç derinlik noktası hariç zamana bağlı olarak yakın bir davranışın bulunduğu görülmüştür. Özellikle zemin yüzeyinde elde edilen maksimum ivme değerleri birbirine oldukça benzer çıkmaktadır.
- YMK'ları modellemede kullanılan yöntemlerin sonuçlara çok etki etmediği ve elde edilen değerlerin genellikle birbirlerine benzerlikler taşıdığı görülmüştür.
- Belirli derinliklerdeki kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirmesi döngülerinin deneysel ve sayısal olarak karşılaştırılması yapıldığında UBC3D-PLM modelin zeminde oluşan maksimum kayma gerilmesi değerlerini yakaladığı ancak kayma gerilmelerinin ve kayma şekil değiştirmelerinin çevrimlere bağlı olarak dağılımını iyi bir şekilde yansıtamadığı görülmüştür.
- UBC3D-PLM modelin kayma gerilmesi ve kayma şekil değiştirmesi değişimlerini iyi yansıtamamasına rağmen YMK ile çevre zeminde oluşan kayma gerilmesi azaltma faktörleri ve kayma gerilmesi oranlarının derinlikle değişimi incelenmiş ve sonuç olarak YMK ile çevre zemin arasında kayma şekil değiştirmesi uyumluluğunun yer almadığı görülmüştür. Ayrıca YMK'ların çevre zemindeki kayma gerilmelerini azaltmada beklenenden daha az etkili oldukları hatta zemin büyütme etkilerinin dikkate alınması sonucunda kayma gerilmesi azaltma etkisinin tamamen ortadan kalktığı görülmüştür.
- Yapılan 2D analizler sonrasında UBC3D-PLM modelin eksik ve yetersiz noktaların olduğu ve buna bağlı olarak daha yüksek ve gelişmiş bir model kullanılması zorunluluğu ortaya çıkmıştır. Bir sonraki bölümde YMK ve çevre zemin arasındaki davranış OpenSeesPL programı kullanılarak PDMY modeli ile sınırlanabilir bir zemindeki YMK davranışı incelenmiş ve 3D nonlineer analizler gerçekleştirilerek değerlendirmeler yapılmıştır.

YMK İLE İYİLEŞTİRİLMİŞ SIVILAŞABİLİR ZEMİNLERİN DAVRANIŞININ 3D SAYISAL ANALİZLER İLE İNCELENMESİ

Bu bölümde, UC-Davis & NEES Santrifüj laboratuvarında yapılan ve Rayamajhi vd. (2015) [17] tarafından gerçekleştirilen santrifüj deneyi, 3 boyutlu (3D) ortamda OpenSeesPL v2.7.3 programı ve dinamik yükler altındaki zeminlerin davranışını iyi bir şekilde modelleyebilen PDMY02 bünye modeli kullanılarak modellenmiştir. Modellenen santrifüj deneyine ait bilgiler Bölüm 4.1’de detaylıca açıklanmıştır. Modelleme sonucunda sayısal analizlerden elde edilen sonuçlar deneysel veriler ile karşılaştırılmış ve sıvılaştırılabilir zemin ile YMK arasındaki davranış incelenmiştir. Bölüm 4’te olduğu gibi bu bölümde de kullanılan model için gereken malzeme parametreleri ve kalibrasyon aşamalarından bahsedilerek modelin belirlenen zeminler için kalibrasyonu yapılmıştır. Daha sonra, kalibrasyon sonucunda elde edilen malzeme parametreleri kullanılarak, santrifüj deneyi sayısal olarak modellenmiştir. Sayısal analiz sonucunda hesap edilen ivme, artık boşluk suyu basıncı ve deplasmanlar deneyde ölçülen değerler ile karşılaştırılmıştır. Analiz sonucunda elde edilen bulgular detaylı olarak grafiklerde sunulmuştur. Sonuç olarak, santrifüj deneyleri ve sayısal analiz sonuçları kıyaslanarak tez konusu kapsamında değerlendirilmeler yapılmıştır.

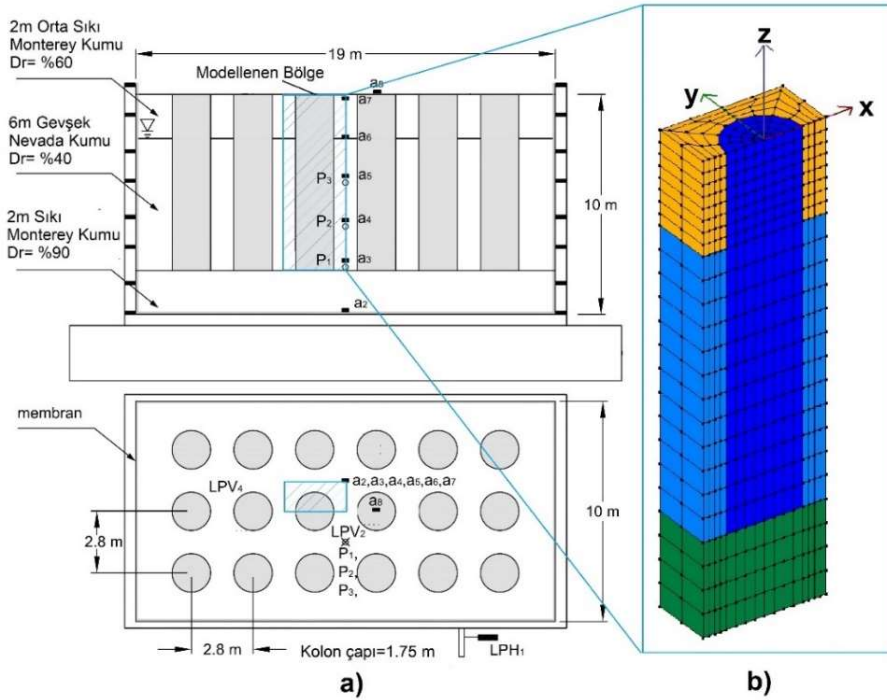
5.1 OpenSees ve OpenSeesPL

OpenSees hem yapı mühendisliği hem de geoteknik mühendisliği problemlerinin lineer ve nonlineer çözümünde son zamanlarda sıklıkla kullanılan açık kaynaklı bir programdır. Program üzerindeki geliştirmeler PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) tarafından yürütülmekte ve halen devam etmektedir. OpenSees ara yüzü, komut tabanlı olup kullanıcının çok yönlü girdi dosyaları oluşturmasını sağlayan bir komut dosyası diline dayamaktadır [157]. Opensees komut dili olarak Tcl yazılım dilini

kullanılmaktadır. Bunun dışında değişik programlama dilleri kullanılarak oluşturulan sonlu eleman türleri, çözüm algoritmaları veya malzeme modelleri OpenSees ortamına aktarılabilir. Ayrıca, geoteknik mühendisliği kapsamında zemin-kazık yapı etkileşim problemini esas alan ve bu problemin çözümüne yönelik bir program modülü geliştirilmiştir. Bu program OpenSeesPL olup, OpenSees temelinde çalışan 3 boyutlu grafiksel kullanıcı ara yüzü (GUI) bir programdır. OpenSeesPL, çok farklı özellikteki 3 boyutlu sonlu elemanlar simülasyonları yapabilme kapasitesine sahip bir zemin-kazık etkileşim programıdır [158, 159]. OpenSeesPL, farklı boy ve çaplardaki kazıkların dinamik ve statik analizlerini lineer ve nonlineer olarak yapılabilmeye olanak sağlamaktadır. Ayrıca, zemin-kazık etkileşim problemlerinin yanında zemin iyileştirilmesi durumunda kazık yerine YMK oluşturulup zemin-kolon etkileşimi de incelenebilmektedir.

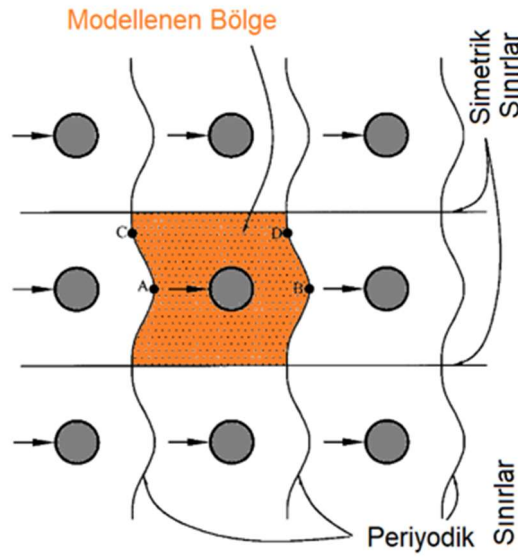
5.2 Sayısal Model

Santrifüj deneylerine ait detaylar Şekil 4.1’de ayrıntılı olarak sunulmuştur. Santrifüj deneyi 6x3 dizilimde olmak üzere toplam 18 adet kolondan oluşmaktadır. Kolon aralıkları (s) x ve y yönünde 2,8 m aralıklarla yerleştirilmiştir. Periyodik biçimde oluşturulan kolonların görünümü Şekil 5.1’de gösterilmektedir.



Şekil 5.1 Model 2 deneyine ait görünüm a) Santrifüj deneyi görünümü, b) OpenSeesPL ile oluşturulan model görünümü

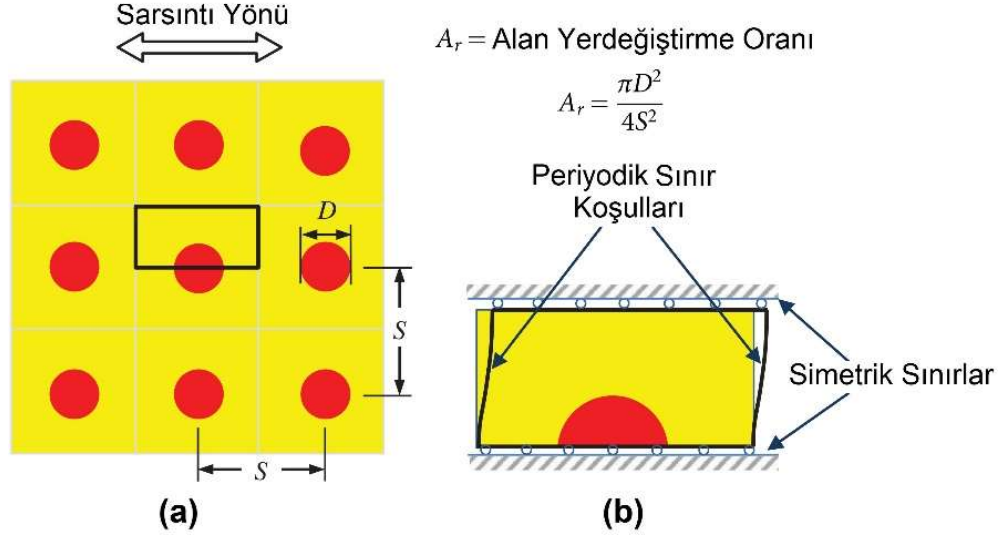
Şekil 5.2’de gösterildiği gibi sonsuz dizilimdeki bir kazık grubu davranışı incelendiğinde, taralı bölgenin davranışının diğer bölgelerdeki davranışlarla benzer olduğu ve sayısal modelleme esnasında birim hücre modeli ve periyodik sınır koşulları kullanılarak grup kazık/kolon davranışının daha basit bir şekilde modellenebileceği ifade edilmiştir [160]. Buna benzer bir modelleme yöntemi saha tepki analizlerinde uygulanmaktadır. Yarı sonsuz zemin ortamını modellemek için kayma kirişi (*shear beam*) modeli kullanılarak tüm zemin profiline ait gerekli analizler basitçe gerçekleştirilebilmektedir.



Şekil 5.2 Periyodik aralıklarla yerleştirilmiş kolonların sonsuz ortamdaki görünümü [160]

Bir sahada periyodik olarak yerleştirilmiş kazık veya kolonların mevcut olduğu durumda, modelleme esnasında tüm kolonları/kazıkları modellemek yerine bunlardan sadece bir tanesi alınarak birim hücre oluşturulup, periyodik sınır koşulu yardımıyla modelleme gerçekleştirilebilir. Bu tez kapsamında, modellenen santrifüj deneyinde yer alan YMK’lar sonsuz bir ortamda yer almamakta ve belirli sınırlar içerisinde kalmaktadırlar. Ancak, literatürde yer alan önemli çalışmalarda benzer bir modelleme yönteminin kullanılması ve analizlerin sonuçlanma sürelerinin kısaltılması açısından yukarıda ifade edildiği üzere tek bir kolon elmanı alınarak birim hücre modeli oluşturulmuş ve periyodik sınır koşulları altında sayısal analizler gerçekleştirilmiştir. Periyodik sınır koşullarında sağ ve sol sınırlar birbirlerine bağlıdır (*tied together*) ve sınırların yapacağı düşey ile yatay hareketler birbiri ile aynıdır. İç ve dış sınırlar (simetrik sınırlar) ise yatay (x) ve düşey (z) doğrultuda hareket yapabilirken düzlem dışı (y) hareketi sınırlandırılmıştır. Model tabanı ise tüm doğrultularda deplasmanlara karşı sınırlandırılmıştır (tutulu sınır koşulları).

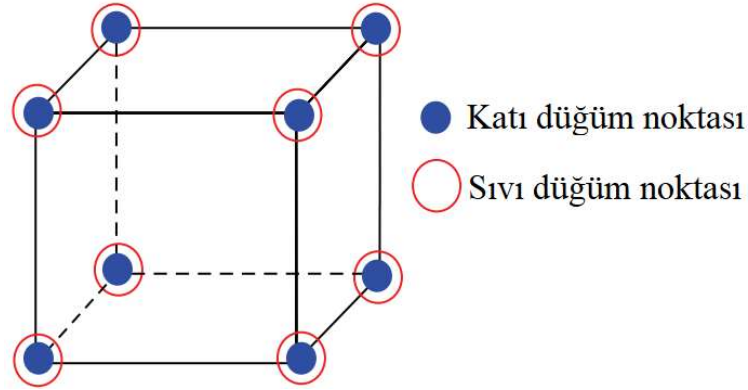
Model deneyin simetrik olmasından faydalanarak modelleme esnasında oluşturulan birim hücrenin sadece yarısı modellenerek analizler gerçekleştirilmiştir. Modele x doğrultusunda tek yönlü bir dinamik hareket etki ettirilerek girdi deprem hareketinin modele yansıtılması sağlanmıştır. Şekil 5.3'te periyodik sınır koşullarının detayları sunulmaktadır.



Şekil 5.3 (a) Kolon yerleşiminin plan görünümü, (b) periyodik birim hücre görünümü [161]

Sayısal modelde zemin ve YMK'lar 8 düğüm noktalı tuğla (*8-Node brick*) elemanlar kullanılarak toplamda 1440 eleman ve 1825 düğüm noktasından oluşmaktadır. (Şekil 5.1b). Bu eleman türü, Biot'un [94] gözenekli ortam teorisine (*porous medium*) göre zeminlerin deplasman ve boşluksuyu basınçlarını bütünleşik (*fully coupled*) olarak modelleyebilmektedir. 8 düğüm noktalı tuğla elemanlar 8 adet düğüm noktasından oluşmaktadır ve her bir nokta 4 serbestlik derecesine sahiptir (Şekil 5.4). Serbestlik derecelerinin üçü deplasmanlara (u) kalan bir tanesi ise boşluksuyu basınçlarına (p) karşılık gelmektedir [157]. İstenildiği takdirde 8 düğüm noktalı tuğla elemanlar, kuru veya yarı doygun zeminleri modellemek için de kullanılabilir. Bununla birlikte OpenSeesPL v2.7.3 içerisinde model oluşturma aşamasında 8 düğüm noktalı tuğla eleman haricinde 20 düğüm noktalı tuğla eleman, 8 düğüm noktalı Bbar tuğla eleman ve SSP-8 düğüm noktalı tuğla elemanlar kullanılarak da analizler yapılabilir. Bu modellere ait açıklamalar Mazzoni vd. [157] tarafından yapılan çalışmada detaylıca anlatılmaktadır. Sayısal analizlerde tuğla elemanlardan oluşturulan zemin ve YMK'lar, kesişim noktalarında yer alan düğüm noktaları birbirlerine bağlı olacak şekilde ve aralarında herhangi bir arayüz (*interface*) eleman bulunmadan modellemeleri yapılmıştır.

Modelde eleman boyutları düşeyde 0,25-0,5 m arasında yatayda ise 0,13-0,22 m arasında değişmektedir.



Şekil 5.4 8 düğüm noktalı tuğla eleman (8-Noded BrickUP)

Sayısal analizlerde zemin ve YMK malzemelerini modelleyebilmek için Yang vd. (2003) [128] tarafından geliştirilen iki farklı bünye modeli kullanılmıştır. Bunlar sırasıyla Pressure Dependent Multiyield Model (PDMY02) ve Pressure Independent MultiYield (PIMY) modeldir. PDM02 model bünyesinde bulundurduğu, nonlinear zemin davranışını yakalamak için çoklu akma yüzeyleri, zeminin hacimsel davranışını doğru şekilde tahmin etmek için faz dönüşüm yüzeyi, zemin mukavemetini daha iyi tahmin etmek için simülasyonlar sırasında sürekli güncellenen basınca bağlı kayma modülü gibi pek çok özelliği ile kohezyonsuz zeminlerin dinamik davranışlarını gerçekçi olarak modelleyebilmektedir. Bu model ile ilgili detaylı açıklamalar Bölüm 3.2.2’de sunulmuştur. PIMY model, PDMY02 modele benzer şekilde elasto-plastik bir model olup genellikle çevre gerilmeleri değişimlerinden etkilenmeyen kil zeminlerin uygulanan monotonik veya çevrimsel yükler altındaki kayma davranışını modellemede kullanılmaktadır. Bu model iç içe geçmiş Von Mises akma yüzeyini ve buna bağlı akma kuralını kullanmaktadır. Plastisite, deviatorik gerilme-şekil değiştirme tepkisinde sergilenirken, hacimsel gerilme-şekil değiştirme tepkisi lineer elastik ve deviatorik tepkiden bağımsızdır [157]. Modelde, nonlinear kayma gerilmesi kayma şekil değiştirmesi omurga eğrisi iki malzeme sabiti (düşük şekil değiştirme kayma modülü ve nihai kayma mukavemeti) tarafından tanımlanan hiperbolik ilişki ile temsil edilmektedir [162]. PIMY model 9 adet girdi parametresine ihtiyaç duymaktadır. Bu parametrelere ait özellikler ve açıklamalar Çizelge 5.1’de sunulmuştur.

Analiz çözümlerinde, sürecin çeşitli adımlarını kontrol etmek ve sonuçlardan elde edilen değerleri yönetmek için analiz iki aşamaya bölünmüştür (yer çekimi analizi ve dinamik

analizin kendisi). İlk adımda, yer çekimi analizi ile yer hareketi uygulanmadan önce boşluk suyu basıncı dağılımlarının ve efektif gerilmelerin saha koşullarına uygun olarak hesaplanması sağlanır. Yer çekimi analizlerinde iki farklı kayıt dosyası oluşturularak, yer çekimi öncesi ve sonrası elde edilecek sonuçların farklı dosyalarda kaydedilmesi sağlanır. Düşümsel yer değiştirmeler, ivmeler ve boşluk suyu basınçları, dokuz Gauss noktasının her birindeki temel gerilmeler ve şekil değiştirmeler ile birlikte kaydedilir. Hidrostatik boşluk suyu basıncı koşullarını elde etmek için yer çekimi analizi, zeminin ilk olarak lineer elastik, sonrasında plastik olarak kabul edildiği iki kısma ayrılır. Yer çekimi analizinin elastik kısmı, çok büyük zaman adımlarıyla geçici bir analiz olarak çalıştırılır, böylece statik bir analiz simüle edilir. Yer çekimi analizinin plastik kısmı, yakınsamaya yardımcı olmak için daha küçük zaman adımları kullanılarak gerçekleştirilir. Son olarak, geçici bir analiz kullanılarak dinamik analiz aşamasına geçilir.

Çizelge 5.1 PIMY modeli için gereken malzeme parametreleri

Parametre	Açıklama
c (kPa)	Kohezyon
ρ (ton/m ³)	Zemin yoğunluğu
p_{ref} (kPa)	Referans gerilme
$G_{maks,oct}$ (MPa)	Oktohedral (sekizyüzlü) kayma modülü
$\gamma_{maks,r}$	Maksimum oktohedral referans kayma şekil değiştirmesi
B_{ref} (MPa)	Bulk modülü
d	Gerilme bağımlılık katsayısı
ϕ_{txc}^o	Üç eksenli kayma mukavemeti açısı
NYS	Akma yüzeyi sayısı

5.3 PDMY02 ve PIMY Model için Gerekli Kalibrasyon Adımları

Sayısal analizlerde kum zeminler için (Nevada ve Monterey kumları) PDMY02 model, YMK kolon için PDMY model kullanılmıştır. Modeller için gereken parametreler adım adım şu şekilde elde edilmiştir:

ρ (ton/m³): Zeminler için gereken yoğunluklar Çizelge 4.1 yardımıyla Denklem 4.1 ve 4.2 kullanılarak hesaplanmıştır. YMK'un yoğunluğu tahmini olarak zeminlerin yoğunluğundan büyük olması kaydıyla 2,30 ton/m³ olarak kabul edilmiştir.

p_{ref} (kPa): Referans gerilme bütün malzemeler için 101 kPa olarak alınmıştır.

$G_{maks,oct}$ (MPa): YMK kolonun maksimum kayma modülü (G_{maks}), elastisite modülü ($E=417$ MPa) ve Poisson oranı ($\nu=0,2$) kullanılarak [17] $G=E/(1+\nu)$ formülü ile 174 MPa

olarak hesaplanmıştır. YMK'a ait maksimum oktohedral kayma modülü 174 MPa olarak alınmıştır. Rayamajhi vd. (2015) [17] tarafından YMK ile çevre zemin arasındaki kayma modülleri oranı (G_r) 9,8 olarak verildiğinden Nevada ve Monterey kumlarının ortalama kayma modülleri 17,75 MPa olarak elde edilmiştir. Buradan zemin kalınlıklarına bağlı olarak ağırlıklı alan ortalama hesabı ile kumlara ait kayma modülleri sırasıyla 11,8 MPa, 19,5 MPa ve 34 MPa olarak bulunmuştur.

$\gamma_{maks,r}$: Maksimum oktohedral kayma şekil değiştirmesi her bir malzeme için varsayılan değer olarak alınmıştır [137].

B_r (MPa): YMK için bulk modülü $5 \cdot G_{maks,oct}$, zeminler için $2,67 \cdot G_{maks,oct}$ olarak alınmıştır [163].

d: Gerilme bağımlılık katsayısı PDMY model için 0,5, PIMY model için 0'dır [137].

c: YMK için kohezyon değeri drenajsız kayma mukavemeti (S_u) kullanılarak hesaplanmıştır ($G_{maks,oct} = 700S_u$ ve $S_u = 2\sqrt{3}/3c$) [163]. Kum zeminlerin kohezyonu olmadığı için 0,1 kPa değeri kullanılmıştır.

ϕ_{txc}^o : Nevada ve Monterey kumlarına ait içsel sürtünme açıları Karimi ve Dashti [164]'den alınmıştır. YMK için $\phi_{txc}^o = 0$ alınmıştır.

ϕ_{PT}^o : Faz dönüşüm açıları gevşek Nevada kumu için $\phi_{txc}^o - 5$, orta sıkı ve sıkı Monterey kumları için $\phi_{txc}^o - 10$ şeklinde kullanılmıştır.

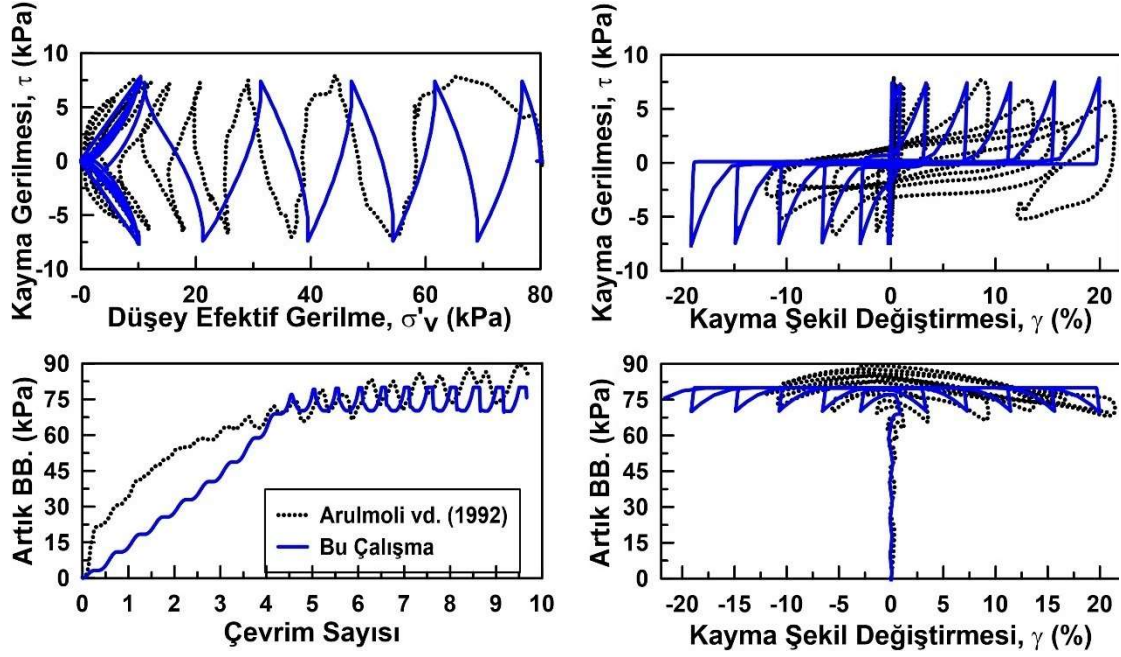
c1, c2, c3: Sıkışma parametreleri, %60 sıkılığa sahip Monterey kumu için OpenSees kılavuzunda yer alan ve %60 sıkılığa sahip kum zeminler için tavsiye edilen değerler kullanılmıştır. Ancak %90 sıkılığa sahip Monterey kumu için gereken sıkışma parametreleri, [164] tarafından yaklaşık benzer sıkılıktaki Monterey kumunun kalibre edilmesi sonucunda elde edilen sıkışma parametreleri kullanılmıştır. %40 sıkılıktaki Nevada kumunun sıkışma parametreleri, laboratuvarında [139] tarafından gerçekleştirilen CDSS deney sonuçları baz alınarak OpenSees'de kalibre edilmiş ve analizlerde kullanılmıştır. Laboratuvarında ve OpenSees'de yapılan CDSS sonuçlarının karşılaştırılması Şekil 5.5'de gösterilmektedir.

d1, d2, d3: Genleşme parametrelerinin elde edilmesinde kullanılan yöntemlerin aynısı genleşme parametreleri için de uygulanmıştır.

NYS: Akma yüzeyi sayısı varsayılan olarak kullanılmıştır [137].

liq₁, liq₂: Bu parametreler varsayılan değer olarak kullanılmıştır [137].

Sayısal analizlerde kullanılan kalibre edilmiş model parametreleri Çizelge 5.2’de gösterildiği gibidir. Özellikle sıvılaştırılabilir zemini temsil eden %40 sıkılıktaki Nevada kumunun kalibrasyonu sonrasında elde edilen OpenSees sonuçlarının laboratuvar deney sonuçlarına oldukça yakın çıktığı görülmektedir (Şekil 5.5).



Şekil 5.5 Nevada Kumunu ($D_r=40\%$) CDSS deney sonuçlarının deneysel ve sayısal olarak karşılaştırılması ($CSR=0,093$)

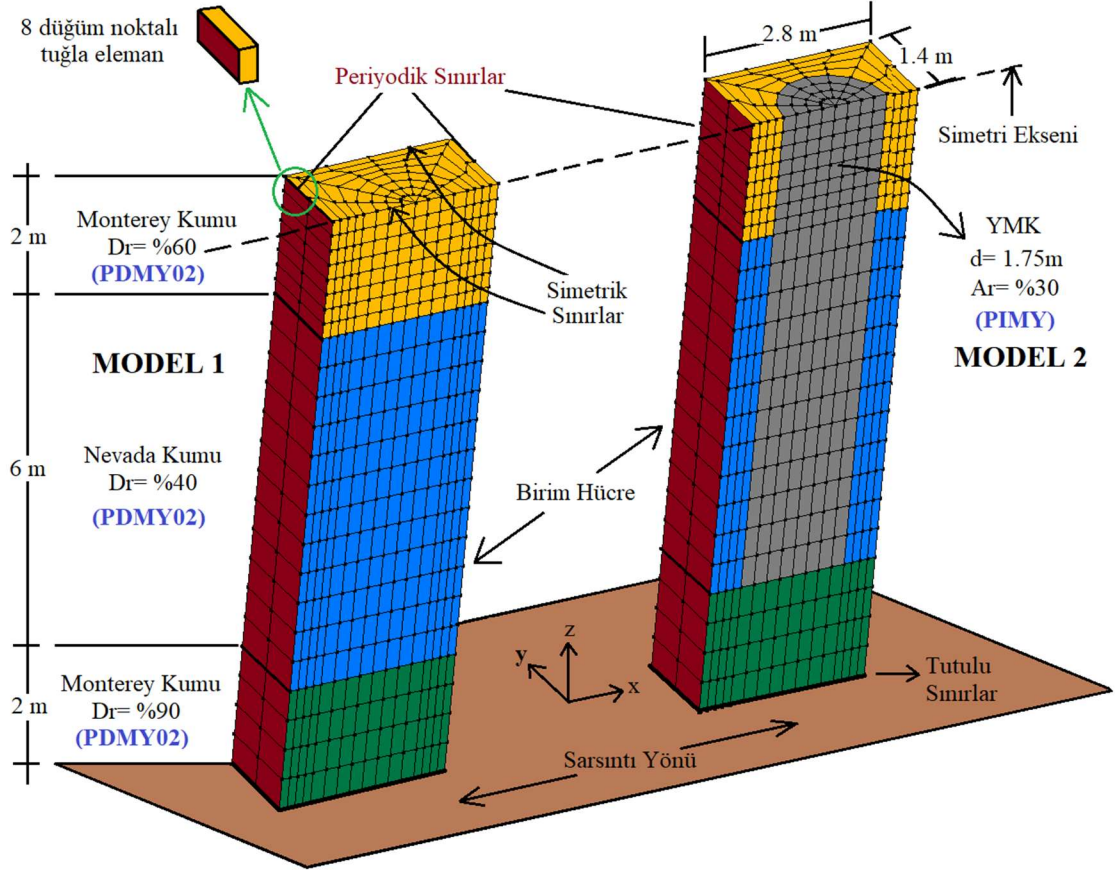
Çizelge 5.2 Kalibre edilmiş PDMY02 ve PIMY model parametreleri

Parametre	Nevada Kumunu $D_r=40\%$	Monterey Kumunu $D_r=60\%$	Monterey Kumunu $D_r=90\%$	YMK
ρ (ton/m ³)	1,96	1,98	2,04	2,30
p_{ref} (kPa)	101	101	101	101
$G_{maks,oct}$ (MPa)	11,8	19,5	34,0	174,0
$\gamma_{maks,r}$	0,1	0,1	0,1	0,1
B_r (MPa)	31,5	52,0	90,8	870,0
d	0,5	0,5	0,5	0
c	0,1	0,1	0,1	215,27
ϕ_{txc}^o	32	36	42	0
ϕ_{PT}^o	27	26	32	-
c_1, c_2, c_3	0,25, 4,5, 0,2	0,028, 5,0, 0,05	0,014, 2,0, 0,15	-
d_1, d_2, d_3	0,4, 3,0, 0,0	0,1, 3,0, 0,05	0,36, 3,0, 0,005	-
NYS	20	20	20	20
liq_1, liq_2	1,0, 0,0	1,0, 0,0	1,0, 0,0	-

OpenSeesPL’de ileri seviye analiz parametrelerinde, büyük aralıklı sistem denklemini çözücüsü olarak ProfileSPD komutu kullanılmıştır. Ayrıca, Newmark metodu kullanarak

($\gamma = 0,65$ ve $\beta = 0,25$) hareket denklemlerinin sayısal integrasyonu gerçekleştirilmiştir. Son olarak, Rayleigh sönüm formülasyonu ile analizlerde %3 malzeme sönümü kullanılarak analizler gerçekleştirilmiştir.

Yukarıda anlatılan bilgiler ışığı altında iyileştirilmemiş (Model 1) ve iyileştirilmiş (Model 2) zemin profillerinin OpenSeesPL’de modellenmiş halinin detaylı görünümü Şekil 5.6’da gösterilmektedir.



Şekil 5.6 Model 1 ve Model 2 santrifüj deneylerinin OpenSeesPL model görünümü

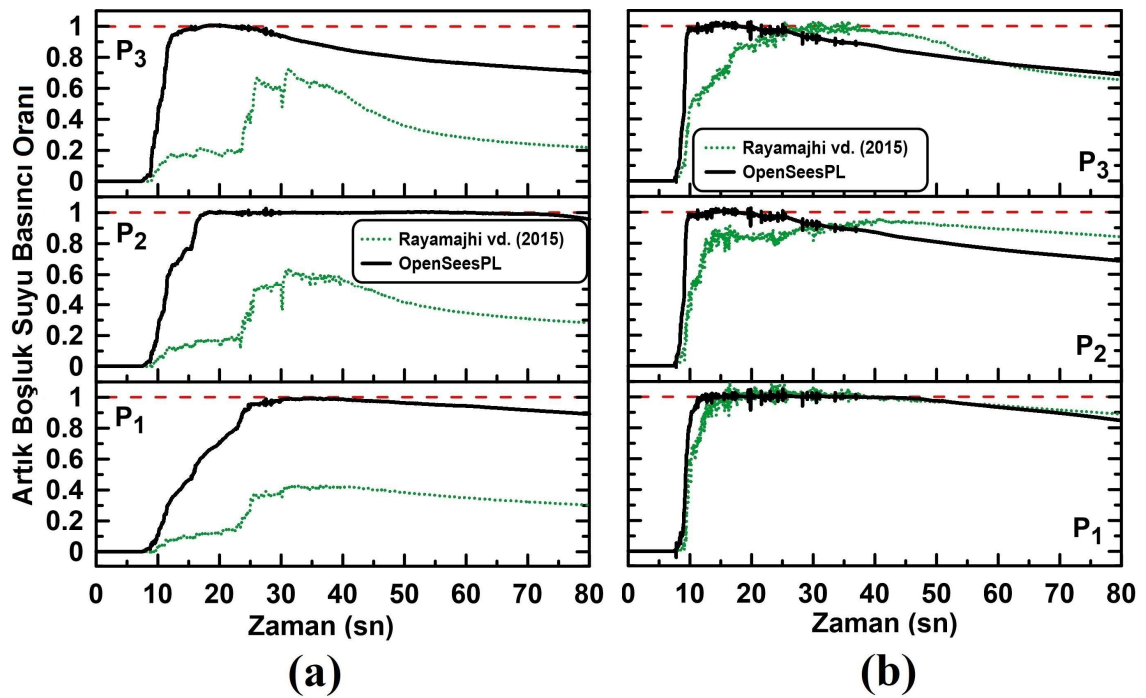
5.4 3D Sayısal Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Sıvılaştırılabilir bir zemin içerisinde yer alan YMK’ların davranışını incelemek için literatürde yer alan bir santrifüj deneyi kullanılmış ve sayısal olarak 3D ortamda modellenmesi yapılmıştır. Sayısal modelde sıvılaşma davranışı PDMY model ile modellenerek modelin etkinliği, artık boşluk suyu basıncı oluşumları, ivme zaman değişimleri ve deplasman değişimleri açısından incelenmiştir. Ayrıca YMK’un dinamik etkiler altında sıvılaştırılabilir zemin içerisindeki performansı, kayma gerilmesi ve kayma şekil değiştirmesi değişimleri açısından incelenmiştir.

5.4.1 Artık Boşluk Suyu Basınçlarının Karşılaştırılması

Model 1 Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması:

Bölüm 4'te olduğu gibi ilk olarak iyileştirilmemiş zemin profili (Model 1) için düşük (0,13g) ve yüksek (0,54g) girdi deprem hareketleri altında oluşan artık boşluk suyu basıncı değişimleri laboratuvar ve sayısal analiz sonuçlarının karşılaştırılması ile incelenmiştir. Santrifüj deneyleri sırasında sıvılaştırılabilir zemin içerisindeki artık boşluk suyu basınçları P_1 , P_2 , and P_3 numaralı boşluk suyu basıncı ölçerler sayesinde kaydedilmiş (Şekil 4.1), bu sensörlerden elde edilen kayıtların ve sayısal analiz sonuçlarından elde edilen verilerin karşılaştırma sonuçları Şekil 5.7'de sunulmuştur.



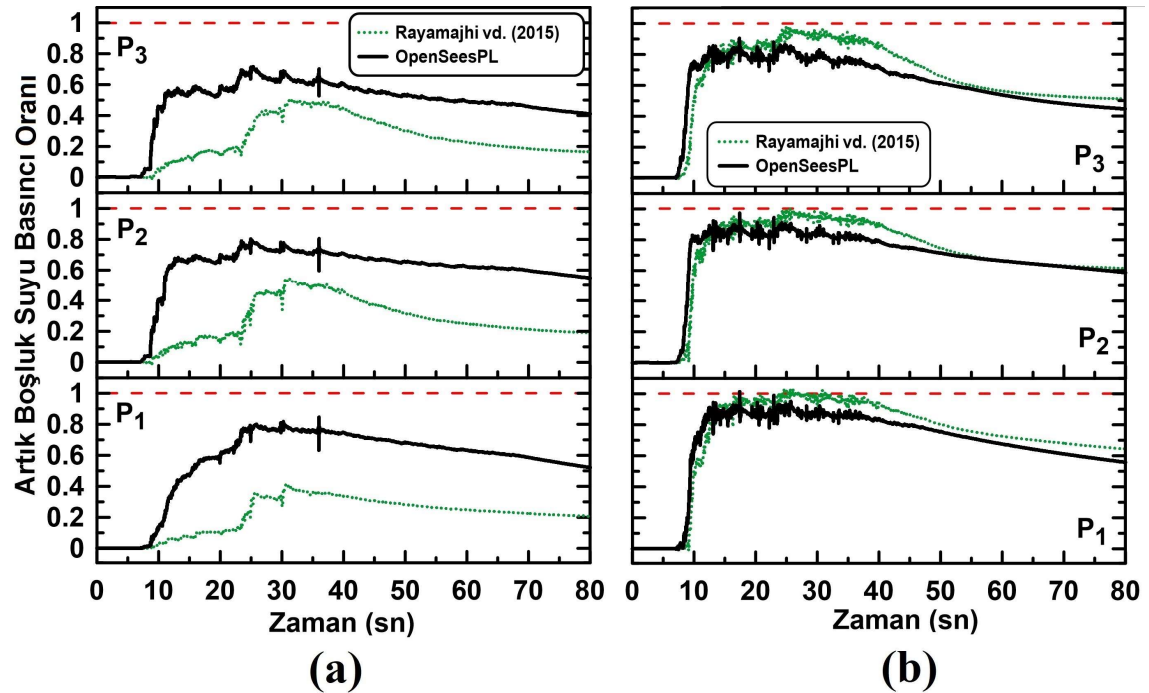
Şekil 5.7 Model 1 santrifüj deneyi ile sayısal analiz sonuçlarının karşılaştırılması (a) düşük ivme ($a_{maks}=0,13g$), (b) yüksek ivme ($a_{maks}=0,54g$)

Şekil 5.7a incelendiğinde, düşük girdi deprem hareketi altında sayısal analizler sonucunda P_1 , P_2 ve P_3 noktalarında elde edilen artık boşluksuyu basınçlarının zamanla dağılımı deneysel çalışmadan elde edilen kayıtlar ile uyumlu çıkmamıştır. Buna göre, santrifüj deneyinde belirtilen noktalarda sıvılaşma meydana gelmezken (r_u değerleri 0,4-0,6 arasında değişmektedir), OpenSeesPL analiz sonucunda elde edilen değerlere bakıldığında neredeyse bütün noktalarda zeminin 15. saniyeden itibaren sıvılaşmaya ulaştığı ($r_u > 0,8$) görülmüştür. Ancak düşük girdi deprem hareketi altında yaşanan bu tutarsızlık yüksek girdi deprem hareketi altında elde edilen sonuçlarda gözlemlenmemiştir. Şekil 5.7b incelendiğinde yüksek girdi deprem hareketi altında

PDMY02 model, deney sonuçlarına oldukça yakın bir r_u davranışı sergilemiştir. Karşılaştırma sonuçları detaylı olarak incelendiğinde, deprem hareketinin başlamasıyla beraber yaklaşık 8.sn'den itibaren artık boşluksuyu basıncı oluşumunun hızlı bir şekilde artarak pik değere ulaştığı görülmüştür. Bu noktadan sonra laboratuvar deneylerinde 40.sn'den itibaren artık boşluk suyu basınçlarında sönümlenme meydana gelirken benzer bir zamana bağlı sönümlenme eğrisinin sayısal analizlerle de elde edildiği görülmüştür. Hatırlanacağı üzere Bölüm 4'te, UBC3D-PLM modelin drenajsız efektif gerilme parametrelerini kullanarak tamamen drenajsız olarak çalıştığı ve artık boşluk suyu basınçlarını sönümleme kapasitesinin olmadığından bahsedilmiştir. Ancak, bu durumun PDMY02 model için geçerli olmadığı Şekil 5.7'de görülmektedir. Artık boşluk suyu basıncını sönümlemeleri açısından PDMY02 modelin UBC3D-PLM modele göre daha gelişmiş olduğu ve sönümleme kapasitesiyle boşluk suyu basıncını modellemede daha başarılı olduğu görülmüştür.

Model 2 Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması:

İyileştirilmiş zemin profiline ait r_u sonuçlarının düşük (0,12g) ve yüksek (0,46g) girdi deprem hareketleri için ayrı ayrı karşılaştırma sonuçları Şekil 5.8'de gösterilmektedir.

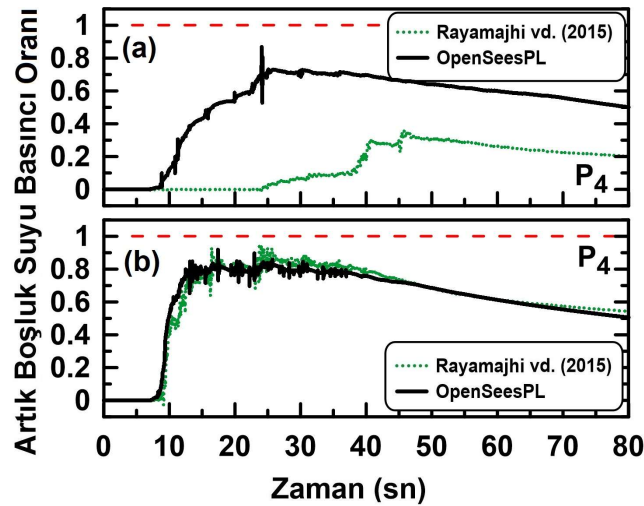


Şekil 5.8 Model 2 santrifüj deneyi ile sayısal analiz sonuçlarının karşılaştırılması (a) düşük ivme ($a_{maks}= 0,12g$), (b) yüksek ivme ($a_{maks}= 0,46g$)

İlk olarak düşük girdi deprem hareketi altındaki r_u değerlerinin değişimi incelendiğinde (Şekil 5.8a), elde edilen r_u değerlerinin Model 1 sayısal analizleri sonucunda elde edilen

r_u değerlerinin aksine (Şekil 5.7a) santrifüj deney verileri ile daha uyumlu olduğu görülmektedir. P_1 sensöründen elde edilen sonuçlar hariç diğer iki boşluk suyu basıncı sensöründen elde edilen sayısal sonuçların deneysel verilere nispeten yakın olduğu söylenebilir. Buna göre, deneysel çalışma sonucunda P_1 sensöründen elde edilen r_u değerinin maksimum 0,4 olduğu görülürken, sayısal analiz sonucunda bu değer maksimum 0,8 olduğu görülmektedir. Ancak 0,46g’lik bir yüksek girdi deprem hareketi altında, deneysel ve sayısal analiz sonuçları birbiri ile benzer davranış sergilemiştir. Şekil 5.8b’de elde edilen sonuçlar incelendiğinde neredeyse karşılaştırma sonuçlarının birebir aynı olduğu görülmektedir.

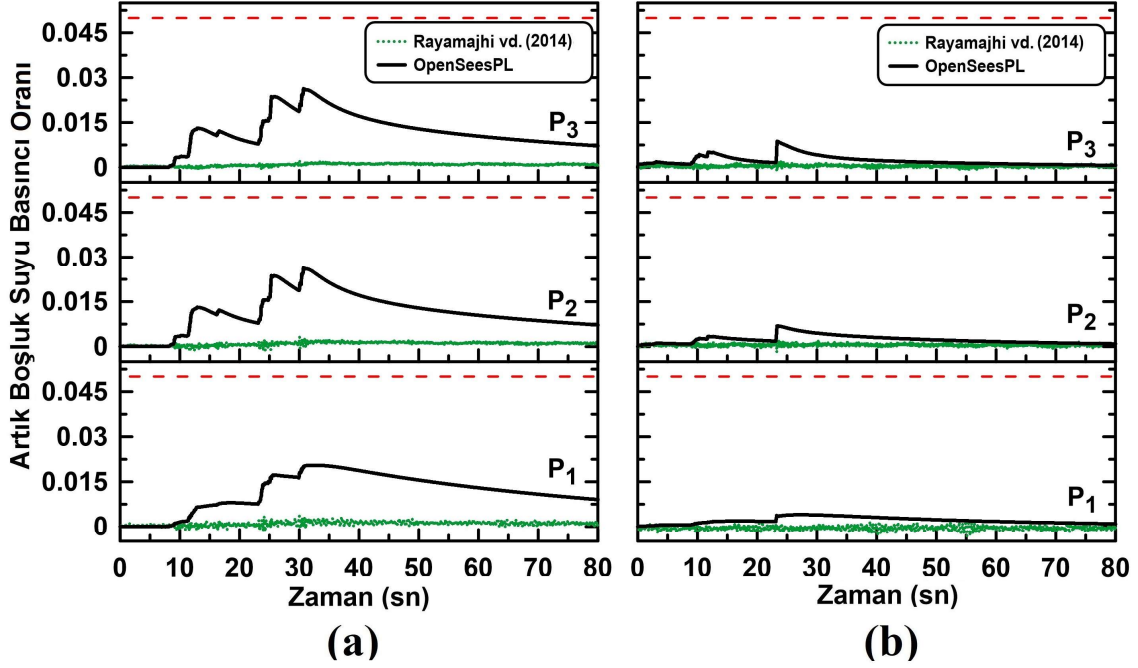
Model 2 santrifüj deneyinde Model 1 deneyindeki P_1 , P_2 ve P_3 noktalarına ilaveten sıkı Monterey kumu içerisine yerleştirilen P_4 boşluk suyu basıncı ölçeri ile ayrıca bir ölçüm kayıdı alınmıştır (bkz. Şekil 4.1). P_4 sensöründen elde edilen deneysel verilerin ve sayısal analiz sonuçlarının karşılaştırılması Şekil 5.9’da sunulmuştur. P_4 sensörünün yer aldığı kum tabakası yaklaşık %90 sıklığa sahip olmasına rağmen 0,46g’lik bir ivme altında neredeyse sıvılaştığı görülmektedir (Şekil 5.9b). Sayısal analizler sonucunda elde edilen r_u değişimleri de yüksek girdi deprem hareketi altında deneysel verilere benzer bir davranış sergilemiş ve sıvılaşma elde edilmiştir. Ancak, 0,12g’lik bir ivme altında elde edilen deneysel ve sayısal analiz verileri yine birbiri ile yakın bir tutarlılık göstermemiştir (Şekil 5.9a).



Şekil 5.9 P_4 boşluk suyu basıncı sensöründen elde edilen verilerin sayısal analiz sonuçları ile karşılaştırılması (a) düşük ivme ($a_{maks} = 0,12g$), (b) yüksek ivme ($a_{maks} = 0,46g$)

Düşük girdi deprem hareketlerinin (0,13g ve 0,12g) uygulanması neticesinde elde edilen r_u değişimlerinin deneysel veriler ile uyumluluk göstermemesi sonucunda sayısal

analizler daha düşük seviyedeki girdi deprem hareketleri altında analiz edilerek deneysel çalışmalar ile karşılaştırılmıştır. Böylece, yüksek girdi deprem hareketleri altında artık boşluk suyu basınçları açısından güzel sonuçlar veren PDMY02 modelin çok daha küçük girdi deprem hareketleri altında etkinliği ayrıca incelenmiştir. Bunun için yaklaşık 0,02g'lik girdi deprem hareketi altında Model 1 ve Model 2 deney sonuçlarından elde edilen veriler Rayamajhi vd. (2014) [165] sayısal analiz sonuçları ile karşılaştırılmış ve Şekil 5.10'da sunulmuştur.



Şekil 5.10 Çok düşük seviyedeki girdi deprem hareketi altında santrifüj deney verileri ile sayısal analiz sonuçlarının karşılaştırılması (a) Model 1, (b) Model 2

Şekil 5.10'da görüldüğü üzere PDMY02 model çok düşük girdi deprem hareketleri altında da deneysel verilere oldukça yakın sonuçlar vermektedir. Ancak, özellikle 0,12-0,13g'lik ivmeler altında elde edilen sonuçların deneysel veriler ile tutarsız olması, PDMY02 modele sabit bir permeabilite katsayısının tanımlanmasından kaynaklanabilir. Bilindiği üzere, sıvılaşma esnasında zeminlerin permeabilitesi sabit olmamakta ve zamana bağlı olarak değişkenlik göstermektedir. Dolayısıyla, OpenSeesPL model kodunun içerisine zamana ve r_u değişimine bağlı bir permeabilite fonksiyonunun eklenmesi, deneysel ve sayısal analizler sonucunda elde edilecek artık boşluk suyu basınçlarının birbirine daha yakın çıkmasına yardımcı olabilir.

Sonuç olarak, özellikle yüksek ve çok düşük girdi deprem hareketleri altında PDMY02 modelin sıvılaşma başlangıcını ve artık boşluk suyu basıncı dağılımını iyi bir şekilde

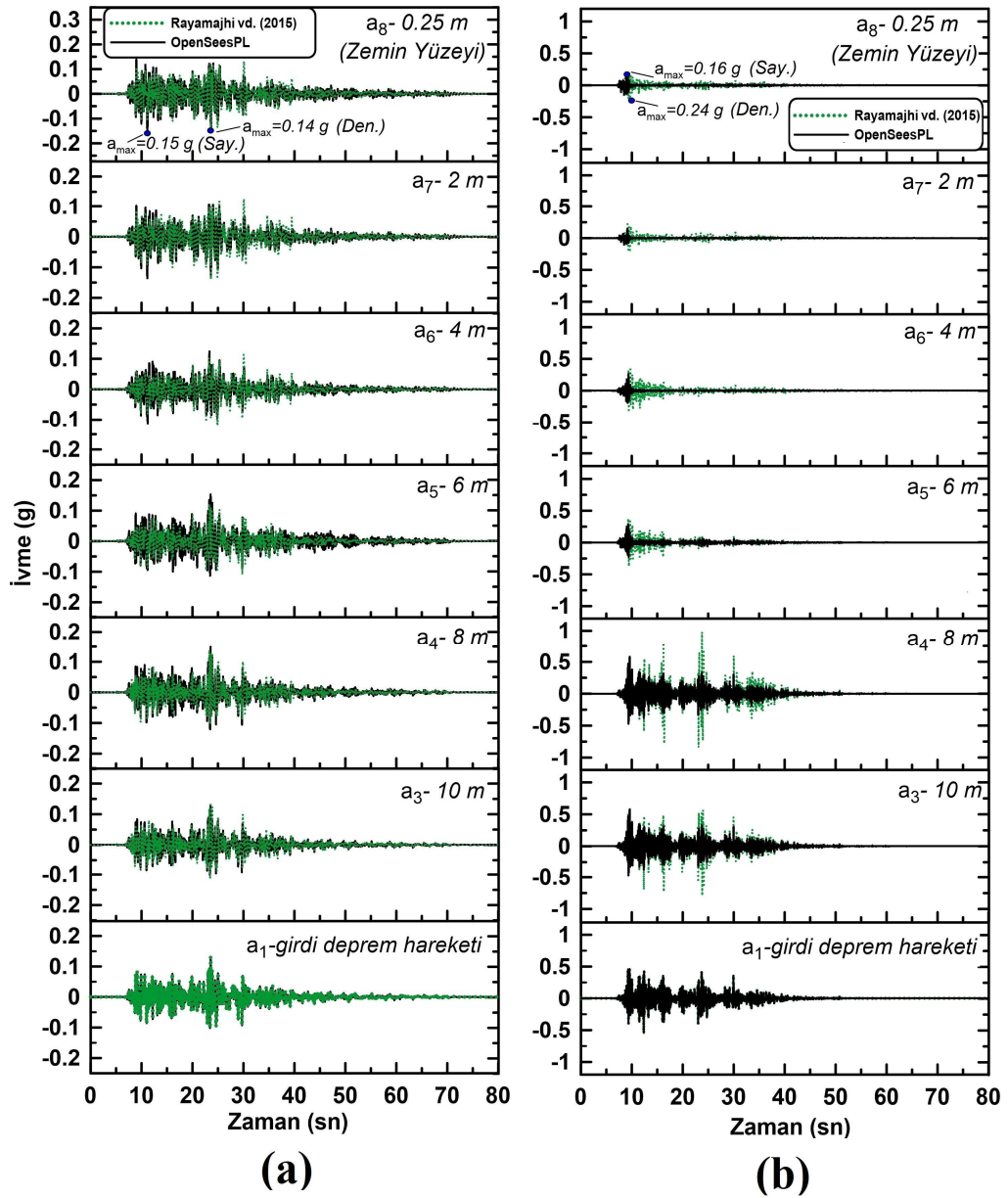
yansıttığı ancak düşük girdi deprem hareketleri altında aynı etkiyi oluşturamadığı gözlemlenmiştir. Ancak UBC3D-PLM model ile kıyaslandığında, PDMY02 modelin artık boşluk suyu basınçlarını sönmemesi açısından çok daha başarılı bir model olduğu görülmektedir.

5.4.2 İvme-Zaman Değişimlerinin Karşılaştırılması

Model 1 Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması:

Deneyisel çalışmalar sonucunda Şekil 4.1’de gösterilen ve derinlik boyunca yerleştirilen ivme ölçerlerden alınan ivme-zaman değişimleri sayısal analizler sonucunda elde edilen ivme-zaman değerleri ile karşılaştırılmış ve elde edilen grafikler Şekil 5.11’de gösterilmiştir. Düşük girdi deprem hareketi altında (0,13g) ivme-zaman değişimleri incelendiğinde genellikle PDMY02 model sonucunda elde edilen ivme-zaman değişimlerinin deney sonuçları ile derinlik boyunca tutarlı oldukları görülmüştür. Zemin yüzeyinde deneyel verilerden ölçülen ve analiz sonucunda elde edilen a_{maks} ’lar karşılaştırıldığında, her iki değer birbirine oldukça yakın çıktığı görülmektedir. Yüksek girdi deprem hareketi altında elde edilen veriler incelendiğinde, PDMY02 model genellikle 10. saniyeye kadar laboratuvar deneyi sonuçlarına benzer bir şekilde ivme-zaman davranışı göstermiş ancak 10. saniyeden sonra sayısal analizlerden elde edilen ivme değerlerinde deneyel verilerin aksine ani bir sönmelenmenin yaşandığı görülmüştür. Ayrıca, 8. metreye (a_4) ve 10. metreye (a_3) yerleştirilen ivme ölçerlerden alınan değerler ile sayısal analizler sonucunda elde edilen değerler arasında ivme büyüklükleri açısından farklılıklar bulunmaktadır. Bu noktalarda görüldüğü üzere, deneyel çalışma sonucunda zeminde ciddi büyütme meydana gelirken, benzer zemin büyütme etkisi sayısal analizler sonucunda elde edilememiştir. Yüksek girdi deprem hareketi altında yüzeydeki maksimum ivme değerleri incelendiğinde sayısal analiz sonucunda elde edilen a_{maks} değeri laboratuvar deneyi sonucuna göre yaklaşık %33 daha az çıkmıştır. Bunun yanında girdi deprem hareketinden ($a_{maks} = 0,54$ g) ise yaklaşık %70 daha düşüktür. PDMY02 modelinden elde edilen ivme-zaman değişimleri UBC3D-PLM modelinden elde edilen sonuçlar (Şekil 4.12) ile karşılaştırıldığında, PDMY02 modelin düşük girdi deprem hareketi altında UBC3D-PLM modele göre laboratuvar verileri ile daha uyumlu sonuçlar verdiği görülmüştür. Yüksek deprem hareketi altında ise, her iki model derinlik boyunca benzer bir davranış gösterebilir de yüzeyde elde edilen a_{maks} değerleri açısından UBC3D-

PLM model PDMY02 modele göre laboratuvar sonuçlarına daha yakın bir a_{maks} değeri elde edilmiştir.

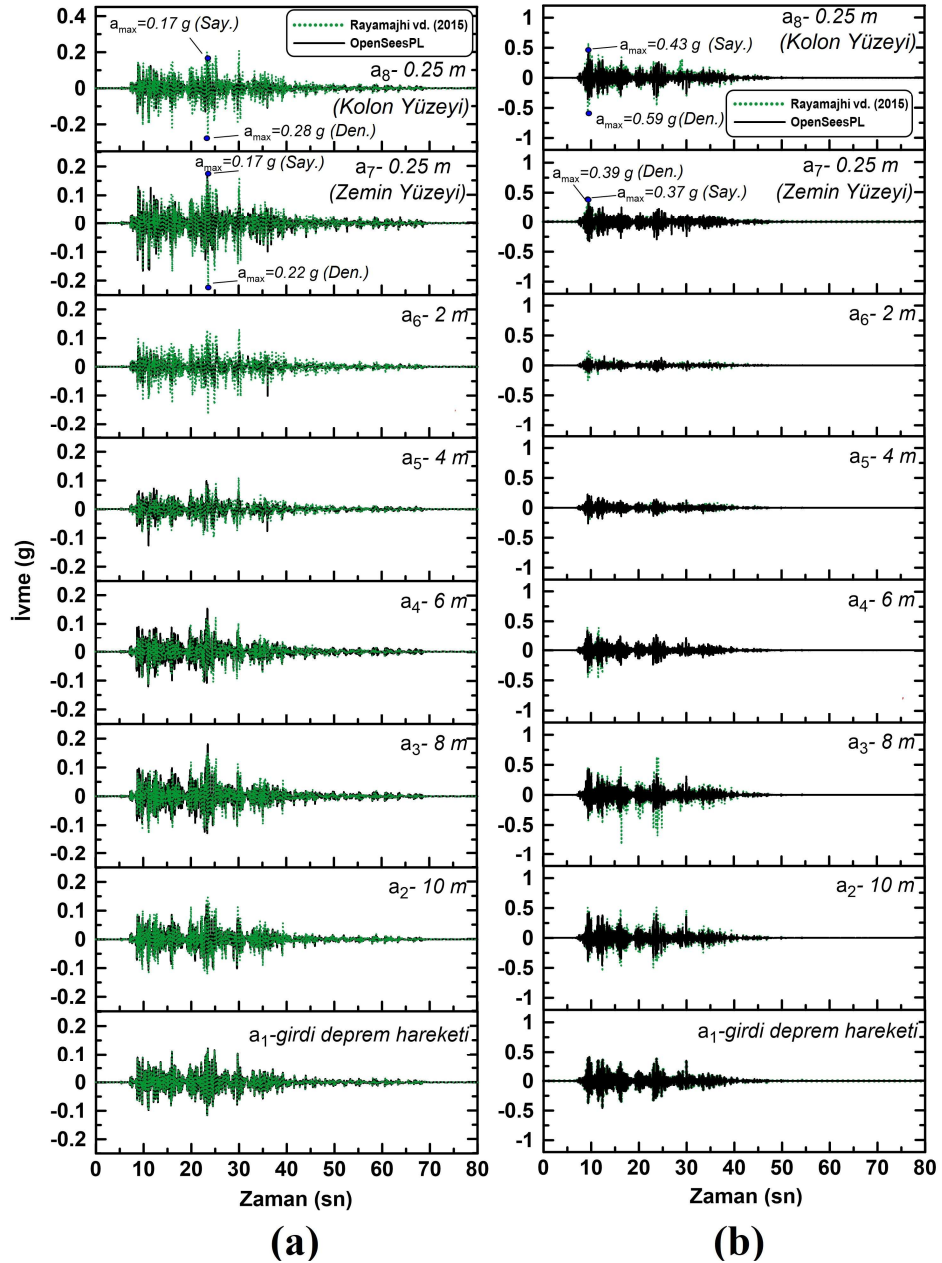


Şekil 5.11 Model 1 deneyine ait ivme-zaman değişimlerinin karşılaştırılması (a) düşük ivme ($a_{maks} = 0,13g$), (b) yüksek ivme ($a_{maks} = 0,54g$)

Model 2 Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması:

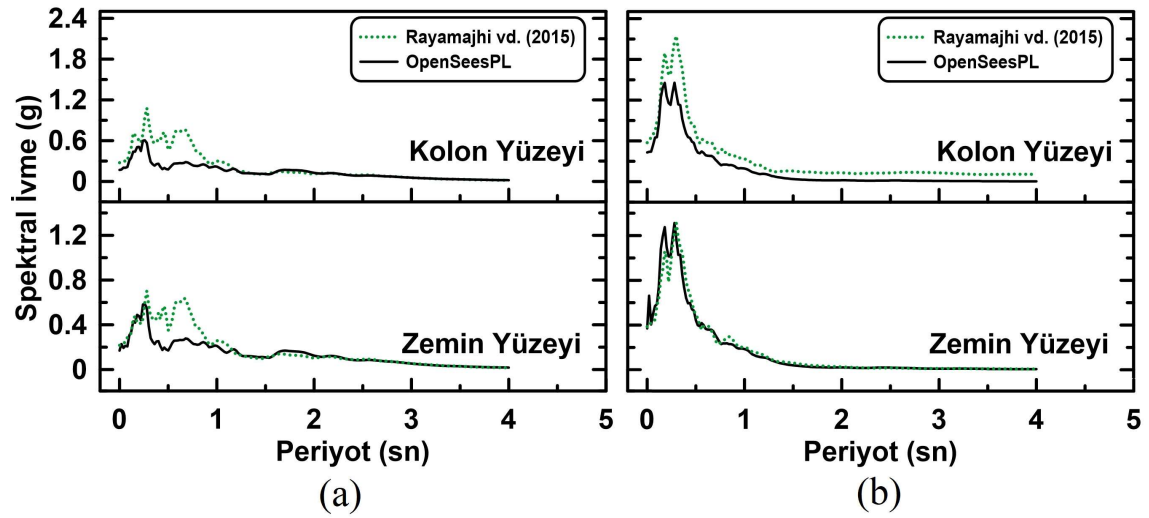
Şekil 5.12’de düşük ve yüksek girdi deprem hareketleri için elde edilen ivme-zaman değişimleri gösterilmektedir. Genel olarak, her iki girdi deprem hareketi altında elde edilen ivme-zaman dağılımları deneysel ve sayısal analiz sonuçları bakımından benzerlikler göstermektedir. Ancak, yüksek girdi deprem hareketi altında sayısal analiz sonuçlarından elde edilen ivme-zaman değerlerinin özellikle zemin yüzeyinde

laboratuvar verileri ile oldukça yakın olduğu görülmüştür. Buna göre, Şekil 5.12b’de zemin ve kolon yüzeyinde elde edilen a_{maks} değerlerine bakıldığında, sayısal analizler neticesinde zemin yüzeyinde elde edilen a_{maks} değeri santrifüj deneyinde elde edilen değer ile yaklaşık olarak aynıdır. Benzer kıyaslama kolon yüzeyindeki a_{maks} değerleri için yapıldığında ise ölçülen ve analizlerden elde edilen değerlerin biraz daha farklı olduğu görülmektedir. Buna göre kolon yüzeyinden elde edilen a_{maks} değerlerinin deneysel ve sayısal analiz sonuçları arasında yaklaşık %39 kadar bir fark bulunmaktadır.



Şekil 5.12 Model 2 deneyine ait ivme-zaman değişimlerinin karşılaştırılması (a) düşük ivme ($a_{maks} = 0,12g$), (b) yüksek ivme ($a_{maks} = 0,46g$)

Düşük ve yüksek girdi deprem hareketi altında zemin ve kolon yüzeyinde oluşan spektral ivme değişimleri incelendiğinde, yüksek girdi deprem hareketi altında zemin yüzeyindeki ivme-zaman davranışının daha iyi yansıtıldığı bir kez daha görülmektedir. Şekil 5.13b’de zemin ve kolon yüzeyindeki spektral ivme değişimlerine bakıldığında, deneysel veriler ile sayısal analiz sonuçlarının spektral ivme değişimlerinin zemin yüzeyinde neredeyse birebir aynı olduğu, kolon yüzeyinde ise özellikle 0,3-0,4. saniyeler arasında farklılaşmaların olduğu görülmektedir. Düşük girdi deprem hareketi altında zemin yüzeyi ve kolon yüzeyindeki spektral ivme karşılaştırma sonuçları (Şekil 5.13a) yüksek girdi deprem hareketinden elde edilen tutarlı sonuçlardan farklı olup, özellikle 0,3-1,0sn.’lik periyot aralığında karşılaştırma sonuçları arasında büyük farklılıklar bulunmaktadır.



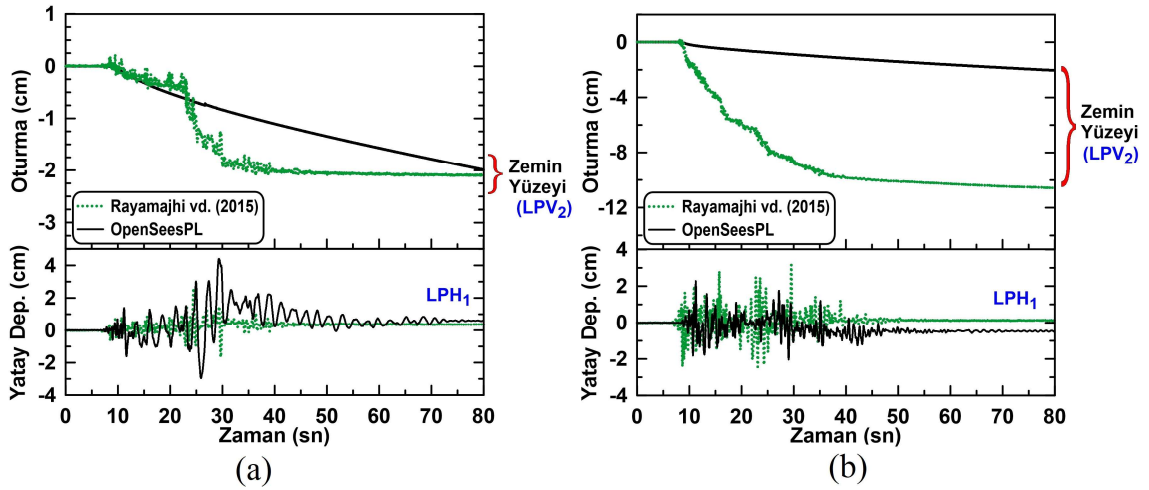
Şekil 5.13 Model 2 deneyine ait spektral ivme değişimlerinin karşılaştırılması (a) düşük ivme ($a_{maks} = 0,12g$), (b) yüksek ivme ($a_{maks} = 0,46g$)

5.4.3 Deplasman Değişimlerinin Karşılaştırılması

Model 1 Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması:

Model 1 deneyinde yer alan LPV_1 , LPV_2 ve LPV_3 deplasman ölçerlerden (Şekil 4.1) elde edilen deneysel sonuçlar incelendiğinde düşük ve yüksek girdi deprem hareketleri için sırasıyla zemin yüzeyinde yaklaşık 2 cm ve 10 cm’lik oturmaların meydana geldiği görülmektedir. Bu çalışmada sadece LPV_2 deplasman ölçerinin verileri kullanılmış ve PDMY02 ile elde edilen sonuçlarla kıyaslanmıştır. Buna göre Şekil 5.14a’de görüldüğü üzere düşük girdi deprem hareketi altında LPV_2 deplasman ölçerinden elde edilen deneysel veriler ile sayısal analizler sonucunda elde edilen oturma değerleri birbirine yakınlık gösterebilir de zamana bağlı davranış incelendiğinde aralarında farklılıklar yer

almaktadır. Yatay deplasman değerlerinin zaman bağılı değişimleri ise deneysel verilere kısmen yakınlık göstermektedir. Yüksek girdi deprem hareketi altında oturma değerlerinde deneysel ve sayısal analiz sonuçları bakımında ciddi farklılık bulunmaktadır. Deney sonucunda zemin yüzeyinde yaklaşık 10 cm'lik bir oturma gözlemlenirken bu değer sayısal analiz sonuçlarında yaklaşık 2 cm olarak gerçekleşmiştir. Yatay deplasman değişimlerinde düşük girdi deprem hareketinde olduğu gibi yine belirgin farklılıkların olduğu görülmüştür. Oluşan bu tutarsızlığın, gerçekte sıvılaşma esnasında zeminlerin permeabilitesinin zamana bağılı olarak değişkenlik göstermesinden kaynaklandığı düşünülmektedir. OpenSeesPL'de sayısal analizlerde her bir zemin için sabit bir permeabilite katsayısı girilmiş ve analiz süresince sabit tutulmuştur. Oysa sıvılaşma başlangıcında, sürecinde ve sonrasında zeminin permeabilitesinin sabit kalmadığı ve değişkenlik gösterdiği pek çok araştırmacı tarafından ortaya konmuştur. Yapılan araştırmalar sonucunda, sıvılaşma modellenirken permeabilite katsayısının zeminin o anki r_u değerine bağılı olarak bir fonksiyon ile değiştirilmesi gerektiği ifade edilmiştir [166-168]. Dolayısıyla, OpenSeesPL model kodunun içerisine zamana ve r_u değişimine bağılı bir permeabilite fonksiyonunun eklenmesiyle, deneysel ve sayısal analizler sonucunda elde edilecek oturma değerlerinin (ya da artık boşluk suyu basınçlarının) birbirine daha yakın çıkacağı düşünülmektedir.

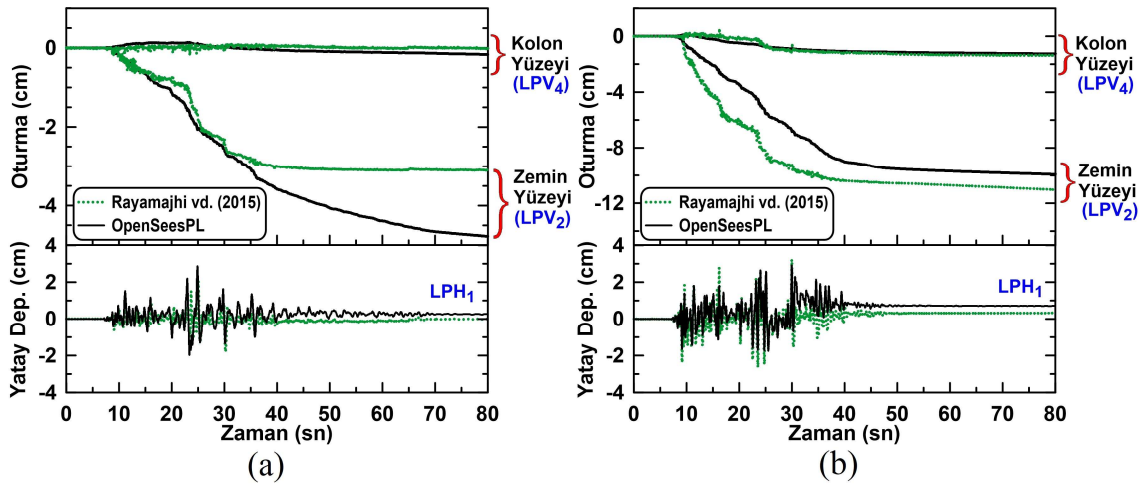


Şekil 5.14 Model 1 deneyine ait deplasman değişimlerinin karşılaştırılması (a) düşük ivme ($a_{maks} = 0,13g$), (b) yüksek ivme ($a_{maks} = 0,54g$)

Model 2 Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması:

Laboratuvar deneyleri sonucunda iyileştirilmiş zeminde sıvılaşma sonunda elde edilen zemin yüzeyinde ve kolon yüzeyinde oluşan oturma değerlerine bakıldığında (LPV₂ ve

LPV₄), zemin yüzeyinde yaklaşık 10 cm civarında bir oturma meydana gelirken, rijit kolonlar üzerinde elde edilen oturma değerlerinin yaklaşık 1 cm civarında gerçekleştiği görülmektedir. İyileştirilmiş zemin üzerinde düşük ve yüksek girdi deprem hareketi altında gerçekleştirilen sayısal analizler sonuçları incelendiğinde, elde edilen sonuçların deneysel verilere yakın çıktığı görülmüştür (Şekil 5.15). Kolon yüzeyinde oluşan oturmalar incelendiğinde her iki girdi deprem hareketi altında benzer seviyelerde değerler elde edilmiştir. Zemin yüzeyinde meydana gelen oturma değerleri karşılaştırıldığında özellikle yüksek girdi deprem hareketi altında sayısal analizler sonucunda elde edilen değerlerin laboratuvar verilerine oldukça yakın çıktığı görülmüştür. Şekil 5.15a’da düşük girdi deprem hareketi altında deneysel ve sayısal analizler sonucunda elde edilen oturma değerleri incelendiğinde aralarında yaklaşık 1,5 cm’lik bir oturma farkının bulunduğu görülmektedir. Sayısal analizler sonucunda elde edilen yatay deplasmanların zamana bağlı değişimleri incelendiğinde, her iki girdi deprem hareketi için deneysel verileri ile benzerlik gösterdiği görülmüştür. Şekil 5.15’de yer alan grafikler incelendiğinde sayısal analizlerle deney sonuçları arasındaki uyumluluğun yüksek girdi deprem hareketi altında daha fazla olduğu görülmektedir.

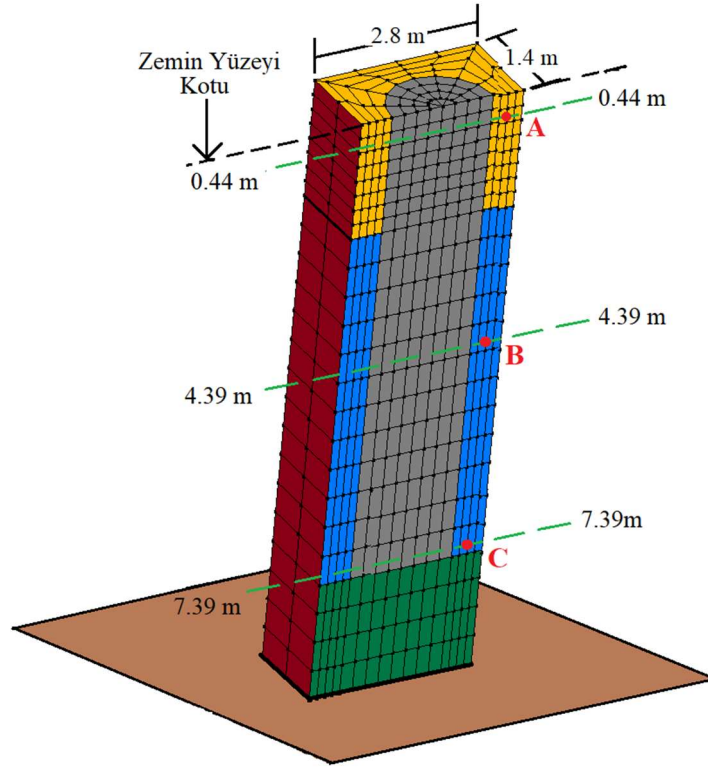


Şekil 5.15 Model 2 deneyine ait deplasman değişimlerinin karşılaştırılması (a) düşük ivme ($a_{maks} = 0,12g$), (b) yüksek ivme ($a_{maks} = 0,46g$)

5.4.4 Kayma Gerilmesi-Kayma Şekil Değiştirmesi Davranışı

Düşük (0,12g) ve yüksek (0,46g) girdi deprem hareketleri altında iyileştirme öncesi ve sonrası zeminde ve YMK’da oluşan kayma gerilmelerinin ve kayma şekil değiştirmelerinin x eksenı doğrultusunda maksimum değerlerinin değişimini görebilmek için Şekil 5.16’da görüldüğü gibi 3 farklı derinlikte (0,44m, 4,39m ve 7,39m) incelemeler gerçekleştirilmiştir. İnceleme sonucunda elde edilen grafikler Şekil 5.17 ve Şekil 5.18’de

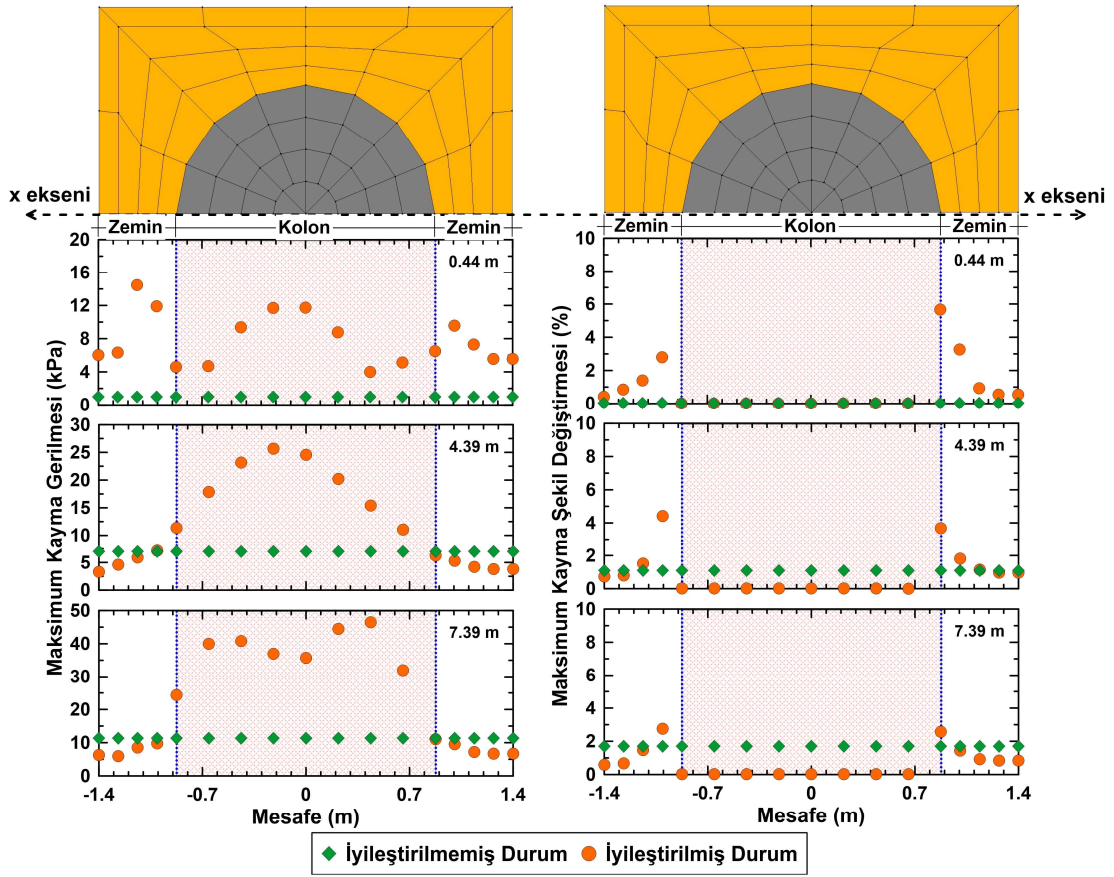
sunulmaktadır. Şekil 5.17 ve Şekil 5.18’de sunulan grafikler toplamda 4 farklı analiz sonuçlarında elde edilen verilerden oluşmaktadır. İlk olarak 0,12g’lik bir girdi deprem hareketi altında iyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş durum için analizler yapılmış, sonrasında 0,46’lik bir girdi deprem hareketi altında iyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş durum için analizler yapılarak maksimum sismik kayma gerilmelerinin ve maksimum kayma şekil değiştirmelerinin karşılaştırmalı olarak değişimleri incelenmiştir.



Şekil 5.16 Birim hücre modelinde kesit bölgeleri

Şekil 5.17’de düşük girdi deprem hareketi altında zeminde meydana gelen iyileştirmeden önceki ve sonraki maksimum sismik kayma gerilmelerinin değişimi incelendiğinde, YMK’lar ile yapılan iyileştirme sonucunda 4,39. ve 7,39. metrelerde zeminde oluşan sismik kayma gerilmelerinde iyileştirmeden önceki duruma göre bir azalmanın meydana geldiği görülmektedir. Ancak, zemin yüzeyine yakın bölgede (0,44m) iyileştirme ile beraber YMK çevresinde yer alan zeminde meydana gelen maksimum sismik kayma gerilmelerinin iyileştirme öncesine göre daha da arttığı görülmektedir. Dolayısıyla, elde edilen sonuçlar değerlendirildiğinde 0,12g’lik bir girdi deprem hareketi altında YMK ile yapılan iyileştirme sonucunda zemine etki eden maksimum sismik kayma gerilmelerinin derinlikle değiştiği ve zemin yüzeyine yakın bölgelerde maksimum sismik kayma gerilmelerinde artışların meydana geldiği görülmüştür. İyileştirilmiş zemin profili

içerisinde yer alan YMK ile çevre zemin arasındaki sismik kayma gerilmelerin paylaşımına bakıldığında, beklenildiği gibi YMK kolonlar rijitliklerinin fazla olması sebebiyle çevresindeki zemine göre daha fazla sismik kayma gerilmelerine maruz kalmıştır. Ayrıca, Şekil 5.17’de YMK ve çevre zeminin aldığı sismik kayma gerilmelerinin oranları incelendiğinde ise bu oranının sabit olmadığı ve derinlik boyunca değiştiği görülmektedir. Yine zemin yüzeyine yakın bölgelerde YMK ve çevre zemin arasındaki maksimum sismik kayma gerilmesi oranının yaklaşık 1,0 olduğu (YMK’da ve çevre zeminin her ikisine ortalama 8 kPa’lık bir sismik kayma gerilmesi etki etmektedir), daha derin bölgelerde ise bu oranın artarak daha büyük bir değere ulaştığı görülmektedir.



Şekil 5.17 İyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş durumda x eksenı boyunca maksimum kayma gerilmelerinin ve maksimum kayma şekil değıştirmelerinin değışimi (0,12g)

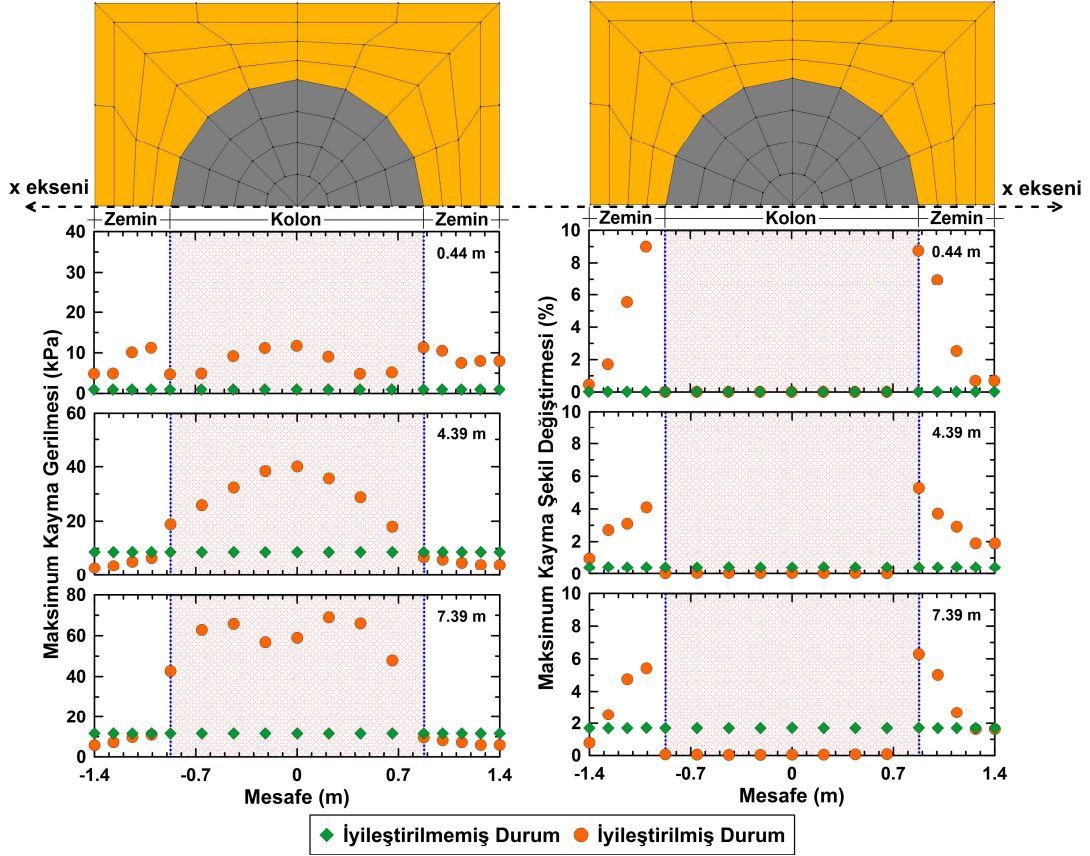
Benzer bir karşılaştırma maksimum kayma şekil değıştirmeleri için yapıldığında, zeminin iyileştirilmesi ile beraber zemin içerisinde oluşan maksimum kayma şekil değıştirmelerinin iyileştirme öncesine göre arttığı görülmüştür (Şekil 5.17). Özellikle, YMK’un çeper kısımlarına yakın bölgelerde maksimum kayma şekil değıştirmelerinin en yüksek seviyelere ulaştığı görülmektedir. Ayrıca, iyileştirilmiş zemindeki YMK ve çevre

zemin arasındaki maksimum kayma şekil değiştirmesi davranışı incelendiğinde, YMK'da ve çevre zeminde oluşan maksimum kayma şekil değiştirmelerinde büyük farklılıkların olduğu, YMK'da yaklaşık %0,04 değerlerinde bir maksimum kayma şekil değiştirmesi görülürken iyileştirilmiş zeminde bu değerlerin ortalama %2-%3 arasında değiştiği görülmektedir. Dolayısıyla, sismik etkenler altında gerçekleştirilen sayısal analizler sonucunda YMK ve çevre zeminin benzer kayma şekil değiştirmeler yapmadığı ve iki eleman arasında şekil değiştirmesi uyumsuzluğunun yer aldığı görülmektedir.

Şekil 5.18'de ise yüksek (0,46g) girdi deprem hareketi altında meydana gelen maksimum sismik kayma gerilmelerinin ve maksimum kayma şekil değiştirmelerinin değişimi gösterilmektedir. Buna göre, ilk olarak sismik kayma gerilmelerinin x eksenı boyunca değişimi incelendiğinde düşük girdi deprem hareketi sonucunda gözlemlenen davranışlarda olduğu gibi yüksek girdi deprem hareketi altında da 4,39 ve 7,39. metrelerde iyileştirme öncesi sismik kayma gerilmesi değerlerinde iyileştirme sonrasına göre azalmaların meydana geldiği, ancak zemin yüzeyine yakın kısımlarda ise maksimum sismik kayma gerilmelerinde artışların yaşandığı görülmektedir. Buna göre, zemin içerisine yerleştirilen YMK'lar zemindeki sismik kayma gerilmelerini bazı derinliklerde azaltmış bazı bölgelerde ise zemindeki sismik kayma gerilmelerinde artışlara neden olmuştur. YMK'larda meydana gelen sismik kayma gerilmelerinin değişimi incelendiğinde, YMK'ların çevre zemine göre oldukça fazla sismik kayma gerilmelerine maruz kaldığı görülmektedir. YMK'a ve çevre zemine gelen maksimum sismik kayma gerilmelerinin ortalama olarak oranları incelendiğinde yüzeye yakın bölgede oranın yaklaşık 1,0 olduğu derinlikle beraber 4,39 ve 7,39. metrelerde bu oranın artarak yaklaşık 6,0 ve 7,0 kata kadar çıktığı görülmektedir.

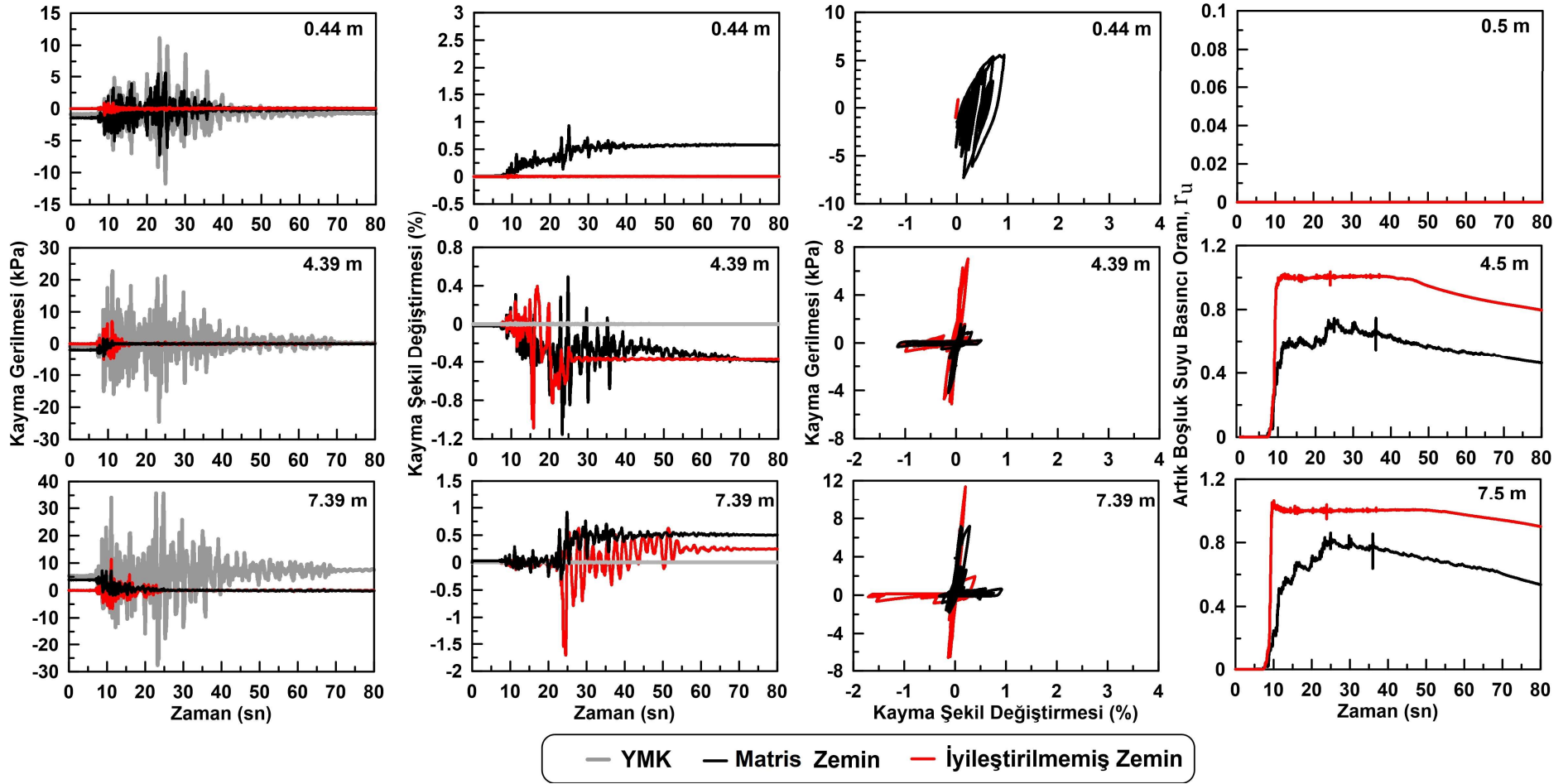
Yüksek girdi deprem hareketi altındaki maksimum kayma şekil değiştirmelerinin x eksenı boyunca değişimi incelendiğinde, iyileştirme ile beraber kayma şekil değiştirmelerinin kolon çeper bölgelerinde yığıldığı ve en yüksek değeri aldığı görülmektedir. Şekil 5.18'de de görüldüğü üzere YMK'dan uzaklaştıkça kayma şekil değiştirmelerde azalmaların yaşandığı ve belirli bir noktadan sonra kayma şekil değiştirmelerinin sabit bir seviyede kaldığı görülmektedir. YMK'larda ise çevre zemine göre oldukça düşük seviyelerde kayma şekil değiştirmelerin meydana geldiği görülmektedir. İyileştirme sonrasında çevre zeminde kayma şekil değiştirmelerinin %10 mertebesinde olduğu görülürken, YMK'da kayma şekil değiştirmelerinin %0,01 civarında olduğu görülmektedir. Düşük girdi deprem hareketi altında görüldüğü gibi yüksek girdi deprem hareketi altında da YMK ve

çevre zemin arasında birbirine yakın mertebelerde benzer bir kayma şekil değıştirmesi oluşmamış ve iki eleman arasında kayma şekil değıştirmesi uyumsuzluğunun ($\gamma_r \neq 1,0$) olduğu görülmüştür.

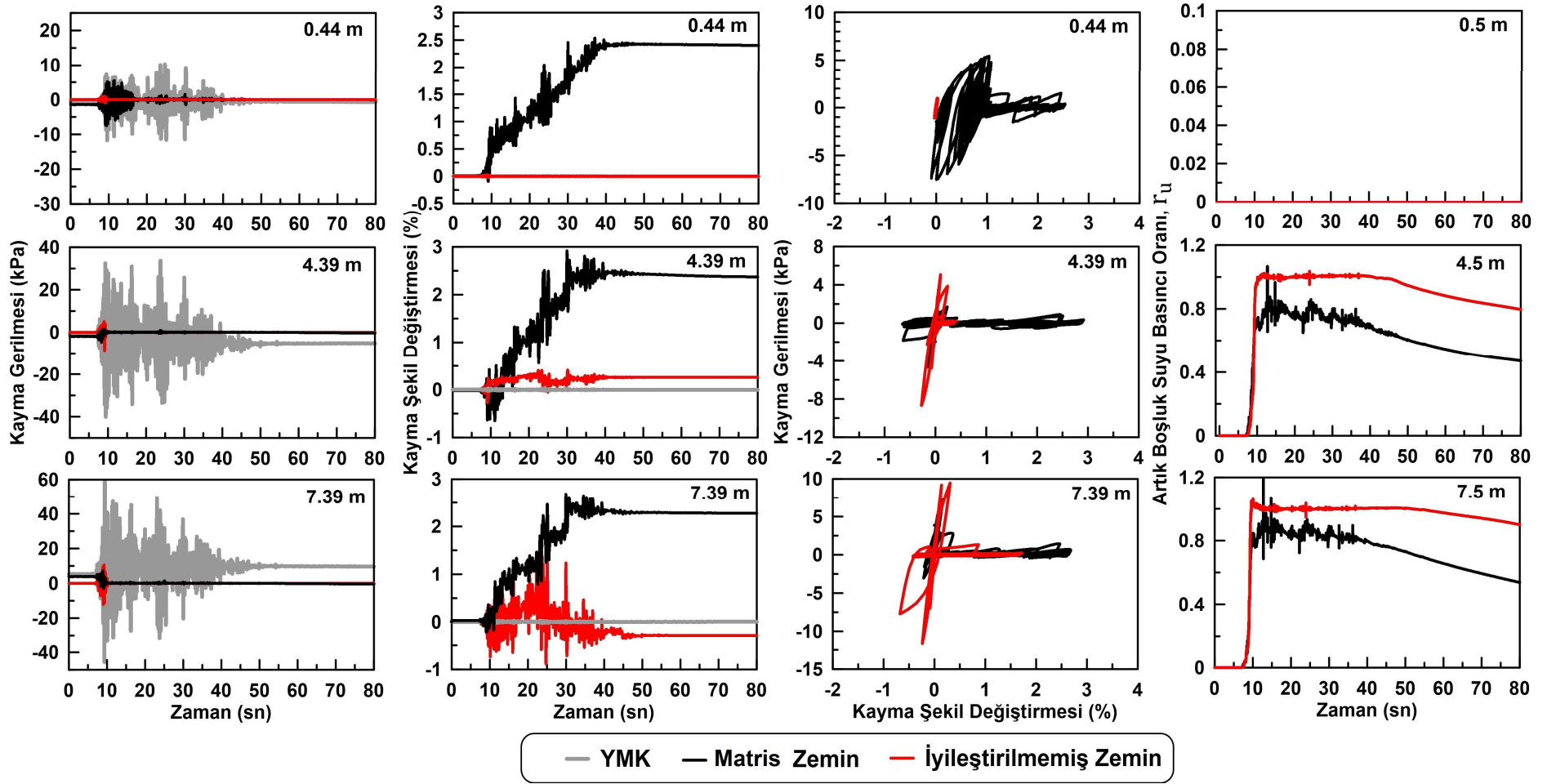


Şekil 5.18 İyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş durumda x eksenı boyunca maksimum kayma gerilmelerının ve maksimum kayma şekil değıştirmelerının değışımı (0,46g)

Şekil 5.19 ve Şekil 5.20’de sırasıyla düşük ve yüksek girdi deprem hareketleri altında sayısal modelin belirli noktalarındaki kayma gerilmesi ve kayma şekil değıştirmelerının zamanla değışımı, kayma gerilmesi-kayma şekil değıştirmesi döngüleri ve artık boşluk suyu basıncı oranlarının değışımı incelenmiştir. Seçilen bu noktalar Şekil 5.16’da gösterildiğı üzere kayma gerilmesi ve kayma şekil değıştirmesi ölçümleri için 0,44. metrede A noktası, 4,39. metrede B noktası ve son olarak 7,39. metrede C noktasıdır. Artık boşluk suyu basıncı oranlarının ölçüldüğü noktalar ise 0,5m, 4,5 ve 7,5. metrelerdir. Artık boşluk suyu basıncı ölçüm noktaları ile kayma gerilmesi veya kayma şekil değıştirmesi ölçüm noktalarının farklı olması, su basınçları değierlerinin düğüm noktalarından, kayma gerilmelerının ve kayma şekil değıştirmesi değierlerinin ise Gauss noktalarından elde edilmesinden kaynaklanmaktadır. Dolayısıyla her bir ölçüm noktası için benzer seviyelerdeki derinlikler tercih edilmeye çalışılmıştır.



Şekil 5.19 Düşük girdi deprem hareketi (0,12g) altında verilerin derinlikle değişimi



Şekil 5.20 Yüksek girdi deprem hareketi (0,46g) altında verilerin derinlikle değişimi

İlk olarak Şekil 5.19'da 0,12g'lik bir girdi deprem hareketi altında iyileştirilmemiş zemindeki, iyileştirilmiş (matris) zemindeki ve YMK'daki sismik kayma gerilmelerinin zamanla değişimine bakıldığında her üç veride de maksimum kayma gerilmesi değerlerinin farklı zamanlarda meydana geldiği görülmektedir. 4,39. metredeki sismik kayma gerilmelerinin zamanla değişimine bakıldığında YMK'da maksimum kayma gerilmesi değerinin yaklaşık 23. saniyede, iyileştirilmiş (matris) zeminde yaklaşık 9. saniyede ve iyileştirilmemiş zeminde ise yaklaşık olarak 11. saniyede gerçekleştiği görülmektedir. Dolayısıyla sismik etkiler altında elemanlara etki eden kayma gerilmelerinin maksimum değerlerinin farklı zamanlarda olabileceği görülmüştür. Ayrıca, Şekil 5.19'da da görüldüğü üzere sismik kayma gerilmelerinin zamanla değişimi incelendiğinde iyileştirilmiş durumda YMK'lara çevresindeki zemine göre daha fazla sismik kayma gerilmeleri etki etmektedir. Bu etki yüzeylerde daha az iken, daha derin bölgelerde YMK'a etki eden sismik kayma gerilmelerinin çevre zemine göre daha da arttığı görülmektedir. Şekil 5.19'da iyileştirilmemiş ve iyileştirilmiş (matris) zeminlerdeki sismik kayma gerilmelerinin değişimi incelendiğinde ise Şekil 5.17'de anlatıldığı gibi iyileştirme ile beraber zemine etki eden sismik kayma gerilmelerinde iyileştirilmemiş duruma göre alt bölgelerde azalmaların yaşandığı, ancak üst bölgelerde artışların yaşandığı görülmektedir. Sismik kayma gerilmelerinin zamanla değişiminin incelenmesi sonucunda elde edilen tespitlere benzer ifadeler kayma şekil değiştirmelerinin zamanla değişiminden elde edilen sonuçlar için de söylenilebilmektedir. İlk olarak maksimum değerlerin oluşma anına bakıldığında, her üç durumda da farklı anlarda kayma şekil değiştirmelerinin maksimum değeri aldığı görülmektedir. Yine 4,39. metrede kayma şekil değiştirmelerinin maksimum değerlerinin oluşma anları karşılaştırıldığında, YMK'da yaklaşık 23. saniyede, iyileştirilmiş zeminde yaklaşık 24. saniyede ve iyileştirilmemiş zeminde ise yaklaşık olarak 16. saniyede gerçekleştiği görülmektedir. Buradan da görüldüğü üzere, sismik kayma gerilmelerinin maksimum olduğu anda sismik kayma şekil değiştirmeleri maksimum olmayabilmekte ve farklı zamanlarda maksimum değerlere ulaşabilmektedirler. Ayrıca, iyileştirme öncesi ve sonrası zeminde meydana gelen kayma şekil değiştirmelerine bakıldığında, YMK'un oluşturulmasının zeminde meydana gelebilecek kayma şekil değiştirmelerini azaltmada beklenildiği kadar etkin olmadığı Şekil 5.19'da görülmektedir. Sismik kayma gerilmelerinin ve kayma şekil değiştirmelerinin ortak davranışını anlatan kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirmesi döngüleri incelendiğinde yukarıda anlatıldığı gibi,

iyileştirme öncesinde ve sonrasında derinlik boyunca sismik kayma gerilmelerinde ve kayma şekil değiştirmelerinde çok fazla bir değişim gözlemlenmemiştir. Özellikle bazı derinliklerde iyileştirilmiş durumda zeminde oluşacak kayma gerilmelerinde ve kayma şekil değiştirmelerinde artışlar görülmüştür. Bununla birlikte, YMK'lar ile iyileştirilmiş zeminde, iyileştirilmemiş zemine göre artık boşluk suyu basıncı oranlarında (r_u) azalma olduğu görülmüştür. Buna göre, Şekil 5.17'de iyileştirme öncesinde ve sonrasında oluşan r_u değerlerinin zamanla değişimi incelendiğinde 0,5 metrede beklenildiği gibi herhangi bir artık boşluk suyu basıncı ölçülmemiştir. 4,5 ve 7,5 metrelerde ise iyileştirmeden önce zeminde r_u 1,0 ölçülürken, iyileştirme sonrasında bu değerlerin 0,7- 0,8 aralığına kadar düştüğü görülmektedir. Sıvılaşma potansiyelini azaltmada r_u değerlerinin 0,7-0,8 civarında olması çok etkili bir değer olmasa da, $r_u= 1,0$ ile kıyaslandığında anlamlı bir azalmanın meydana geldiği söylenebilir.

0,46g'lik girdi deprem hareketi altında sırasıyla iyileştirilmemiş zemindeki, iyileştirilmiş (matris) zemindeki ve YMK'daki sismik kayma gerilmelerinin, kayma şekil değiştirmelerinin ve bunlara ait döngülerin ve artık boşluk suyu basıncı oranlarının derinlikle değişimi Şekil 5.20'de sunulmaktadır. Şekil 5.20'de sismik kayma gerilmelerinin zamanla değişimi incelendiğinde, girdi deprem hareketinin artması ile beraber YMK'lara etki eden sismik kayma gerilmelerinin de arttığı görülmektedir. 7,39. metrede düşük girdi deprem hareketi ile yüksek girdi deprem hareketi sonucunda YMK'a etki eden sismik kayma gerilmelerine bakıldığında 0,12g'lik bir ivme altında YMK'da yaklaşık 35kPa'lık bir sismik kayma gerilmesi oluşurken, 0,46g'de bu değer yaklaşık 2 kat artarak 60 kPa'a kadar çıktığı görülmektedir. YMK çevresinde yer alan zeminde ise düşük girdi deprem hareketi altında elde edilen sonuçlara benzer olarak, iyileştirilmemiş duruma göre bazı bölgelerde sismik kayma gerilmelerinin azalmadığı görülmüştür. Kayma şekil değiştirmelerinin ise girdi deprem hareketinin artmasıyla beraber iyileştirilmiş zeminde iyileştirilmemiş duruma göre arttığı ve %3'lere kadar varan kayma şekil değiştirmelerinin olduğu görülmektedir. Aynı şekilde kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirmesi grafiklerinde de görüldüğü üzere YMK ile yapılan iyileştirme sonucunda çevre zeminde meydana gelen sismik kayma gerilmelerinde ve kayma şekil değiştirmelerinde beklenen azaltmaların elde edilemediği görülmektedir. 0,46g'lik bir girdi deprem hareketi altında zemindeki r_u değerlerinde iyileştirme öncesine göre etkili bir performansın elde edilemediği, iyileştirme öncesi ve sonrasında yaklaşık olarak benzer bir r_u mertebelerinin elde edildiği Şekil 5.20'de görülmektedir. İyileştirme

öncesinde zeminde r_u değerleri yaklaşık 10. saniyeden itibaren 1,0 değerine ulaşırken, iyileştirme sonrasında r_u değerlerinin derinliğe bağlı olarak $r_u=0,8-0,9$ arasında değiştiği görülmektedir. Dolayısıyla, sayısal analizler sonucunda yüksek girdi deprem hareketi altında YMK ile yapılan iyileştirmeler neticesinde çevre zemindeki kayma gerilmelerinde, kayma şekil değiştirmelerinde ve artık boşluk suyu basıncı oranlarında beklenen azalmanın meydana gelmediği görülmüştür.

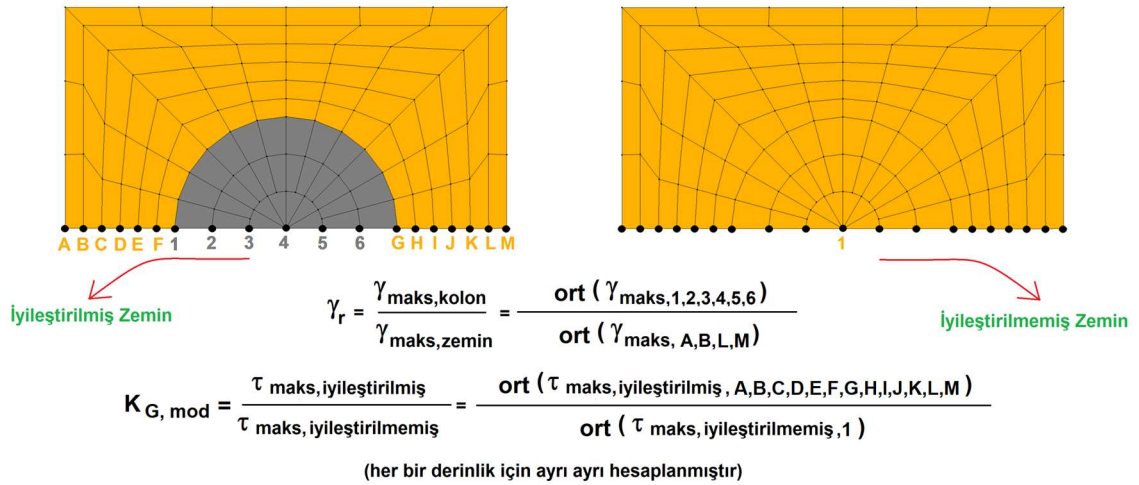
5.4.5 Kayma Gerilmesi Azaltma Oranlarının ve Kayma Şekil Değiştirmesi Uyumluluğunun İncelenmesi

Bu bölümde, sayısal olarak modellenen santrifüj deneyine ait sismik kayma gerilmesi azaltma faktörü (K_G) ile YMK ve çevre zeminin yapmış olduğu kayma şekil değiştirmesi oranlarının (γ_r) derinlik boyunca değişimi incelenmiştir. Sismik kayma gerilmesi azaltma faktörü ve kayma şekil değiştirmesi oranı sayısal analiz sonuçlarından elde edilerek Baez (1995) [9] ve Rayamajhi vd. (2014) [24] tarafından sunulan yöntemler ile karşılaştırılmıştır. Bu karşılaştırmalar sonucunda, YMK'ların sıvılaştırılabilir bir zemindeki etkinliği kayma gerilmeleri ve kayma şekil değiştirmeleri açısından incelenmiştir.

Bilindiği üzere, Baez (1995) [9] tarafından kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu kabulünde $\gamma_r= 1,0$ alınmakta ve YMK ile çevresinde yer alan zemin ile eşit kayma şekil değiştirmeleri yaptığı ifade edilmektedir (bkz. Bölüm 2.3.5 ve Bölüm 4.4.5). Rayamajhi vd. 2014 [24] tarafından yapılan çalışmada ise γ_r değerinin 1.0 olmadığı, G_r artışına bağlı olarak azaldığı Denklem 2.24 ile ifade edilmiştir. Rayamajhi vd. 2014 [24] tarafından yapılan γ_r hesaplamalarında, kayma gerilmeleri azaltma faktörünün maksimum olduğu andaki YMK'un ve çevresinde yer alan zeminin kayma şekil değiştirmelerinin oranları kullanılmıştır. Santrifüj deneyinde YMK ve çevre zemin arasındaki kayma modülü oranları $G_r=9,8$ verildiği için Denklem 2.24 yardımı ile $\gamma_r= 0,196$ olarak elde edilmiştir. Bu tez çalışmasında hesaplanan γ_r değerleri ise, YMK'un ve çevre zeminin yapmış oldukları maksimum kayma şekil değiştirmelerinin oranlarının alınması ile elde edilmiştir. Hesap yöntemine ait bir gösterim Şekil 5.21'de sunulmaktadır. Hesap adımlarını basite indirgeyebilmek için sayısal modelin sadece x eksenini doğrultusunda yer alan düğüm noktalarındaki değerler kullanılmış ve γ_r aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır:

Bu çalışmada, γ_r ifadesi YMK'nın yapmış olduğu maksimum kayma şekil değiştirmesinin çevresinde yer alan zemine ait maksimum kayma şekil değiştirmesine oranı olarak ifade

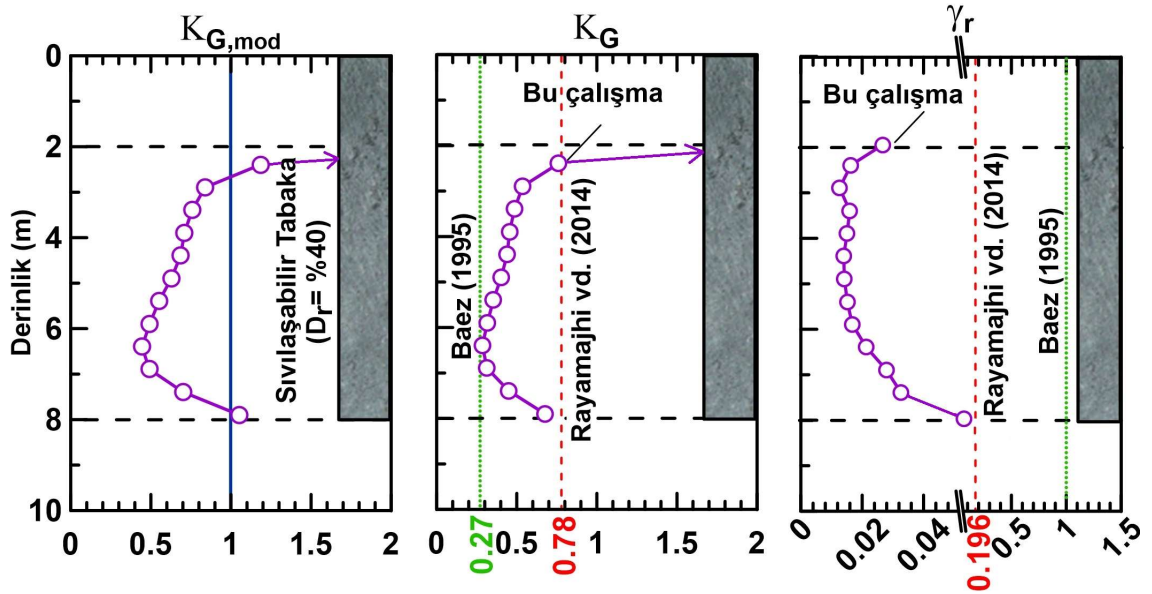
edilmiştir. Şekil 5.21’de gösterildiği gibi YMK için 1, 2, 3, 4, 5 ve 6 ile gösterilen düğüm noktalarından elde edilen kayma şekil değiştirmelerinin ortalamaları alınmıştır. YMK içerisinde yer alan düğüm noktalarından elde edilen kayma şekil değiştirmelerinde x eksenini boyunca ciddi değişimler yaşanmadığı için hesaplarda bütün bu noktaların aritmetik ortalaması alınmıştır. Ancak YMK çevresinde yer alan zeminde meydana gelen kayma şekil değiştirmelerinin bu şekilde oluşmadığı görülmüştür. Şekil 5.17 ve Şekil 5.18’de görüldüğü üzere, YMK’un çeper yüzeyine yakın bölgelerde kayma şekil değiştirmesi yığılmaları oluşmaktadır. Bu nedenle zemine ait kayma şekil değiştirmelerinin ortalama hesabı yapılırken, kayma şekil değiştirmesi değişimlerinin yaklaşık olarak sabit bir değer aldığı YMK yüzeyinden uzak noktalar kullanılmıştır. Dolayısıyla, çevre zemine ait kayma şekil değiştirmelerinin aritmetik ortalaması hesaplanırken sadece YMK’un sağında ve solunda yer alan en uzak iki düğüm noktası seçilerek (A, B, L ve M düğüm noktaları) γ_r değerleri hesaplanmıştır.



Şekil 5.21 γ_r ve $K_{G,mod}$ değerleri için kullanılan hesap yöntemleri

Sayısal analizlerden elde edilen veriler ile kayma gerilmesi azaltma oranı ($K_{G,mod}$) hesabı yapılırken, iyileştirilmiş zemine ait maksimum kayma gerilmelerinin aritmetik ortalamalarının iyileştirilmemiş zeminde meydana gelen maksimum kayma gerilmesine oranı alınmıştır. Şekil 5.21’de $K_{G,mod}$ hesabında kullanılan düğüm noktaları gösterilmektedir. Burada iyileştirilmiş zemin için A, B, C, D, E, F, G, H, I, J, K, L ve M düğüm noktalarından elde edilen değerler, iyileştirilmemiş zemin için ise sadece 1 numaralı düğüm noktasından elde edilen veriler kullanılmıştır. İyileştirilmemiş zemin içerisinde düğüm noktasına bağlı olarak kayma gerilmelerinde belirgin bir değişim gözlemlenmediği için sadece bir adet noktadan elde edilen veriler kullanılmıştır. Bölüm

4'te anlatıldığı üzere, K_G değerlerinin elde edilebilmesi için zemin büyütme etkilerinin dikkate alınarak $K_{G,mod}$ değerlerinden çıkartılması gerekmektedir. Bunun için Denklem 4.21 ile sayısal analizlerden elde edilen $K_{G,mod}$ ifadesi büyütme etkilerinin yer almadığı kayma gerilmesi azaltma faktörüne (K_G) dönüştürülebilir. Böyle bir uygulama ile literatürde zemin büyütme etkileri dikkate alınmadan hesaplanan K_G değerleri ile sayısal analizlerden elde edilen verilerin bir karşılaştırması yapılabilmektedir. Şekil 5.22 ve Şekil 5.23'te sayısal analizlerden elde edilen $K_{G,mod}$, K_G ve γ_r değerlerinin düşük ve yüksek girdi deprem hareketleri altında derinlikle değişimleri gösterilmektedir. Ayrıca sayısal analiz sonuçlarından elde edilen K_G değerleri Baez (1995) [9] ve Rayamajhi vd. (2014) [24] tarafından sunulan K_G eşitlikleri ile kıyaslanarak bir değerlendirme yapılmıştır. Şekil 5.22 ve Şekil 5.23'te sunulan ve Baez (1995) [9] tarafından elde edilen veriler Denklem 2.13 ile Rayamajhi vd. (2014) [24] tarafından elde edilen veriler ise Denklem 2.23 kullanılarak hesaplanmıştır.

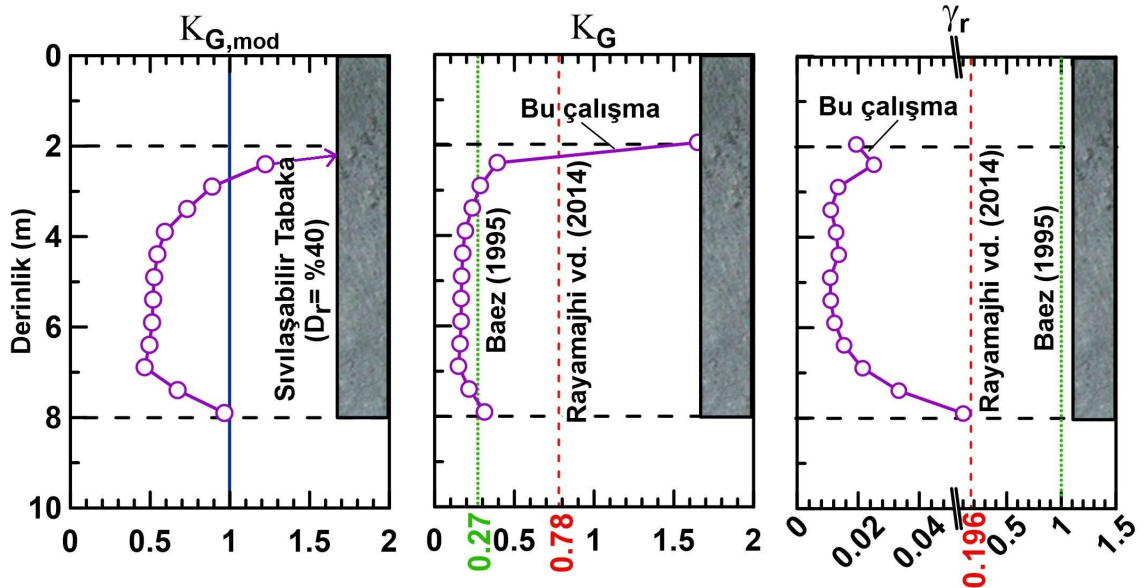


Şekil 5.22 $K_{G,mod}$, K_G ve γ_r sayısal analiz sonuçlarının diğer yöntemler ile karşılaştırılması (0,12g)

Şekil 5.22'de düşük bir girdi deprem hareketi altında γ_r değerlerinin sıvılaşabilir zemin içerisindeki derinlikle değişimi incelendiğinde, yukarıda anlatılan hesap adımları kullanılarak sayısal analizlerden elde edilen γ_r değerlerin çok küçük bir aralıkta kaldığı ve γ_r 'nin derinlik boyunca ortalama 0,02-0,04 civarında değiştiği görülmüştür. Bulunan bu değerlerin Baez (1995) [9] ile Rayamajhi vd. (2014) [24] tarafından γ_r için sunulan değerlerin oldukça uzağında kaldığı görülmektedir. Benzer bir değişim aralığı, yüksek girdi deprem hareketi neticesinde elde edilen sonuçlardan da elde edilmiştir. Buna göre,

Şekil 5.23 incelendiğinde 0,46g’lik bir girdi deprem hareketinin etki etmesi neticesinde γ_r değerlerinin yine 0,02-0,04 aralığında değiştiği görülmektedir. Bu sonuçlara göre, girdi deprem hareketinin kayma şekil değiştirmesi oranı üzerinde çok etkisinin olmadığı ve YMK’lar ile çevre zemin arasında kayma şekil değiştirmesi uyumluluğunun ($\gamma_r = 1,0$) olmadığı görülmektedir.

Şekil 5.22’de sayısal analizler sonucunda düşük girdi deprem hareketi altında elde edilen K_G değerlerinin derinlikle değişimine incelendiğinde, sayısal analizler sonucunda elde edilen K_G değerlerinin Rayamajhi vd. (2014) [24] ve Baez (1995) [9] tarafından sunulan denklemlerden elde edilen değerlerin arasında kaldığı görülmüştür. Bu sonuçlar ışığında, sayısal analizlerde nonlinear çözümler kullanılarak elde edilen kayma gerilmesi azaltma faktörlerinin (K_G) Rayamajhi vd. (2014) [24] ve Baez (1995) [9] tarafından sunulan lineer-elastik çözümler ile uyuşmadığı görülmektedir. Ancak, yakınlık olarak bir karşılaştırma yapıldığında, Baez (1995) [9] tarafından sunulan denklemden elde edilen K_G değerlerine daha yakın sonuçlar elde edilmiştir. Şekil 5.23’te yüksek bir girdi deprem hareketi sonucunda sayısal analizlerden elde edilen K_G sonuçları incelendiğinde, sayısal analiz verilerinin Baez (1995) [9] tarafından sunulan değerlerden küçük olduğu ve düşük girdi deprem hareketi altında elde edilen değerlerle yaklaşık benzer mertebelerde değişkenlik gösterdiği görülmektedir.



Şekil 5.23 $K_{G,mod}$, K_G ve γ_r sayısal analiz sonuçlarının diğer yöntemler ile karşılaştırılması (0,46g)

Şekil 5.22’de düşük girdi deprem hareketi altında zemin büyütme etkilerinin dikkate alınarak hesaplandığı modifiye edilmiş kayma gerilmesi ($K_{G,mod}$) azaltma faktörünün derinlikle değişimi incelendiğinde, Şekil 5.23’te yüksek girdi deprem hareketi sonucunda elde edilen değerlere oldukça yakın çıktığı görülmüştür. Buna göre, her iki girdi deprem hareketi sonucunda sıvılaşabilir zemin içerisindeki modifiye edilmiş kayma gerilmesi azaltma oranları incelendiğinde yapılan YMK uygulaması ile iyileştirilmemiş durumda zeminde meydana gelen kayma gerilmelerinde iyileştirilmiş duruma göre yaklaşık 0,7 katlık bir azalmanın meydana geldiği görülmüştür. Bu sonuçlara göre, girdi deprem hareketinin değişmesi ile beraber K_G değerlerinde değişimler gözlemlenirken $K_{G,mod}$ ve γ_r değerlerinde ciddi değişimler yaşanmamıştır. Bu durum, YMK ile iyileştirilmiş zeminin büyütme etkisinin iyileştirme faktörü üzerinde etkisi olduğunu göstermiştir.

5.5 Bölüm Özeti ve Sonuçlar

Bu bölümde, OpenSeesPL programı ile PDMY ve PIMY modellerinden faydalanarak literatürde yer alan bir santrifüj deneyi sayısal olarak modellenmiş ve elde edilen sonuçlar değerlendirilmiştir. Elde edilen verilerden genel olarak şu sonuçlara ulaşılmıştır;

- Sıvılaşabilir zemini modellemek için kullanılan PDMY modelin özellikle yüksek girdi deprem hareketi altında sıvılaşma başlangıcını, artık boşluk suyu basıncı oluşumunu ve boşluk suyu basıncı sönümlenmelerini iyi bir şekilde modelleyebildiği görülmüştür. Ancak, düşük girdi deprem hareketi altında artık boşluk suyu basıncı sonuçlarının santrifüj deneyi sonuçları ile çok uyuşmadığı ve aralarında farklılıkların bulunduğu görülmüştür. UBC3D-PLM model ile karşılaştırıldığında, PDMY modelin artık boşluk suyu basıncının sönümlenmesini modellemede daha kuvvetli bir model olduğu ifade edilebilir.
- PDMY kullanılarak artık boşluk suyu basınçları için elde edilen modelleme kapasitesinin ve yatay deplasman değerlerinden elde edilen veriler için de geçerli olduğu görülmüştür. Özellikle iyileştirilmiş zemin profili için sayısal analiz ve santrifüj deney sonuçlarından elde edilen deplasman değişimlerine bakıldığında oldukça tutarlı değerlerin elde edildiği görülmüştür. Ancak benzer başarılı sonuçlar iyileştirilmemiş zemin profillerinden elde edilememiştir. Bunun sonucunun da gerçekte sıvılaşma esnasında zeminlerin permeabilitesinin zamana bağlı olarak değişkenlik göstermesinden kaynaklandığı düşünülmektedir. Bilindiği üzere, sıvılaşma başlangıcında, süresince ve sonrasında zeminin

permeabilitesinin sabit kalmadığı ve değişkenlik gösterdiği için OpenSeesPL’de sayısal analizlerde her bir zemin için sabit bir permeabilite katsayısı girilmesinin iyileştirilmemiş zemin profilinde deplasmanlar açısından istenilen seviyelere ulaşamamasına neden olduğu düşünülmektedir. Bu problemin OpenSeesPL’de model kodunun içerisine zamana ve r_u değişimine bağlı bir permeabilite fonksiyonunun eklenmesiyle çözüleceği ve deneysel ile sayısal analizler sonucunda elde edilecek oturma değerlerinin (ya da artık boşluk suyu basınçlarının) birbirine daha yakın çıkacağı düşünülmektedir.

- İvme değerlerinin zamanla değişimlerine bakıldığında ise birkaç derinlik noktası hariç PDMY modelden elde edilen sonuçların santrifüj deney sonuçları ile benzer çıktığı görülmüştür. Özellikle iyileştirilmiş durumda zemin yüzeyinde elde edilen spektral ivme değişimlerinin deneysel verilerle oldukça uyumlu olduğu görülmüştür. Kolon yüzeyinde elde edilen spektral ivme karşılaştırmalarının ise zemin yüzeyinden elde edilen karşılaştırma sonuçlarına göre daha uyumsuz olduğu görülmüştür.
- Belirli derinliklerdeki kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirmesi değerlerinin x eksenini doğrultusunda değişimleri incelendiğinde, YMK uygulaması ile çevre zemindeki sismik kayma gerilmesi değerlerinde iyileştirilmemiş duruma göre azalmaların sağlandığı ancak yüzeye yakın bölgelerde sismik kayma gerilmelerinde iyileştirilmemiş duruma göre artışların yaşandığı görülmüştür. Buna göre, zemin içerisinde rijit kolonların oluşturulması çevre zeminde sismik kayma gerilmelerinin artmasına veya azalmasına neden olabilmektedir. Bunun yanında, kayma şekil değiştirmelerinin x eksenini doğrultusunda değişimine bakıldığında YMK yüzeyinde kayma şekil değiştirmelerinin en yüksek değerlere ulaştığı ve belirli bir mesafeden sonra ise kayma şekil değiştirmelerinin sabit bir değerde kaldığı görülmüştür.
- YMK’lar ile çevre zemin arasındaki kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu incelendiğinde sayısal analizler sonucunda elde edilen γ_r değerlerinin literatürde yer alan değerlerden küçük olduğu görülmüştür. Bu durumda, zemin ile YMK arasında kayma şekil değiştirmesi uyumluluğunun yer almadığı sonucuna ulaşılmıştır. Ayrıca yapılan analizler sonucunda YMK’ların çevre zemindeki kayma gerilmelerini azaltmada beklenenden daha az etkili oldukları hatta zemin

yüzeyine yakın bölgelerde zeminde sismik kayma gerilmelerinde artışlara neden olabileceği görülmüştür.

- Yapılan 3D analizler sonrasında OpenSeesPL ile gerçekleştirilen sayısal analizlerde santrifüj deneyine ait pek çok verinin bazı noktalar hariç iyi bir şekilde modellenbildiği görülmüştür. Bir sonraki bölümde OpenSeesPL programı ile hipotetik bir sıvılaştırılabilir zemin tabakası oluşturularak bu zemin üzerinde çeşitli parametrik analizler gerçekleştirilmiştir. Yapılan parametrik analizlerde kullanılan zemin profili özellikleri bu bölümde anlatılan kalibre edilmiş zemin parametrelerinden oluşturulmuştur. Parametrik analizlerle, sıvılaştırılabilir bir zemindeki YMK davranışı pek çok açıdan incelenmiş ve değerlendirmeler yapılmıştır.

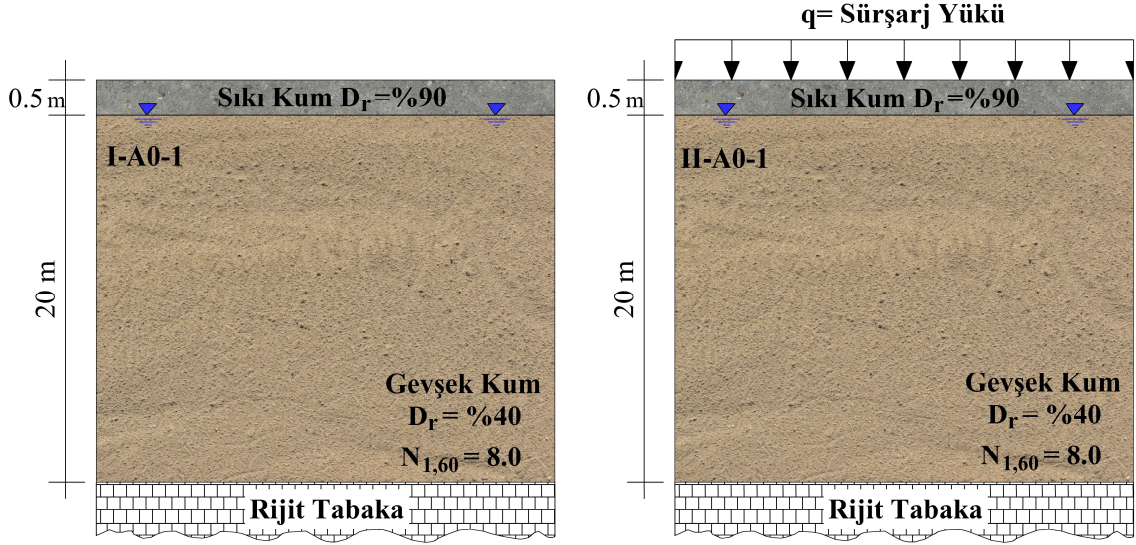
YMK İLE İYİLEŞTİRİLMİŞ SIVILAŞABİLİR ZEMİNLERİN DAVRANIŞININ PARAMETRİK ANALİZLER İLE İNCELENMESİ

Bu bölümde, hipotetik bir sıvılaştırılabilir zemin profili oluşturularak, OpenSeesPL programı ile profil üzerinde 3D nonlinear sayısal analizler gerçekleştirilmiş ve çeşitli parametrik değerlerin etkileri incelenmiştir. Parametrik çalışmalardan elde edilen sonuçlar hem iyileştirilmiş hem de iyileştirilmemiş durum için karşılaştırılarak farklı etkenler altında yapılan iyileştirmenin verimliliği araştırılmıştır. Bölüm 5'te yer alan kalibre edilmiş malzemeler kullanılarak zemin profili ve iyileştirmede kullanılan YMK'lar oluşturulmuş ve sayısal analizler gerçekleştirilmiştir. Modelleme aşamasında birim hücre modeli kullanılarak 400 adet sayısal analiz gerçekleştirilmiştir. 400 adet sayısal analizin 200 adedi serbest saha koşullarını dikkate alacak şekilde geriye kalan 200 adet sayısal analiz ise zemin yüzeyine bir sürşarj yükünün etki etmesi durumu için gerçekleştirilmiştir. Ayrıca, sayısal analiz sonuçlarının literatürdeki bazı çalışmalar ile karşılaştırılması yapılarak üzerinde değerlendirilmelerde bulunulmuştur. Parametrik çalışmalara ait detaylı açıklamalar aşağıdaki bölümlerde sunulmaktadır.

6.1 Parametrik Analizler için Oluşturulan Hipotetik Zemin Profili

OpenSeesPL programı kullanılarak hipotetik bir sıvılaştırılabilir zemin profili oluşturulmuş ve profil içerisine yüksek modüllü kolonlar yerleştirilerek, kolonların zemin iyileştirme üzerine etkileri farklı parametrik özellikler dikkate alınarak sayısal analizlerle incelenmiştir. Hipotetik olarak oluşturulan iyileştirilmemiş zemin profiline ait görünüm Şekil 6.1'de gösterilmektedir. Şekil 6.1'de görüldüğü üzere zemin profili iki farklı tabaka olacak şekilde oluşturulmuştur. Üst tabakada 0,5m kalınlığında sıvılaştırmayan $D_r = \%90$ sıklığa sahip sıkı bir kum tabakası, alt kısımda ise sıvılaştırılabilir $D_r = \%40$ sıklığa ve 20 m kalınlığa sahip bir gevşek kum tabakası yer almaktadır. Zemin profilinin en alt

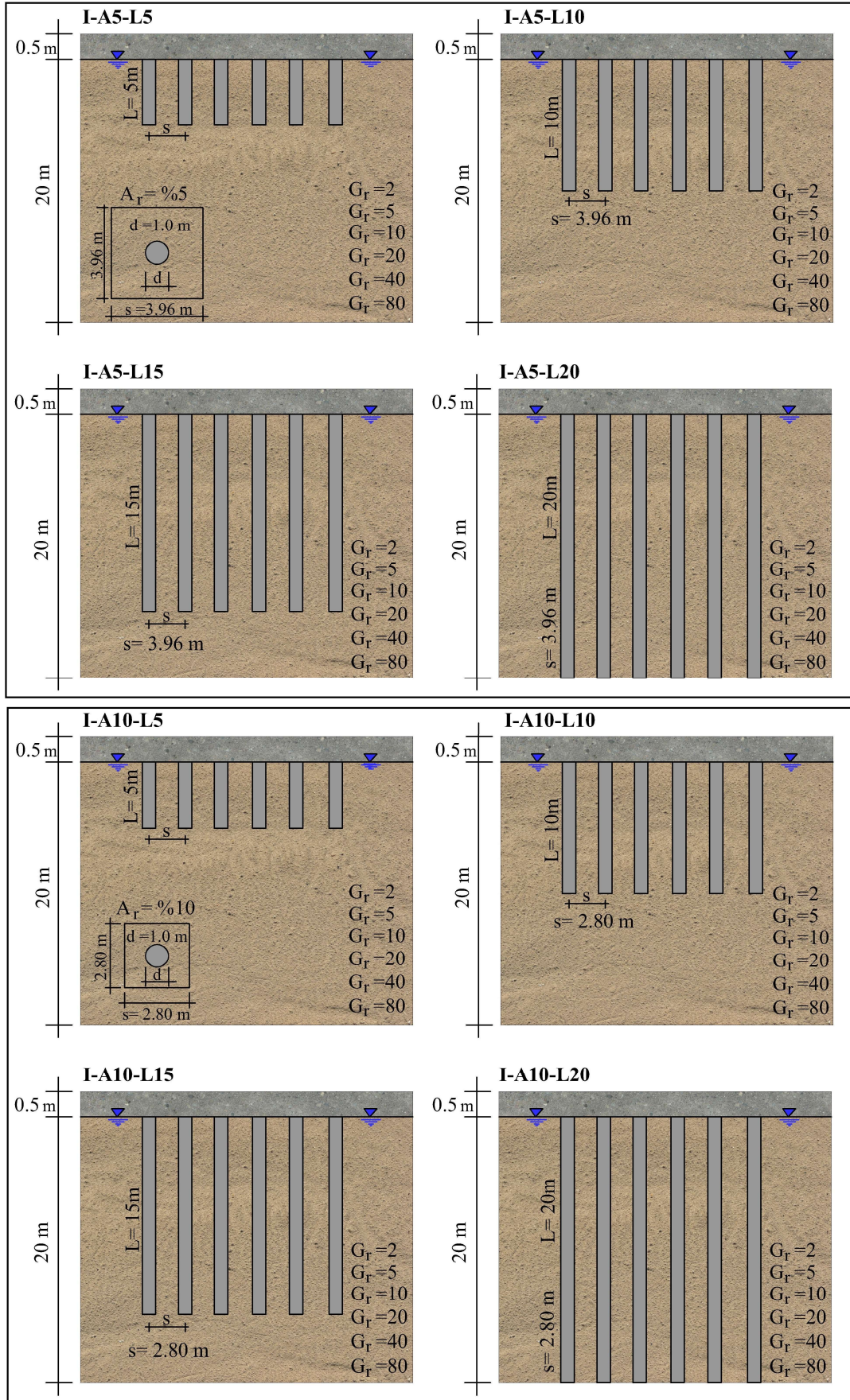
katmanında ise rijit bir tabaka oluşturularak girdi deprem hareketinin bu tabakadan verilmesi sağlanmıştır. Bütün sayısal analizlerde yer altı su seviyesi 0,5 m derinlikte olacak şekilde zemin profili oluşturulmuştur.



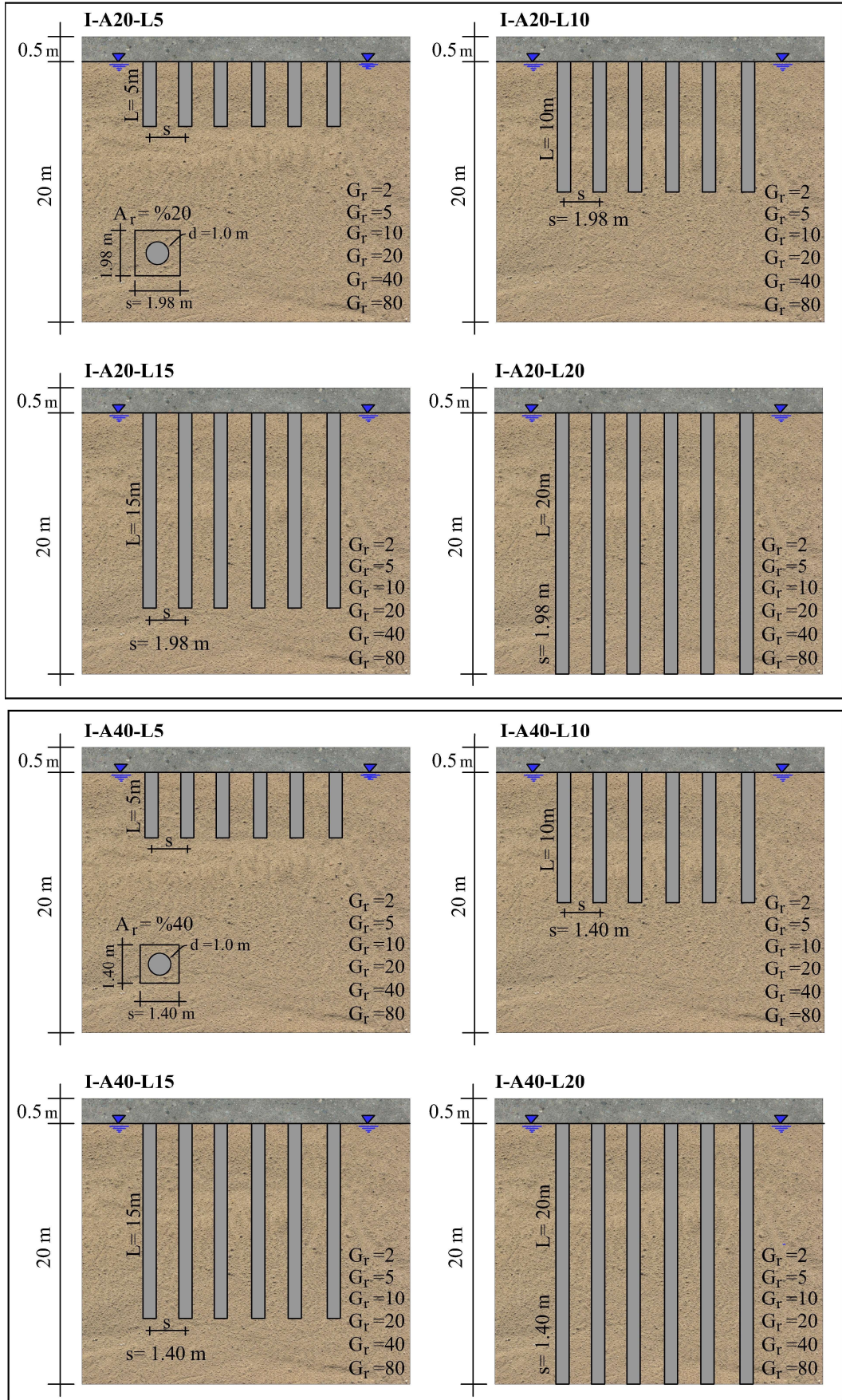
Şekil 6.1 Hipotetik zemin profili özellikleri

6.2 Birim Hücre Modeli ile Gerçekleştirilen Analizler

Sayısal modelleme aşamasında farklı özellikteki parametrik etkilerin hızlı ve doğru bir şekilde analizlerinin yapılabilmesi için oluşturulan zemin modeli basitleştirilerek bütün bir profili ve çok sayıdaki YMK'ü modellemek yerine Bölüm 5'te de detaylıca anlatıldığı üzere birim hücre modeli kullanılarak sayısal analizler gerçekleştirilmiştir. Birim hücre modeli kullanılarak gerçekleştirilen sayısal analizler, sürşarj yükü etkilerinin dikkate alınmadığı serbest saha koşulu (Durum I) ve sürşarj yükü etkilerinin dikkate alındığı (Durum II) durumlar düşünülerek gerçekleştirilmiştir. Ayrıca iyileştirilmiş durumu temsil etmesi için zemin içerisine farklı özelliklerde YMK'lar oluşturularak iyileştirilmiş zemin profiline ait analizler yapılmıştır. Parametrik analizlerde, iyileştirme derinliği (L/d oranı, YMK boyu/YMK çapı), rijitlik oranı (G_r) ve alan yer değiştirme oranı (A_r) gibi faktörlerin etkileri dikkate alınmıştır. İyileştirilmiş zemin profillerine ait görünüm Şekil 6.2 ve 6.3'te gösterilmektedir. Şekillerden de görüldüğü üzere parametrik analizlerde YMK çapları analizlerde sabit olacak şekilde 1,0 m seçilmiş ve buna bağlı olarak L/d oranları 5, 10, 15 ve 20 olacak şekilde belirlenmiştir. Ayrıca YMK'lara ait G_r oranları 2, 5, 10, 20, 40 ve 80 aralığında değiştirilerek farklı rijitliklerdeki YMK'ların sayısal analizlere etkileri incelenmiştir. Gerçekleştirilen sayısal analizlere ait detaylı bir liste görünümü Çizelge 6.1'de sunulmaktadır.



Şekil 6.2 $A_r = 5\%$ ve $A_r = 10\%$ için iyileştirilmiş zemin profili özellikleri

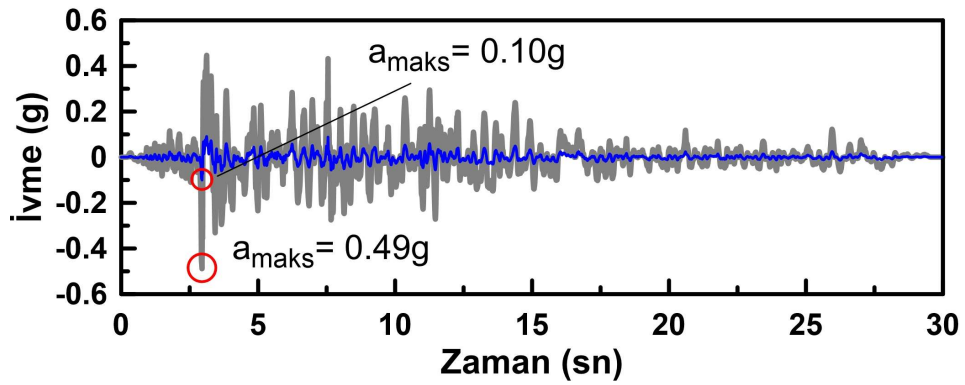


Şekil 6.3 $A_r = 20\%$ ve $A_r = 40\%$ için iyileştirilmiş zemin profili özellikleri

Çizelge 6.1 Parametrik analizlerde kullanılan 400 adet sayısal modele ait detaylar

Model Numarası	amaks (g)	Ar (%)	s x s (m ²)	L/d	Gr	Analiz Sayısı
Durum I (Sürşarj Etkisi Yok)						
I-A0-1	0,10-0,49	-	-	-	-	2
I-A5-L5	0,10-0,49	5	3,96 ²	5	2, 5, 10, 20, 40, 80	12
I-A5-L10	0,10-0,49	5	3,96 ²	10	2, 5, 10, 20, 40, 80	12
I-A5-L15	0,10-0,49	5	3,96 ²	15	2, 5, 10, 20, 40, 80	12
I-A5-L20	0,10-0,49	5	3,96 ²	20	2, 5, 10, 20, 40, 80	12
I-A0-2	0,10-0,49	-	-	-	-	2
I-A10-L5	0,10-0,49	10	2,80 ²	5	2, 5, 10, 20, 40, 80	12
I-A10-L10	0,10-0,49	10	2,80 ²	10	2, 5, 10, 20, 40, 80	12
I-A10-L15	0,10-0,49	10	2,80 ²	15	2, 5, 10, 20, 40, 80	12
I-A10-L20	0,10-0,49	10	2,80 ²	20	2, 5, 10, 20, 40, 80	12
I-A0-3	0,10-0,49	-	-	-	-	2
I-A20-L5	0,10-0,49	20	1,98 ²	5	2, 5, 10, 20, 40, 80	12
I-A20-L10	0,10-0,49	20	1,98 ²	10	2, 5, 10, 20, 40, 80	12
I-A20-L15	0,10-0,49	20	1,98 ²	15	2, 5, 10, 20, 40, 80	12
I-A20-L20	0,10-0,49	20	1,98 ²	20	2, 5, 10, 20, 40, 80	12
I-A0-4	0,10-0,49	-	-	-	-	2
I-A40-L5	0,10-0,49	40	1,40 ²	5	2, 5, 10, 20, 40, 80	12
I-A40-L10	0,10-0,49	40	1,40 ²	10	2, 5, 10, 20, 40, 80	12
I-A40-L15	0,10-0,49	40	1,40 ²	15	2, 5, 10, 20, 40, 80	12
I-A40-L20	0,10-0,49	40	1,40 ²	20	2, 5, 10, 20, 40, 80	12
Durum II (Sürşarj Etkisi Var)						
II-A0-1	0,10-0,49	-	-	-	-	2
II-A5-L5	0,10-0,49	5	3,96 ²	5	2, 5, 10, 20, 40, 80	12
II-A5-L10	0,10-0,49	5	3,96 ²	10	2, 5, 10, 20, 40, 80	12
II-A5-L15	0,10-0,49	5	3,96 ²	15	2, 5, 10, 20, 40, 80	12
II-A5-L20	0,10-0,49	5	3,96 ²	20	2, 5, 10, 20, 40, 80	12
II-A0-2	0,10-0,49	-	-	-	-	2
II-A10-L5	0,10-0,49	10	2,80 ²	5	2, 5, 10, 20, 40, 80	12
II-A10-L10	0,10-0,49	10	2,80 ²	10	2, 5, 10, 20, 40, 80	12
II-A10-L15	0,10-0,49	10	2,80 ²	15	2, 5, 10, 20, 40, 80	12
II-A10-L20	0,10-0,49	10	2,80 ²	20	2, 5, 10, 20, 40, 80	12
II-A0-3	0,10-0,49	-	-	-	-	2
II-A20-L5	0,10-0,49	20	1,98 ²	5	2, 5, 10, 20, 40, 80	12
II-A20-L10	0,10-0,49	20	1,98 ²	10	2, 5, 10, 20, 40, 80	12
II-A20-L15	0,10-0,49	20	1,98 ²	15	2, 5, 10, 20, 40, 80	12
II-A20-L20	0,10-0,49	20	1,98 ²	20	2, 5, 10, 20, 40, 80	12
II-A0-4	0,10-0,49	-	-	-	-	2
II-A40-L5	0,10-0,49	40	1,40 ²	5	2, 5, 10, 20, 40, 80	12
II-A40-L10	0,10-0,49	40	1,40 ²	10	2, 5, 10, 20, 40, 80	12
II-A40-L15	0,10-0,49	40	1,40 ²	15	2, 5, 10, 20, 40, 80	12
II-A40-L20	0,10-0,49	40	1,40 ²	20	2, 5, 10, 20, 40, 80	12
Toplam Analiz Sayısı						400

Kolon yerleşim özelliklerinin sayısal analizlerdeki etkilerini görebilmek için YMK'lar farklı alan yer değiştirme oranları kullanılarak zemin içerisine oluşturulmuşlardır. Sayısal analizlerde alan yer değiştirme oranları ise %5, %10, %20 ve %40 aralığında seçilmiştir. $A_r = \%5$ olan iyileştirilmiş bir zemin profili için birim hücre boyutları 3,96m x 3,96m, $A_r = \%10$ için 2,80m x 2,80m, $A_r = \%20$ için 1,98m x 1,98m ve $A_r = \%40$ için 1,40m x 1,40m olacak şekilde modellenmiştir. Şekil 6.2 ve Şekil 6.3'te gösterilen sayısal modeller için gerçekleştirilen analizlerin benzer bir hali üzerinde sürşarj yükü etkisinin dikkate alındığı modellerde de kullanılmıştır. Birim hücre modellerinde, Çizelge 6.1'den de görüldüğü üzere 200 adet sürşarj yükü etkisinin olmadığı 200 adet sürşarj yükü etkilerinin dikkate alındığı toplamda 400 adet sayısal analiz gerçekleştirilmiştir. Analizlerde deprem kaydı olarak IZT090 istasyonundan alınan girdi deprem hareketinin farklı pik ivme değerleri (0,49g ve 0,1g) kullanılmıştır. IZT090 istasyonunun 0,49g ve 0,1g büyüklüğündeki kayıtlarına ait görünüm Şekil 6.4'te gösterilmektedir.



Şekil 6.4 Sayısal analizlerde kullanılan IZT090 istasyonuna ait deprem kayıtları

6.3 Birim Hücre Yöntemi ile Gerçekleştirilen Sayısal Analiz Sonuçlarından Elde Edilen Verilerin Değerlendirilmesi

Birim hücre sayısal analiz sonuçları kayma gerilmesi azaltma oranı (K_G), kayma şekil değiştirmesi oranı (γ_r), zemin yüzeyinde oluşan pik yüzey ivmelerin (PGA) elde edilmesi, maksimum ivme (a_{maks}) değişimlerinin incelenmesi, sıvılaşmaya karşı güvenlik sayılarının (F_s) incelenmesi, artık boşluk suyu basıncı oranlarının incelenmesi (r_u) ve zemin yüzeyinde meydana gelen yatay (u_x) ve düşey (u_y) deplasmanların değişiminin elde edilmesi şeklinde değerlendirilmiştir. Değerlendirmelerin her birisi serbest saha koşullarında ve sürşarj etkilerinin dikkate alındığı durum için iki farklı büyüklüğe sahip girdi deprem hareketi (0,1g ve 0,49g) altında ayrı ayrı değerlendirilmiştir. Elde edilen sonuçlar aşağıda detaylıca sunulmaktadır.

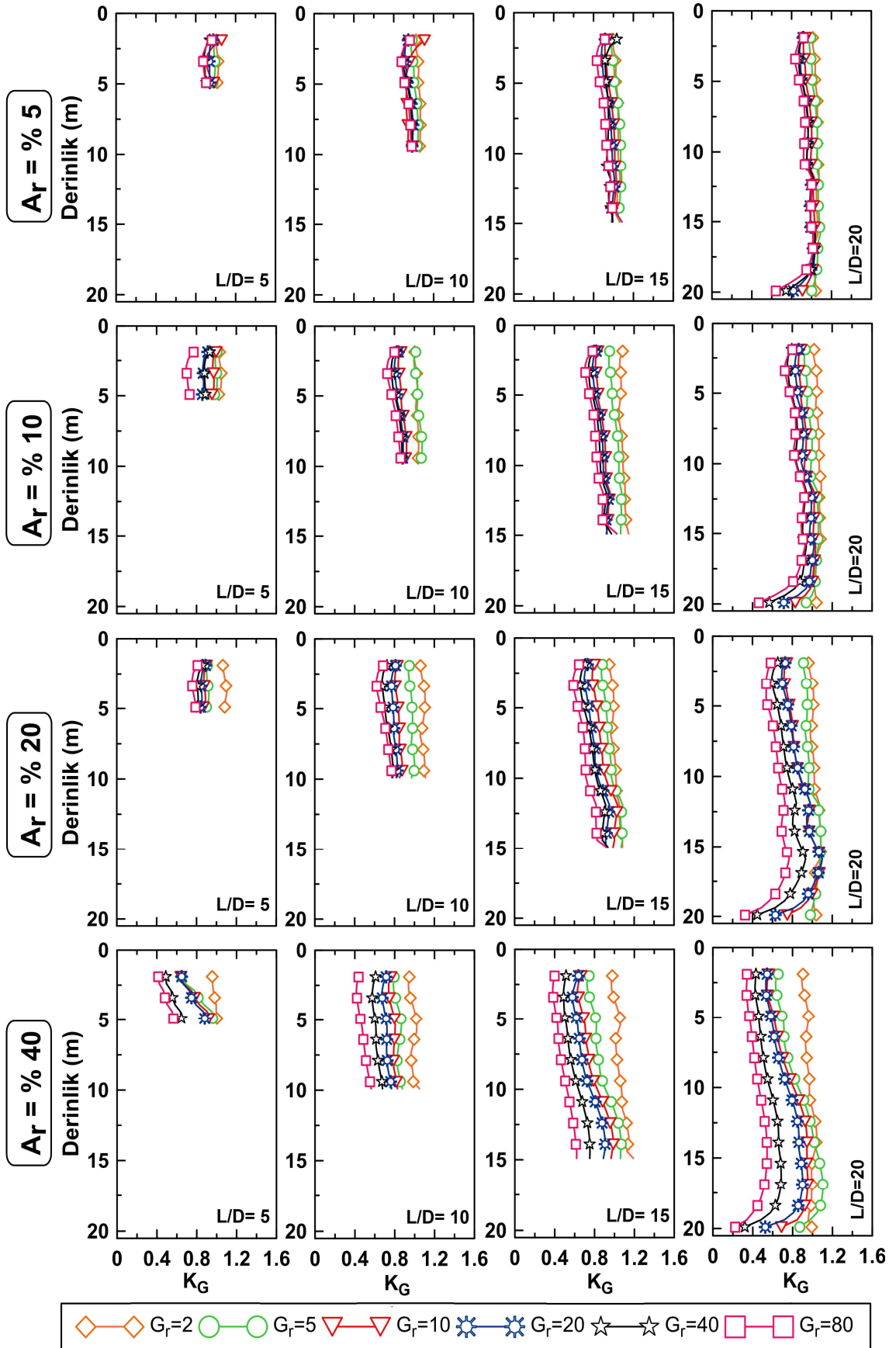
6.3.1 Serbest Saha Durumunda Elde Edilen Sonuçların İncelenmesi (Durum I)

Serbest saha durumunda (sürşarj yüklemesi yok iken) elde edilen sonuçların değerlendirilmesi aşağıda verilmiştir.

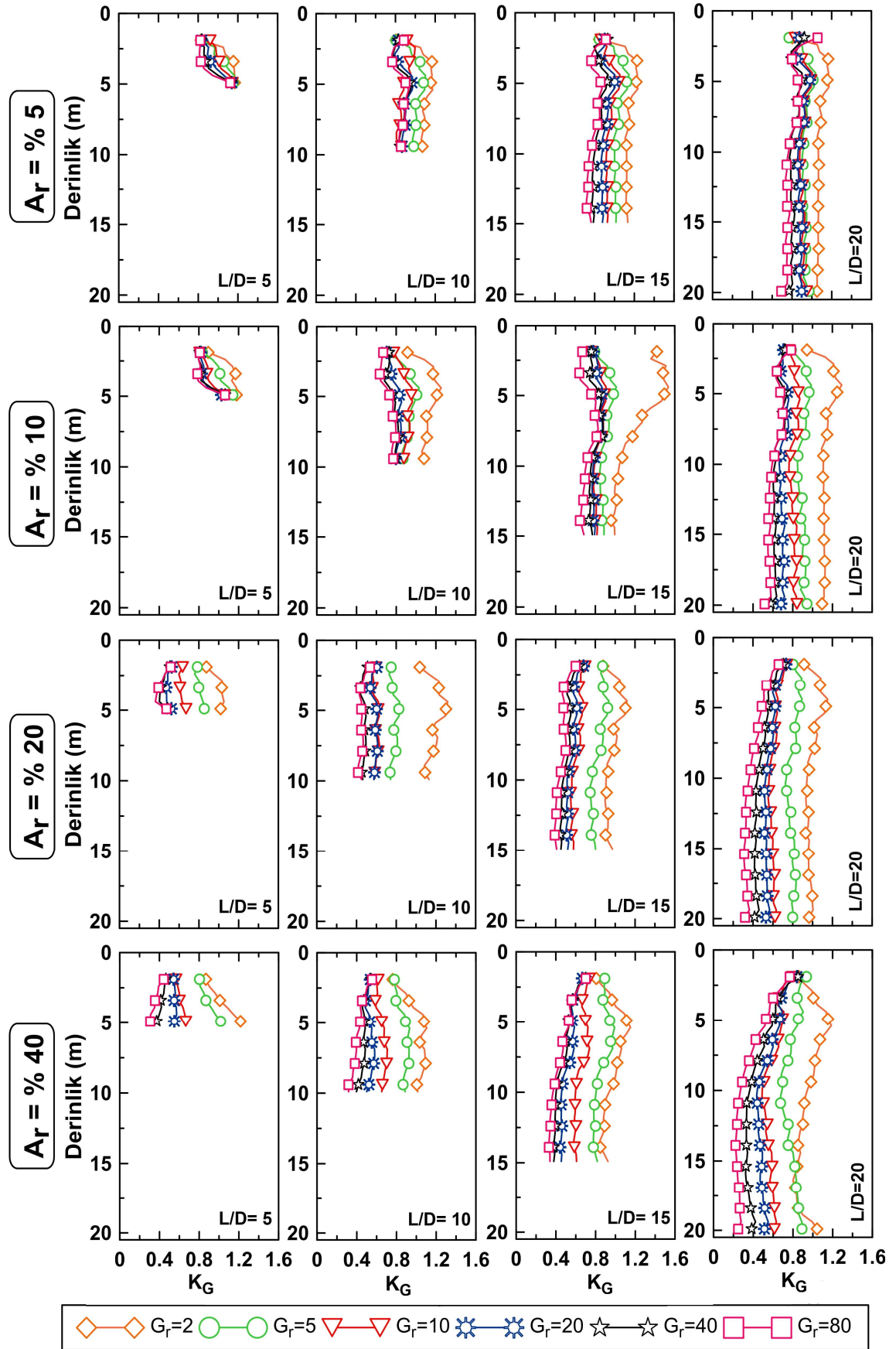
6.3.1.1 K_G ve γ_r Değerlerinin Değişiminin İncelenmesi

Sayısal analizler sonucunda 0,1g ve 0,49g'lik deprem büyüklükleri altında elde edilen kayma gerilmesi azaltma faktörlerinin (K_G) derinlikle değişimi Şekil 6.5 ve Şekil 6.6'da gösterilmektedir.

K_G değişimleri üzerinde etkin rol oynayan parametreleri görebilmek için K_G değerlerinin farklı a_{maks} , farklı A_r , farklı L/d ve farklı G_r durumları için derinlikle değişimleri çizilmiştir. İlk olarak farklı deprem büyüklükleri altında K_G değerlerinin derinlikle değişimi incelendiğinde, genel olarak Şekil 6.5 ve Şekil 6.6'da da görüldüğü üzere farklı büyüklüklere sahip deprem kayıtları altında K_G değişimlerinin benzer davranış sergilediği görülmektedir. Şekil 6.5 ve Şekil 6.6'da verilen değişimler daha detaylı olarak incelendiğinde, K_G üzerinde en etkin faktörün G_r parametresi olduğu görülmektedir. Buna göre, özellikle alan yer değiştirme oranının $A_r = \%40$ ve iyileştirme derinliğinin $L/d=20$ olduğu durumda kayma modülü oranı artışı (G_r) ile beraber K_G değerlerinde bir azalmanın meydana geldiği açıkça görülmektedir. G_r oranının artması ile beraber zemine etki edecek sismik kayma gerilmelerin azalacağı ve zeminde sismik etkiler açısından bir iyileştirme performansının elde edileceği görülmektedir. Bu etkinin $G_r=2$ ve $G_r=5$ gibi düşük kayma modülü oranları için pek geçerli olmadığı Şekil 6.5 ve Şekil 6.6'da görülmektedir. Buna göre, $G_r=2$ ve $G_r=5$ durumları incelendiğinde elde edilen K_G değerlerinin genelde 1,0'den büyük veya 1,0'e çok yakın aralıklarda değiştiği görülmektedir. Bu durum, zeminde sismik kayma gerilmelerinin kısmen azaltıldığı veya sismik kayma gerilmelerinin iyileştirilmemiş duruma göre daha da arttığı anlamına gelmektedir. A_r değişimlerinin K_G üzerindeki etkiler incelendiğinde, A_r değerlerinin azalmasıyla beraber K_G değerlerinin G_r 'den bağımsız olarak çok değişmediği ve değerlerinin genellikle birbirine yakın çıktığı görülmüştür. Özellikle $L/d=20$ değeri için, A_r değerleri $\%5$ dan $\%40$ 'a kadar incelendiğinde farklı G_r değerleri altında K_G oranlarının birbirine yaklaştığı görülmektedir. Yukarıda ifade edilen davranışların farklı iyileştirme derinliği durumları için de geçerli olduğu ve iyileştirme derinliğinin değişmesi ile beraber K_G değerlerinin farklı A_r ve farklı G_r değerlerinde benzer davranışlar sergilediği görülmektedir. Şekil 6.5

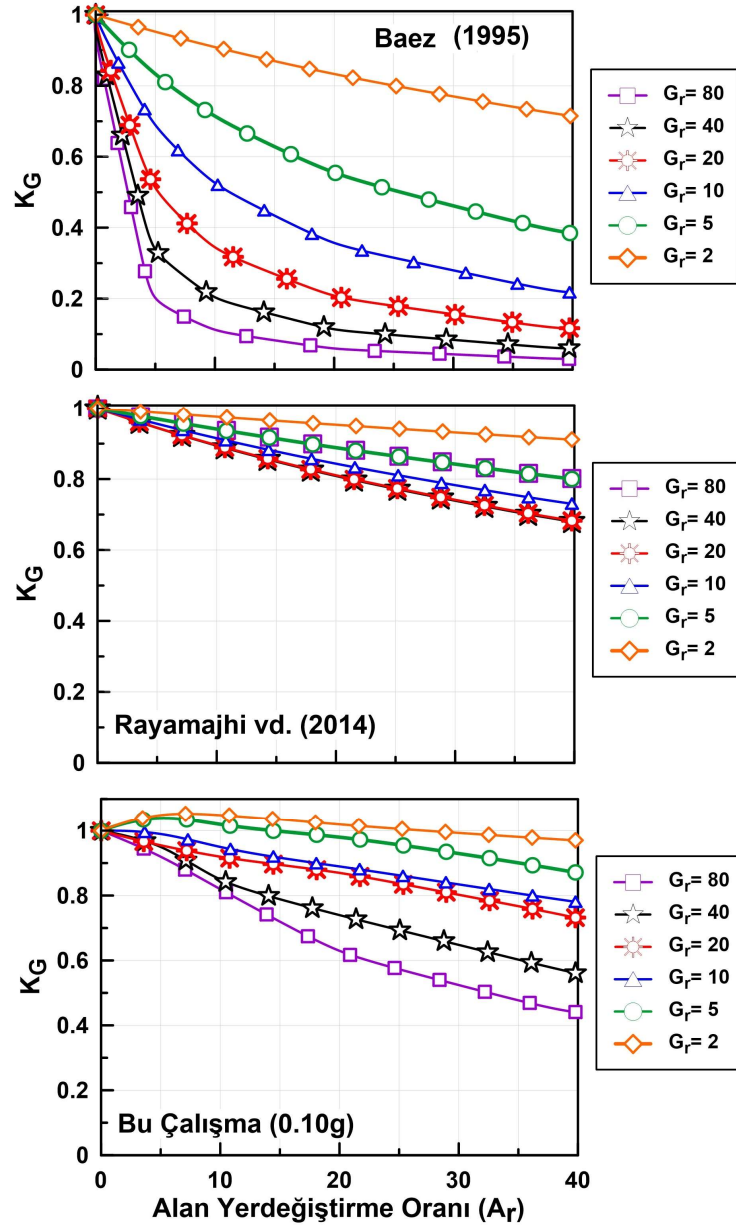


Şekil 6.5 K_G değerlerinin derinlikle değişimi (0,1g)



Şekil 6.6 K_G değerlerinin derinlikle değişimi (0,49g)

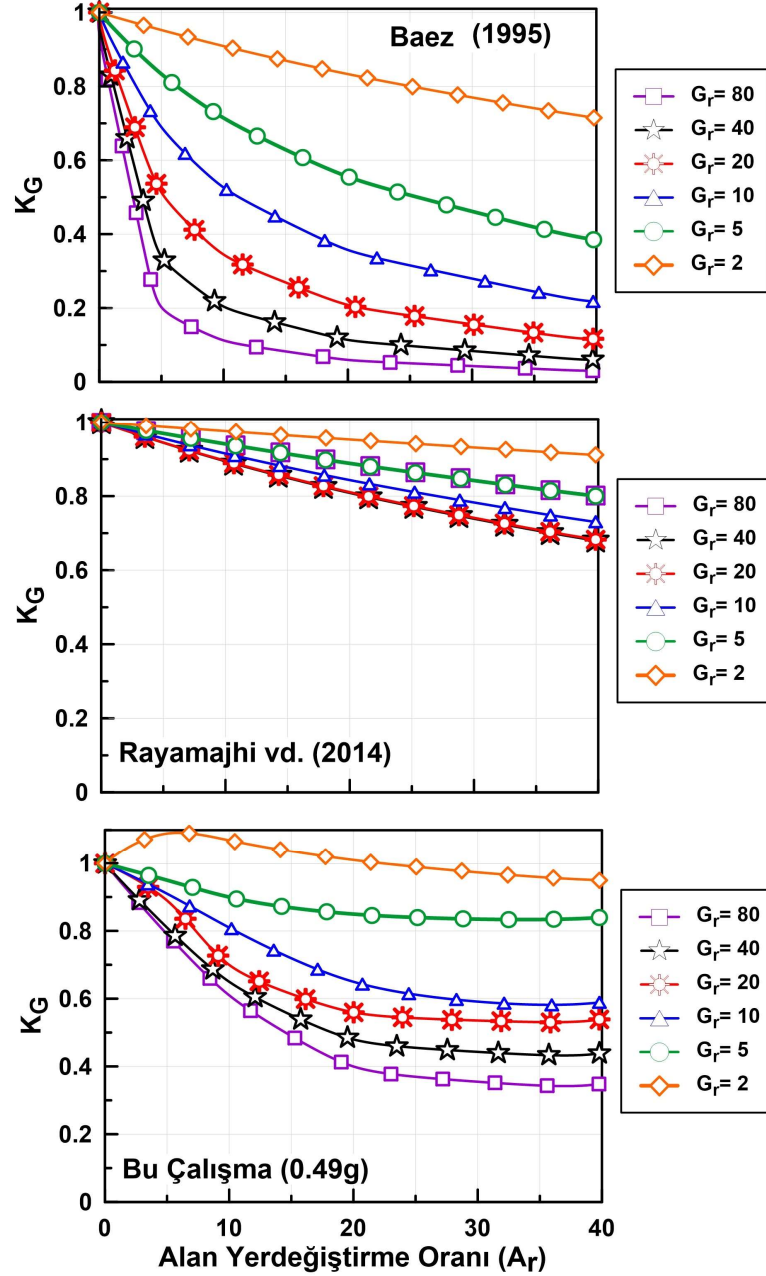
ve Şekil 6.6’da elde edilen K_G değerlerinin özellikle yüksek iyileştirme derinlikleri altında derinlik boyunca benzer değerlerde değiştiği görülmektedir. Buna göre, $L/d= 20$ iyileştirme derinliği altında farklı G_r ve A_r değerleri için sayısal analiz sonuçlarından elde edilen K_G değerlerinin derinlik boyunca ortalaması alınarak A_r ve G_r değişkenlerine bağlı bir kayma gerilmesi azaltma oranı abağı oluşturulmuş ve literatürde yer alan iki farklı abak ile karşılaştırılması yapılmıştır. 0,1 g ve 0,49 g ivme büyüklükleri için elde edilen kayma gerilmesi azaltma oranı abakları Şekil 6.7 ve Şekil 6.8’de gösterilmektedir.



Şekil 6.7 Sayısal analiz sonuçları ile literatür çalışmaları sonuçlarının karşılaştırılması (0,1g)

Şekil 6.7 ve Şekil 6.8’de gösterilen ve sayısal analizler neticesinde elde edilen değerler literatürde sırasıyla Baez [9] tarafından kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu kabulüne

göre ($\gamma_r = 1,0$) oluşturulan abakla ve kayma şekil değiştirmesi uyumluluğunun yer almadığının ifade edildiği lineer elastik analizler sonucunda elde edilen ve Rayamajhi vd. [24] tarafından sunulan kayma gerilmesi azaltma oranı abağı ile karşılaştırılmıştır. Bu abaklara ait detaylı bilgiler Bölüm 2.3.5 ve Bölüm 4.4.5’de sunulmaktadır.



Şekil 6.8 Sayısal analiz sonuçları ile literatür çalışmaları sonuçlarının karşılaştırılması (0,49g)

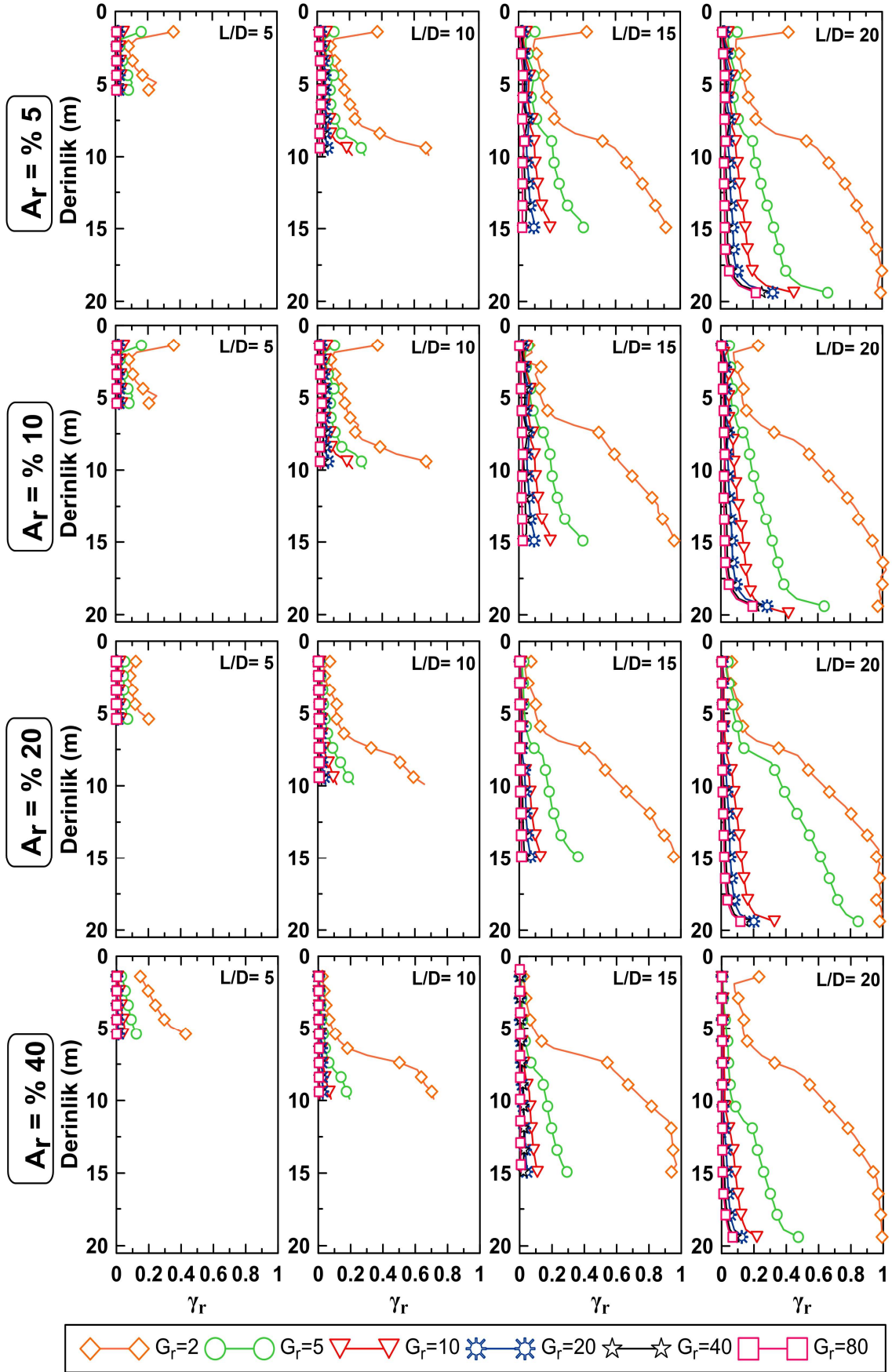
Özellikle uygulamada sıklıkla kullanılan zemin büyütme etkilerinin dikkate alınmadığı ve Baez [9] tarafından sunulan kayma gerilmesi azaltma oranı abağı detaylı olarak incelendiğinde artan G_r ve A_r değerleri için elde edilen K_G değerlerinin oldukça yüksek değerlerde değiştiği görülmektedir. Bir uygulama örneği verilecek olursa, $A_r = \%20$ değeri

için $G_r = 2$ ve $G_r = 80$ durumlarında elde edilecek K_G değerinin sırasıyla 0,83 ve 0,06 olduğu görülmektedir. Özellikle bu abak ile yüksek A_r ve G_r değerlerinde K_G değerlerinin oldukça azaldığı ve yapılan YMK ile iyileştirme sonucunda zemine etki edecek sismik kayma gerilmelerinin oldukça azalacağı sonucuna varılmaktadır. Ancak Rayamajhi vd. [24] tarafından sunulan ve zemin büyütme etkilerinin dikkate alınmadığı tasarım abağı kullanılarak $A_r = \%20$ değeri için $G_r = 2$ ve $G_r = 80$ durumlarında elde edilecek K_G değerine bakıldığında sırasıyla 0,95 ve 0,89 değerleri elde edilmektedir. Görüldüğü üzere iki farklı abak kullanılarak elde edilen K_G değerlerinde oldukça ciddi farklılıklar bulunmaktadır. Özellikle Rayamajhi vd. [24] tarafından sunulan abak sonucunda $G_r = 2$ ve $G_r = 80$ durumlarında elde edilen K_G değerleri neredeyse birbiri ile aynı çıkmıştır. Başka bir ifade ile bu abak kullanılarak elde edilen sonuçlar doğrultusunda, G_r oranının artması ile beraber çevre zemine etki eden sismik kayma gerilmelerinin çok fazla azalmadığı sonucuna ulaşılmaktadır. Ayrıca, Rayamajhi vd. [24] tarafından sunulan tasarım abağında bir takım eksik noktalar yer almaktadır. Parametrik analizlerde kullanılan ve $G_r = 2$ ile $G_r = 80$ aralığı için çizilen K_G değerlerinin değişimine bakıldığında, $G_r = 40$ 'tan sonra eğri davranışının değiştiği ve K_G değerlerinde azalmadan ziyade bir artışın meydana geldiği görülmektedir. Dolayısıyla bu abağın $G_r = 40$ 'dan fazla olduğu durumlarda makul sonuçlar vermeyeceği ve gerçekçi sonuçların elde edilemeyeceği ortaya çıkmaktadır.

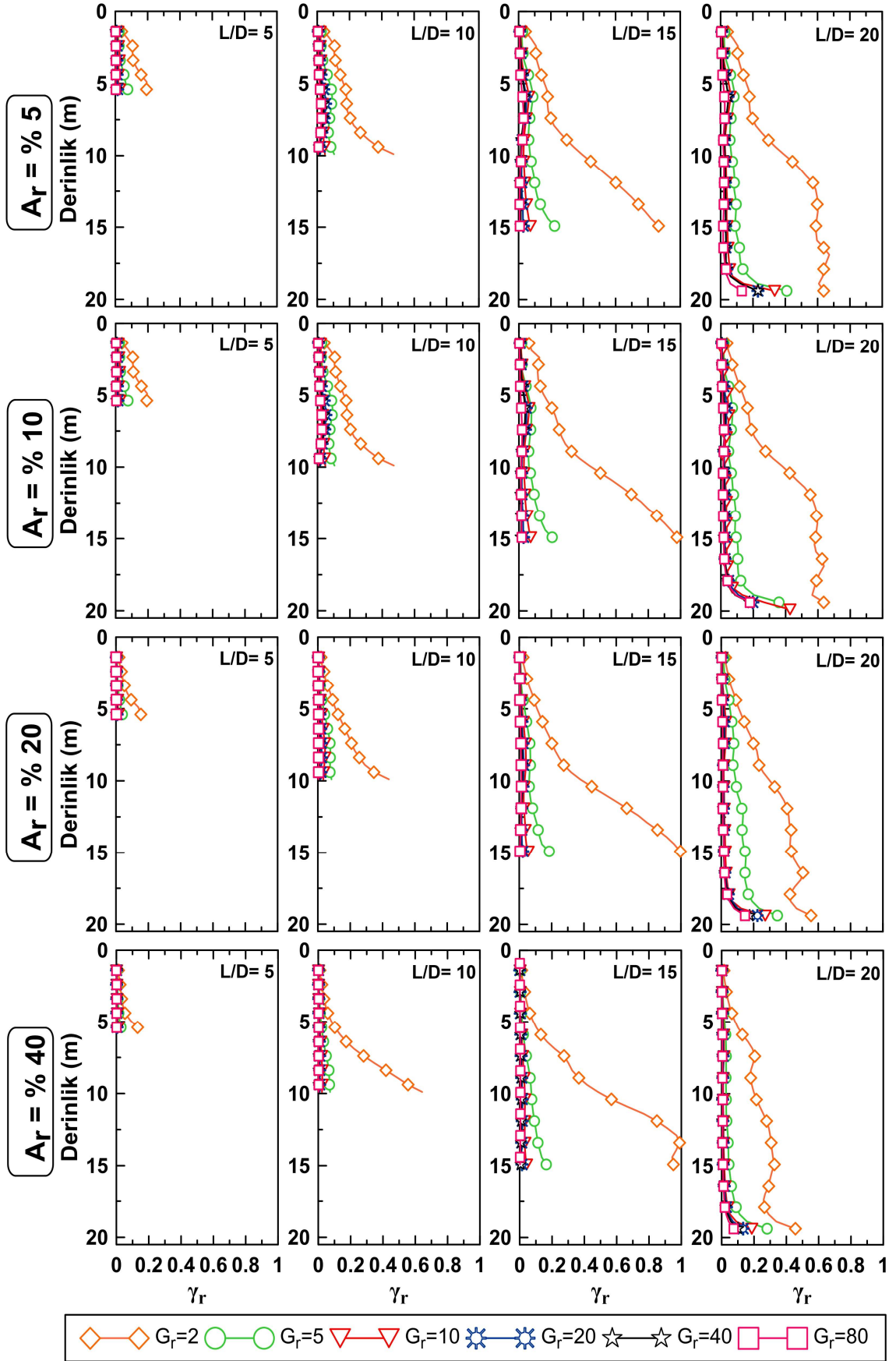
Tez kapsamında sayısal analizler sonucunda elde edilen kayma gerilmesi azaltma oranı (K_G) abağı 0,1g ve 0,49'lik deprem durumları için sırasıyla Şekil 6.7 ve Şekil 6.8'de gösterilmektedir. Baez [9] ve Rayamajhi vd. [24] tarafından sunulan abaklar girdi deprem hareketinin büyüklüğünden bağımsız olduğu için Şekil 6.7 ve Şekil 6.8'de Baez [9] ve Rayamajhi vd. [24] için gösterilen abaklar her iki şekilde de aynıdır. Ancak, bu çalışmada nonlineer sayısal analiz sonuçlarından elde edilen ve farklı deprem büyüklükleri altındaki kayma gerilmesi azaltma oranı değişimleri incelendiğinde etki eden girdi deprem hareketi büyüklüğünün bazı noktalarda K_G değişimlerine neden olduğu görülmektedir. Bu durumun, özellikle artan G_r ile beraber biraz daha arttığı görülmektedir. Dolayısıyla, parametrik çalışmalar sonucunda girdi deprem hareketi büyüklüğünün kayma gerilmesi azaltma oranına etki ettiği görülmüştür. Analizler sonucunda $G_r = 2$ ve düşük A_r değerleri için K_G değişimleri incelendiğinde elde edilen değerlerin 1,0'den büyük olduğu görülmektedir. Buna göre, parametrik analizler sonucunda $G_r = 2$ olduğu durumlarda zemindeki sismik kayma gerilmelerinde iyileştirilmemiş duruma göre bir artışın yaşandığı görülmektedir. K_G değerlerinin 1,0'den büyük olması yine $G_r = 2$ durumu için

Şekil 6.5 ve Şekil 6.6’da derinlik boyunca görülmektedir. Sayısal analizlerden elde edilen K_G dağılımları Baez [9] tarafından sunulan abak ile karşılaştırıldığında elde edilen kayma gerilmesi azaltma oranlarında ciddi farklılıkların bulunduğu görülmektedir. Yine benzer bir örnek ile, sayısal analizler sonucunda 0,49g girdi deprem hareketi altında $A_r = \%20$ değeri için $G_r = 2$ ve $G_r = 80$ durumlarında elde edilen K_G değerleri sırasıyla yaklaşık 1,0 ve 0,4 iken, Baez [9]’de K_G değerleri 0,83 ve 0,06’dır. Dolayısıyla, uygulama değeri açısından elde edilen bu veriler ciddi sonuç farklılıklarına neden olmaktadır. Benzer şekilde, nonlinear sayısal analiz sonuçları ile Rayamajhi vd. [24] tarafından sunulan lineer elastik analiz sonuçları ile karşılaştırıldığında yine elde edilen değerler arasında oldukça farklılıklar bulunmaktadır.

Sayısal analizler sonucunda iyileştirilmiş bir zemin için elde edilen kayma şekil değiştirmesi oranları 0,1g ve 0,49’lik girdi deprem hareketleri için sırasıyla Şekil 6.9 ve Şekil 6.10’da gösterilmektedir. Parametrik analizlerde kayma şekil değiştirmesi oranları incelenerek farklı parametreler altında YMK ve çevre zemin arasında kayma şekil değiştirmesi uyumluluğunun olup olmadığı sorgulanmıştır. Bölüm 5.4.5 ve Şekil 5.21’de detaylıca anlatıldığı üzere, γ_r değerleri YMK’larda meydana gelen maksimum kayma şekil değiştirmesi değerlerinin çevre zeminde meydana gelen maksimum kayma şekil değiştirmesi değerlerine oranlanmasıyla elde edilmiştir. Elde edilen γ_r değerleri incelendiğinde $G_r = 2$ ve $G_r = 5$ durumları haricinde genellikle γ_r değerlerinin küçük ve birbirine yakın aralıklarda çıktığı görülmüştür. Ancak özellikle $G_r = 2$ olması halinde γ_r değerlerinin arttığı hatta bazı derinliklerde 1,0’e kadar ulaştığı görülmüştür. Özellikle bu davranış 0,1g’lik girdi deprem hareketi sonucunda elde edilen sonuçlarda daha net olarak görülmektedir. Sonuç olarak bakıldığında, derinlik boyunca farklı G_r , A_r ve L/d oranları için γ_r değerlerinin 1,0’dan küçük olduğu ve YMK ile çevre zemin arasında kayma şekil değiştirmesi uyumluluğunun yer almadığı görülmüştür. Bilindiği üzere uygulamada kullanılan ve Baez tarafından ifade edilen kayma gerilmesi azaltma oranı abağı kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu kabulüne ($\gamma_r = 1,0$) dayanmaktadır. Ancak parametrik analizler sonucunda kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu kabulünün geçerli olmadığı görülmektedir ve bu durum uygulama sonuçları açısından ciddi farklılıklara neden olmaktadır. Bununla beraber, sayısal analizler sonucunda farklı G_r değerleri ile $L/d = 15$ ve $L/d = 20$ iyileştirme derinlikleri için γ_r değerlerinin derinlik boyunca ortalamaları alınmış ve elde edilen değerlerin Rayamajhi tarafından Denklem 2.24’te gösterilen γ_r formülü ile bir karşılaştırılması yapılarak Şekil 6.11’de gösterilmiştir. Şekil 6.11’de

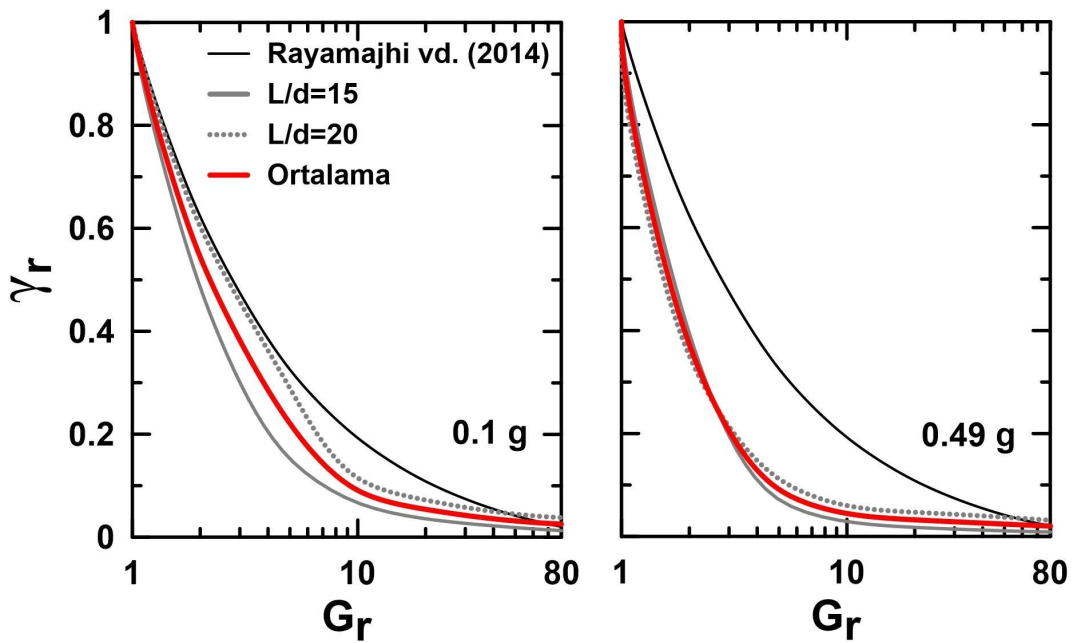


Şekil 6.9 γ_r değerlerinin derinlikle değişimi (0,1g)



Şekil 6.10 γ_r değerlerinin derinlikle değişimi (0,49g)

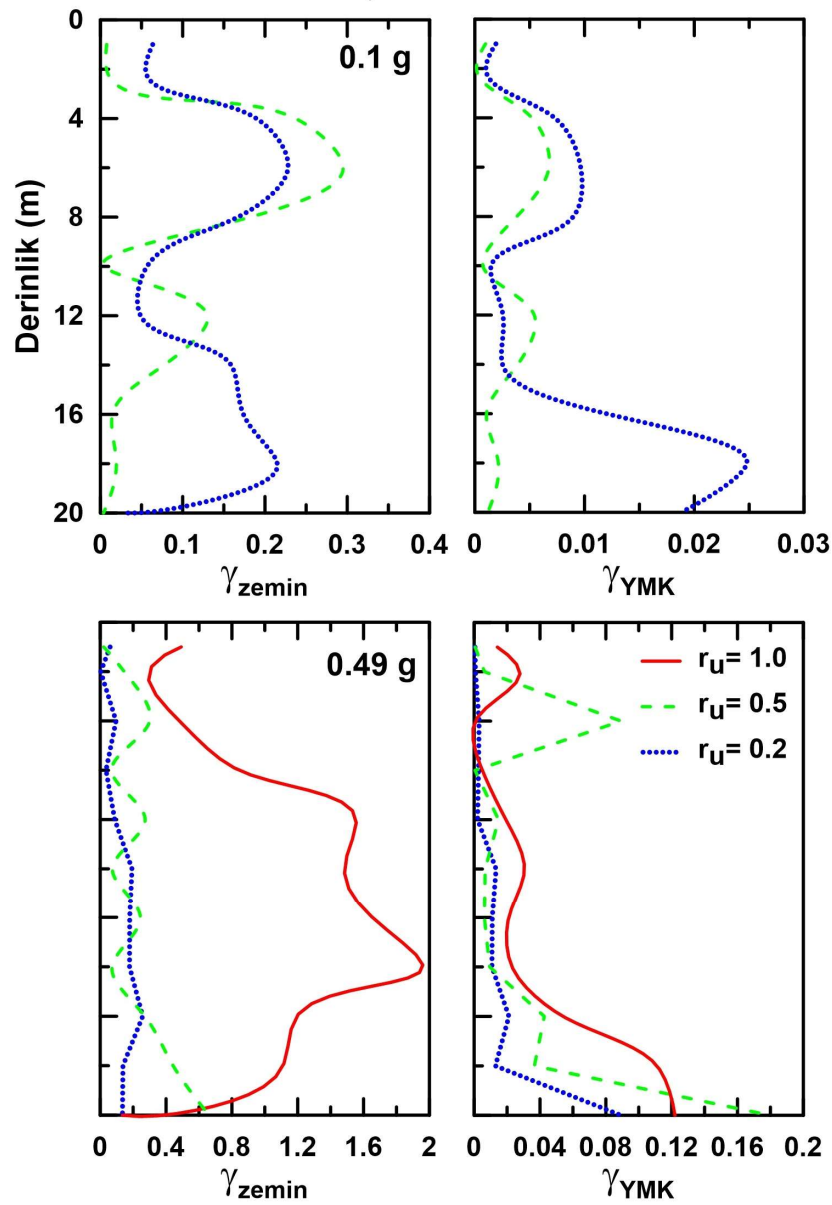
sunulan sayısal analiz verileri Şekil 6.9 ve Şekil 6.10'da elde edilen γ_r sonuçları kullanılarak elde edilmiştir. Buna göre, farklı L/d değerleri için farklı L/d değerleri için γ_r - G_r değerlerinin bir miktar farklılaştığı görülmektedir. Özellikle 0,1g'lik girdi deprem hareketi altında bu farklılığın daha da arttığı görülmektedir. Aynı zamanda sayısal analiz sonuçları Rayamajhi vd. [24] tarafından elde edilen sonuçlar ile karşılaştırıldığında iki veri arasında büyük bir farklılığın yer aldığı görülmektedir. Böyle bir farklılığın elde edilmesi γ_r hesabında kullanılan yöntemden kaynaklandığı düşünülmektedir. Bu çalışmada γ_r hesabı yapılırken maksimum kayma şekil değiştirmelerinin oranı kullanılırken, Rayamajhi vd. [24] tarafından γ_r hesabında, kayma gerilmesi azaltma faktörlerinin maksimum olduğu andaki kayma şekil değiştirmesi değerleri kullanılmıştır. Sonuç olarak, γ_r hesaplarında kullanılan yöntemler farklı olsa da her iki yaklaşımda da YMK ve çevre zemin arasında kayma şekil değiştirmesi uyumluluğunun bulunmadığı ve γ_r değerlerinin G_r değerleri artışına bağlı olarak azaldığı görülmektedir.



Şekil 6.11 Parametrik analizler ve Rayamajhi, vd. (2014) tarafından sunulan denklem sonucunda elde edilen γ_r - G_r değerlerinin karşılaştırılması

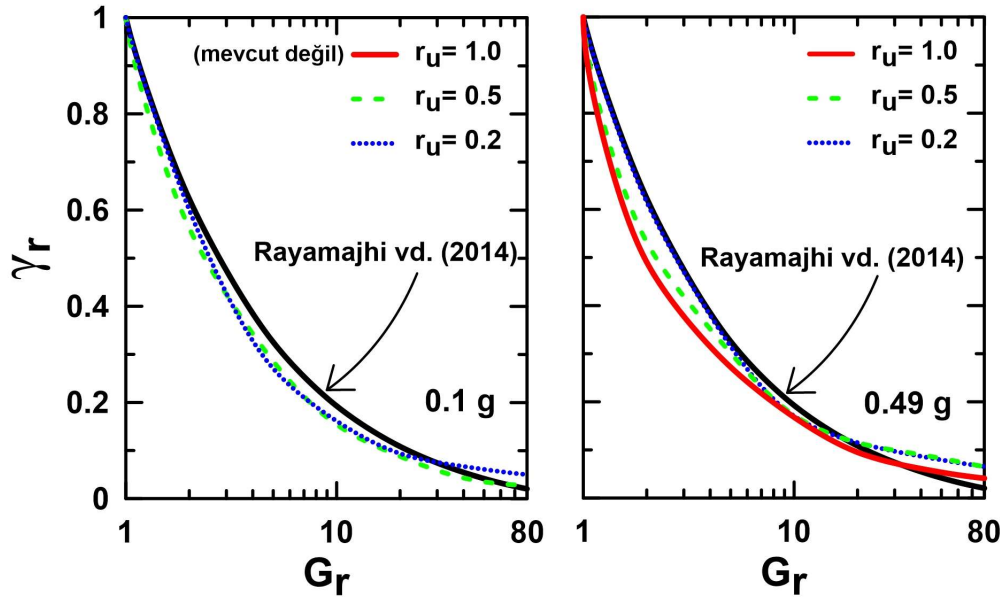
Şekil 6.11'de verilen değişimlerde γ_r 'nin değeri artık boşluk suyu basınçları (r_u) dikkate alınmadan belirlenmiştir. Bununla beraber, r_u değişimlerinin γ_r üzerindeki etkilerini görebilmek için farklı r_u değerlerine karşılık gelen γ_r değerleri elde edilerek γ_r - G_r arasındaki ilişki incelenmiştir. Bunun için ilk olarak, derinlik boyunca istenilen r_u değerlerinin ilk gerçekleşme zamanı belirlenmiş daha sonra o andaki YMK'daki ve çevre

zemindeki kayma şekil değiştirme değerleri hesaplanmış ve bu değerlerin oranı alınarak γ_r değerleri hesaplanmıştır. Şekil 6.12’de r_u değerlerinin 0,2, 0,5 ve 1,0 olduğu andaki YMK ve çevre zeminde meydana gelen kayma şekil değiştirmelerinin derinlikle değişiminin bir örneği gösterilmektedir. Şekil 6.12’de sunulan grafikler farklı girdi deprem hareketleri altında $A_r = \%10$, $G_r = 20$ ve $L/d = 20$ olduğu anda meydana gelen kayma şekil değiştirmelerinin derinlikle değişimini yansıtmaktadır. 0,1g’lik girdi deprem hareketi altında YMK çevresindeki zeminde r_u değerleri 1,0’e ulaşamamasından dolayı sadece $r_u = 0,2$ ve $r_u = 0,5$ değerlerinde meydana gelen kayma şekil değiştirmesi değerlerinin derinlikle değişimi gösterilmiştir.



Şekil 6.12 r_u değişimlerine bağlı olarak YMK ve çevre zeminde meydana gelen kayma şekil değiştirmelerinin derinlikle değişimi ($A_r = \%10$, $G_r = 20$ ve $L/d = 20$)

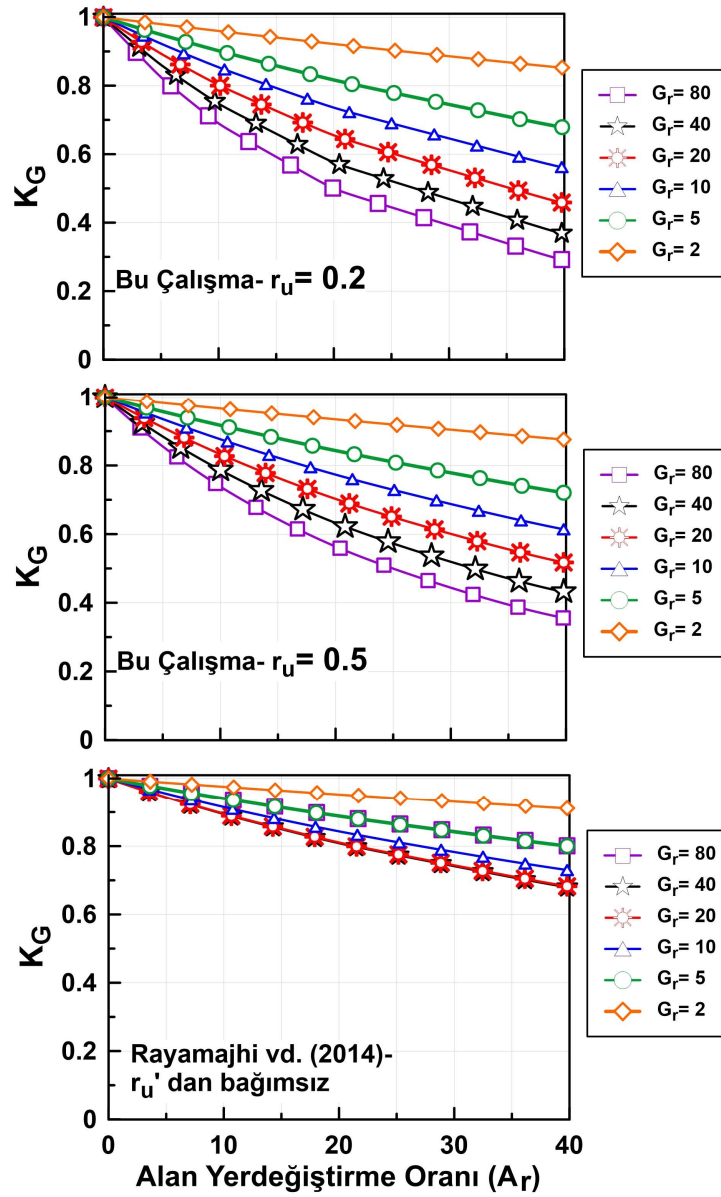
Şekil 6.12’de görüldüğü üzere yüksek girdi deprem hareketi altında (0,49g) r_u değerlerinin artışı ile beraber çevre zeminde meydana gelen kayma şekil değiştirmelerinde artışların meydana geldiği görülmektedir. Ancak r_u değerinin artmasıyla YMK’da meydana gelen kayma şekil değiştirmelerinde çok fazla bir değişimin meydana gelmediği görülmüştür. 0,1g’lik girdi deprem hareketi sonucunda elde edilen kayma şekil değiştirmeleri incelendiğinde ise $r_u=0,2$ ve $r_u=0,5$ olduğu anlarda YMK’da ve çevre zeminde meydana gelen kayma şekil değiştirmelerinin çok değişmediği ve derinlik boyunca yaklaşık benzer mertebelerde olduğu görülmüştür. Bununla beraber, r_u değişimlerinin γ_r üzerindeki etkisini görebilmek için $A_r= \%10$, $L/d= 20$ ve farklı G_r değerleri altında γ_r değişimleri hesaplanarak elde edilen sonuçlar Şekil 6.13’de grafik halinde sunulmuştur.



Şekil 6.13 Farklı r_u değerleri altında γ_r - G_r ’nin değişimi

Şekil 6.13’de görüldüğü üzere farklı r_u değerlerinde elde edilen γ_r - G_r değişimlerinin eğim olarak birbirine benzer davranış sergilediği görülmüştür. Dolayısıyla r_u ve G_r artışı ile beraber γ_r davranışını çok değiştirmedeği görülmektedir. Ayrıca, sayısal analizlerden elde edilen değerlerin Rayamajhi vd. [24] tarafından sunulan ve lineer elastik çözüme dayanan γ_r - G_r değişimine de yakın çıktığı görülmüştür. Ancak, sayısal analizlerden elde edilen sonuçlar yüksek G_r değerlerinden ($G_r > 20$) itibaren Rayamajhi vd. [24] tarafından sunulan eşitlikten elde edilen sonuçlardan farklılaşmaktadır. Buna göre, Şekil 6.13’te sunulan grafiklerde yer alan farklı r_u ve G_r değerleri altındaki γ_r eğrilerine ait fonksiyonlar elde edilerek bu fonksiyonlara ait denklemler Denklem 2.23’te kullanılarak r_u ’ya bağlı K_G

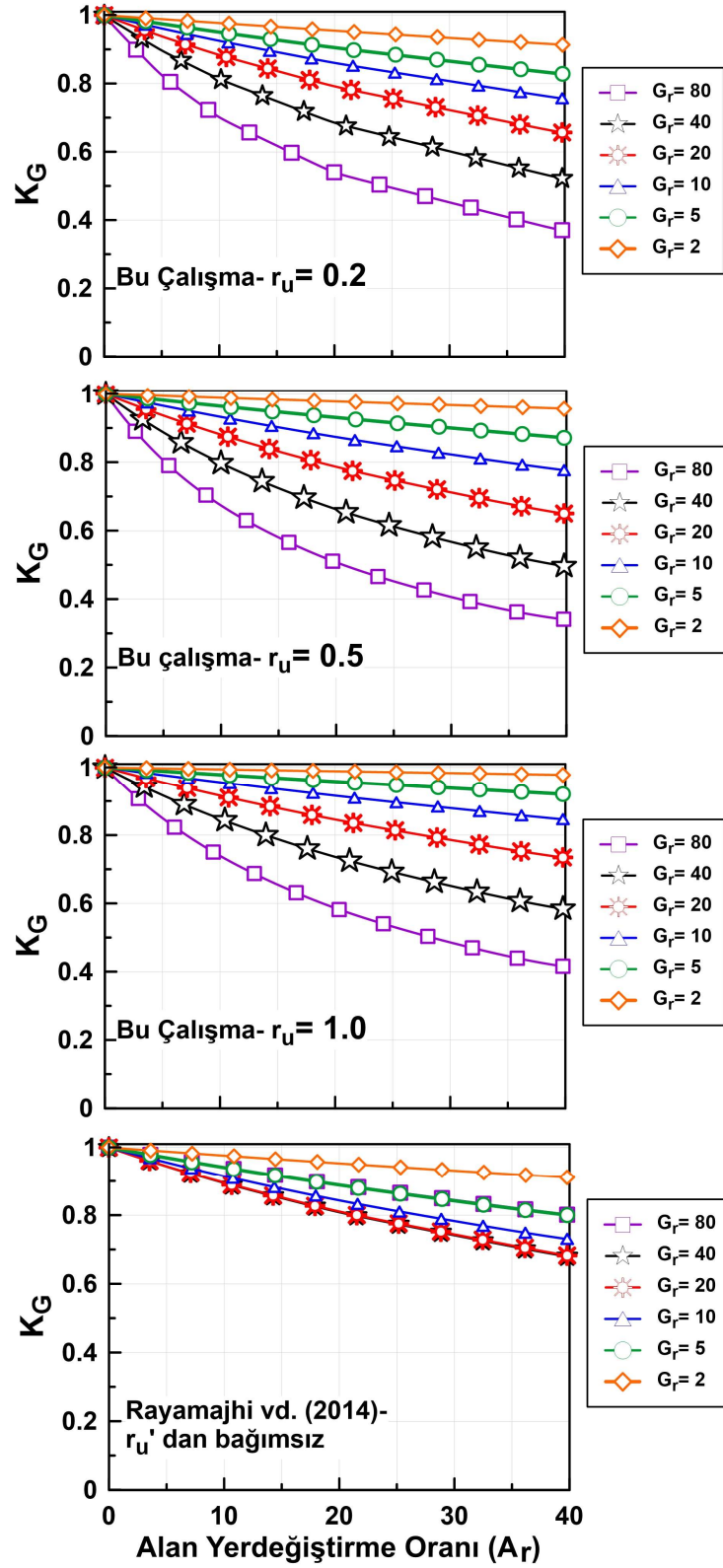
dağılımları oluşturulmuştur. Elde edilen grafikler farklı girdi deprem hareketleri için Şekil 6.14 ve Şekil 6.15’de gösterilmiştir.



Şekil 6.14 r_u değişimlerine bağlı olarak K_G değerlerinin değişimi (0,1g)

Şekil 6.14 ve Şekil 6.15’te görüldüğü üzere farklı r_u değerleri için elde edilen K_G dağılımları birbirleri ile oldukça benzer çıkmaktadır. Bu durumun, hem 0,1g hem de 0,49g büyüklüğündeki girdi deprem hareketleri altında da geçerli olduğu görülmüştür. Rayamajhi vd. [24] tarafından sunulan K_G değişimleri ile kıyaslandığında sayısal analizler sonucunda elde edilen dağılımların daha makul mertebelerde olduğu söylenebilir. Hatırlanacağı üzere, Rayamajhi vd. [24] tarafından verilen grafikte G_r değerlerinin 40’tan büyük olduğu durumlarda K_G değerlerinde artışlar meydana gelmektedir. Ancak sayısal analizler sonucunda elde edilen grafiklerde bütün r_u değerleri

için G_r değerlerinin artışı ile beraber K_G değerlerinin de azaldığı görülmektedir. Bu açıdan bakıldığında sayısal analizler sonucunda elde edilen değerlerin yüksek G_r değerleri için daha tutarlı sonuçlar verdiği görülmüştür.

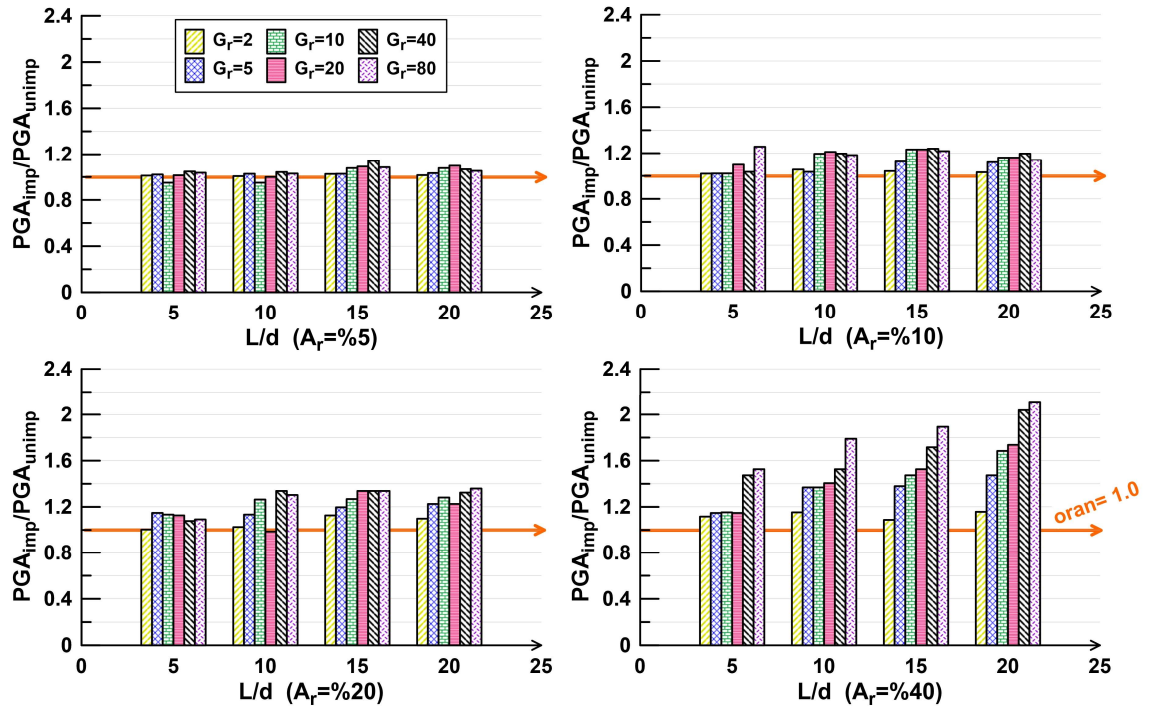


Şekil 6.15 r_u değişimlerine bağlı olarak K_G değerlerinin değişimi (0,49g)

Sonuç olarak, parametrik analizler sonucunda uygulanan girdi deprem hareketi büyüklüğünün ve YMK ile iyileştirilmiş bir zeminde meydana gelen r_u değişimlerinin K_G değerleri üzerinde çok etkisinin olmadığı görülmüştür.

6.3.1.2 PGA Değişimlerinin İncelenmesi

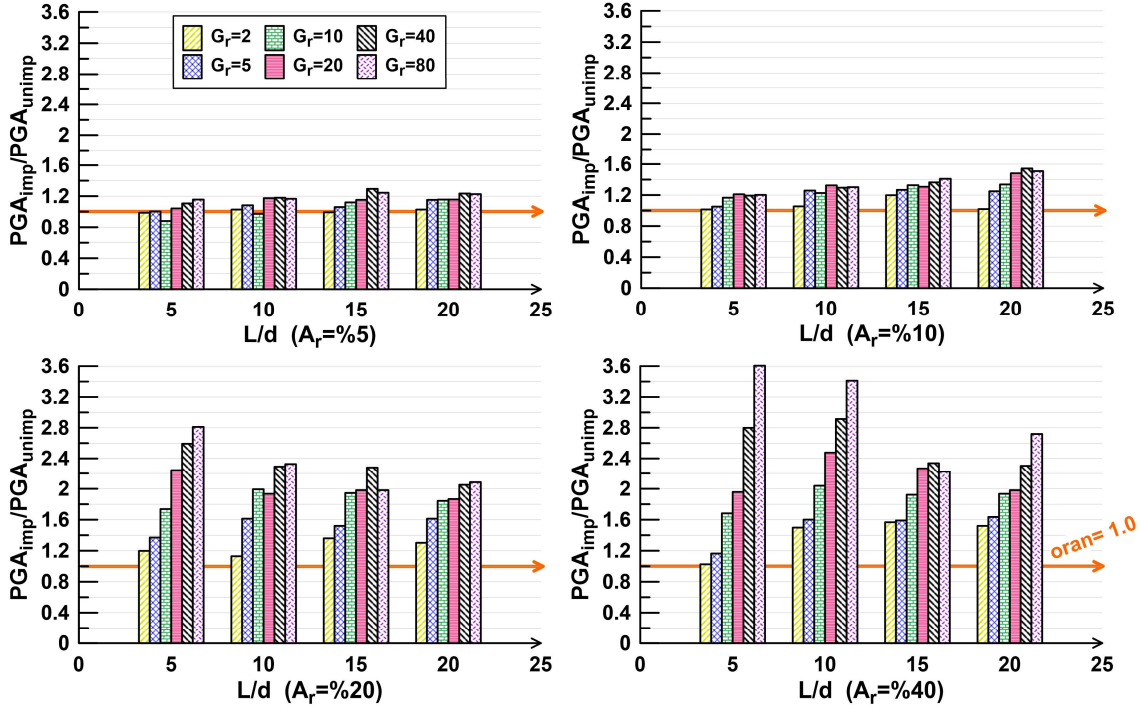
YMK'lar ile iyileştirilmiş bir zemin profilinin yüzeyinde oluşan pik yüzey ivme değerleri (PGA_{imp}), iyileştirme öncesi durumda zemin yüzeyinde oluşan pik yüzey ivme değerleri (PGA_{unimp}) ile kıyaslanmış ve elde edilen değerler farklı G_r , farklı A_r ve farklı L/d oranları altında incelenerek elde edilen sonuçlar Şekil 6.16 ve Şekil 6.17'de gösterilmiştir. Şekil 6.16' ve Şekil 6.17'de sunulan grafikler sırasıyla girdi deprem hareketi büyüklüğü 0,1g ve 0,49g olan deprem kayıtlarının sonuçlarını yansıtmaktadır. Buna göre ilk olarak Şekil 6.16 incelendiğinde, özellikle artan A_r değerleri ile beraber PGA_{imp}/PGA_{unimp} oranının da arttığı görülmektedir.



Şekil 6.16 Farklı değerler altında PGA_{imp}/PGA_{unimp} oranlarının değişimi ($a_{maks}=0,1g$)

A_r değerlerinde meydana gelen artışların zemin yüzeyinde büyütme neden olduğu Şekil 6.16'da görülmektedir. Aynı zamanda G_r değerlerinin etkisi incelendiğinde, kayma modülü oranının artışı ile beraber A_r değerlerinin artışında olduğu gibi burada da zemin yüzeyinde büyütme meydana geldiği görülmüştür. Zemin yüzeyinde meydana gelen büyütme en belirgin halinin $L/d=20$ olduğu durumlarda oluşmaktadır. Genel olarak bir değerlendirilme yapıldığında, YMK'lar ile yapılan iyileştirme sonucunda hipotetik

zemin yüzeyinde meydana gelen PGA değerleri iyileştirilmemiş duruma göre daha da artmış ve YMK'lar zemin yüzeyinde olumsuz etkilere neden olmuştur. Yapılan bütün parametrik kombinasyonların sonucunda YMK'ların zemin yüzeyinde büyütme oranları ($PGA_{imp}/PGA_{unimp} > 1,0$) neden olduğu görülmüştür. Şekil 6.17'de ise 0,49g'lik girdi deprem hareketi altında elde edilen PGA değerlerinin değişimi gösterilmektedir.



Şekil 6.17 Farklı değerler altında PGA_{imp}/PGA_{unimp} oranlarının değişimi ($a_{maks}=0,49g$)

Buna göre Şekil 6.17 incelendiğinde A_r ve G_r değerlerinin artışı, iyileştirilmemiş duruma göre zemin yüzeyinde ciddi ölçeklerde büyütme oranına neden olmuştur. Özellikle $A_r = 40\%$, $G_r = 80$ ve $L/d=5$ olduğu durum için büyütme oranının 3,6 kata kadar çıktığı görülmektedir. Ayrıca girdi deprem hareketinin büyüklüğünde meydana gelen artış, zemin yüzeyinde meydana gelen büyütmelerde de artışlara neden olmuştur. Şekil 6.16'da sayısal analizlerden elde edilen en yüksek büyütme değeri 2,10 kat ($A_r = 40\%$, $G_r=80$ ve $L/d=20$) olurken, Şekil 6.17'de bu değer 3,6 kata kadar ulaştığı görülmektedir. Sonuç olarak, sayısal analizlerde kullanılan hipotetik zemin profili içerisine oluşturulan YMK'lar ve profile etki eden girdi deprem hareketinin büyüklüğü zemin yüzeyinde önemli ölçüde büyütme oranına neden olmaktadır. İyileştirilmemiş sınırlanabilir bir zemin nonlineer davranışa sahip olmakla beraber, içerisine oluşturulan YMK'lar ile sınırlanabilir zeminin rijitliği arttırılmakta ve zeminin sönüm oranı azaltılmaktadır. Bu durum sonucunda, sınırlanabilir zemin tabakası nonlineer davranıştan ayrılarak lineer davranışa

yakın bir davranış göstermeye başlamakta ve dolayısıyla zemin yüzeyinde oluşan ivmelerde artışların yaşanmasına neden olmaktadır.

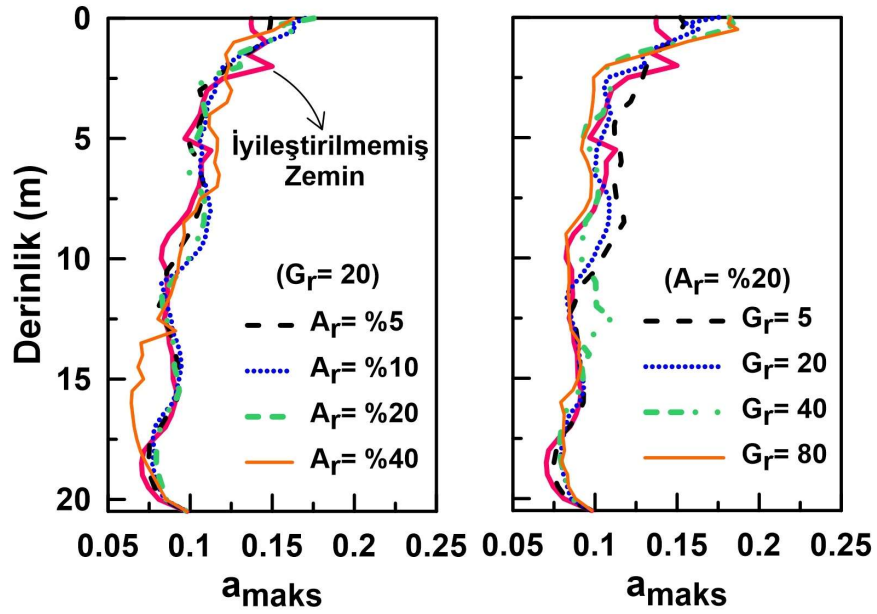
Bu çalışma sonucunda iyileştirilmiş sıvılaştırılabilir bir zeminde meydana gelen PGA büyütmeleri, Bölüm 4'te verilen ve Rayamajhi vd. (2015) [17] tarafından gerçekleştirilen santrifüj deney sonuçlarından da görülmektedir. Buna göre santrifüj deney sonuçları incelendiğinde, yapılan iyileştirme ile beraber YMK çevresinde yer alan zemin yüzeyindeki PGA değerleri iyileştirilmemiş durumu göre 1,62 kat artış gösterdiği görülmektedir. Aynı zamanda zemin yüzeyinde ölçülen PGA değerlerinin girdi deprem hareketinden daha küçük elde edildiği ifade edilmektedir (bkz. santrifüj deney sonuçları Şekil 4.12 ve Şekil 4.13). Bununla beraber, literatürde yakın zamanda yapılan santrifüj deneyleri incelendiğinde yine benzer sonuçların elde edildiği görülmektedir. Öncelikle, Badanagki vd. (2019) [169] tarafından içerisinde sıvılaştırılabilir bir tabakanın yer aldığı üniform olmayan bir zemin profili üzerinde gerçekleştirilen santrifüj deney sonuçları incelendiğinde, zemin profili içerisine oluşturulan granüler kolonların yüzeydeki oturumları iyileştirilmemiş duruma göre azalttığı ancak granüler kolonların varlığının zemin yüzeyindeki sismik etkileri dolayısıyla PGA değerlerini artırdığı ifade edilmiştir. Benzer şekilde, Olarte vd. (2018) [170] tarafından yapılan santrifüj deneylerinde sıvılaştırılabilir zemin tabakası, YMK'lardan farklı bir iyileştirme yöntemi olan sıkılaştırma (*densification*) yöntemi ile iyileştirilmiş, iyileştirme öncesi ve sonrası elde edilen sonuçlar incelenmiştir. Bu çalışma sonucunda elde edilen değerlendirmelere paralel olarak, santrifüj deneyi sonuçlarından yapılan sıkılaştırma yönteminin zemin rijitliğini artırdığı ve buna bağlı olarak zemin yüzeyinde sismik etkilerin iyileştirilmemiş duruma göre daha da artış gösterdiği sonucuna ulaşılmıştır.

6.3.1.3 İvme (a_{maks}) Değerlerinin Derinlikle Değişiminin İncelenmesi

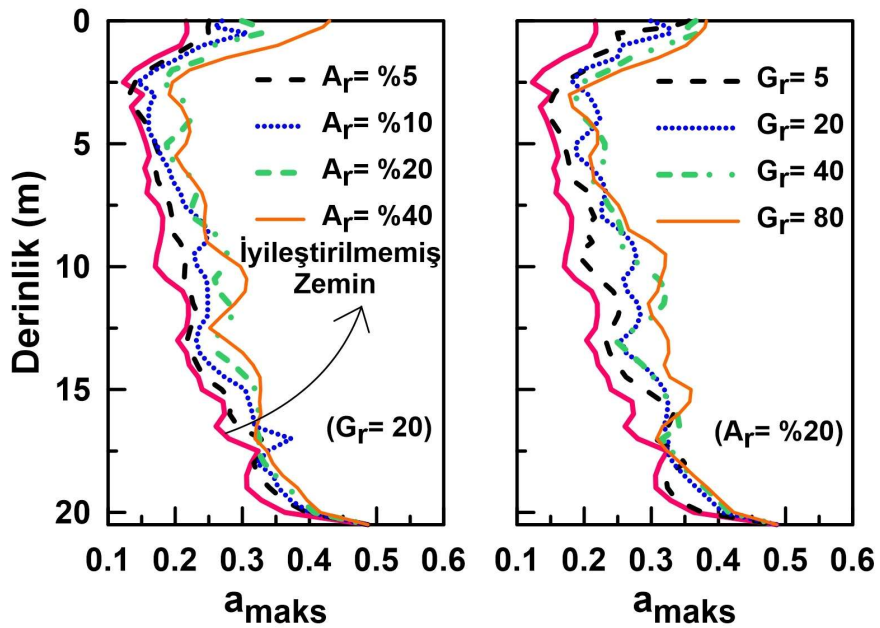
Farklı A_r ve farklı G_r değerleri altında derinlik boyunca elde edilen maksimum ivme değerlerinin (a_{maks}) değişimi düşük ve yüksek girdi deprem hareketi için sırasıyla Şekil 6.18 ve Şekil 6.19'da gösterilmektedir.

Şekil 6.18'de 0,1g girdi deprem hareketi altında a_{maks} değerlerinin derinlikle değişimi incelendiğinde, zemin yüzeyine yaklaştıkça ivme değerlerinde artışların meydana geldiği görülmektedir. Zemin profili tabanına 0,1g büyüklüğünde deprem hareketi etki ettirildiğinde, a_{maks} değerlerinin yüzeyde 0,13g-0,15g arasında değiştiği görülmektedir. Ayrıca, farklı A_r (%5, %10, %20 ve %40) ve farklı G_r (5, 20, 40 ve 80) değerleri altında

a_{maks} değerlerinin derinlikle değişimi incelenmiştir. İlk olarak sabit bir G_r değeri altında ($G_r = 20$) farklı A_r parametrelerinin etkisi incelenmiş, daha sonra sabit bir A_r ($A_r = \%20$) değeri seçilerek farklı G_r değerlerinin etkisi araştırılmıştır. Ancak Şekil 6.18’de görüldüğü üzere 0,1g deprem ivmesi altında artan A_r ve G_r değerlerinin a_{maks} ’ın derinlikle değişimi üzerinde önemli değişikliklere neden olmadığı görülmektedir. Zemin içerisine oluşturulan ve farklı özelliklere sahip YMK’ların 0,1g girdi deprem hareketi altında iyileştirilmemiş zemine göre ivme değerlerinde çok büyük artışlara neden olmadığı görülmektedir.



Şekil 6.18 Derinlikle a_{maks} değerlerinin değişimi (0,1g)



Şekil 6.19 Derinlikle a_{maks} değerlerinin değişimi (0,49g)

Şekil 6.19’da 0.49g girdi deprem hareketi altında a_{maks} değerlerinin derinlikle değişimi gösterilmektedir. Bu değişimler genel olarak incelendiğinde, zemin profilinin ilk 2,5 m’lik kesimi dışında geri kalan derinliklerde a_{maks} değerlerinde azalmaların meydana geldiği 2,5 m’den daha yukarı kısımlarda ise ivmelerde artışların meydana geldiği görülmektedir. 0,49g girdi deprem hareketi altında A_r ve G_r değerlerinin a_{maks} üzerindeki etkisi incelendiğinde, A_r ve G_r değerlerinin artması ile beraber zemin profilinde derinlik boyunca a_{maks} değerlerinde artışların yaşandığı görülmüştür. Özellikle iyileştirilmemiş zemin profili ile karşılaştırıldığında YMK’ların rijitliğinde ve alan yer değiştirme oranlarında meydana gelen artışlar zemin profiline etki eden ivme değerinin de artışına neden olduğu görülmektedir. Bölüm 6.3.1.2 incelendiğinde, yapılan YMK iyileştirmesi ile beraber zemin yüzeyindeki PGA değerlerinin attığı ifade edilmektedir. Bu bölümden elde edilen sonuçlarda dikkate alınarak bir değerlendirilme yapıldığında, sıvılaşabilir zemin içerisine oluşturulan YMK’lar iyileştirme öncesi duruma göre zemin yüzeyinde büyümelere neden olmakla beraber zemin profili boyunca da maksimum ivme değerlerinde artışların meydana gelmesine neden oldukları Şekil 6.18 ve Şekil 6.19’da görülmektedir.

6.3.1.4 F_s Değişimlerinin İncelenmesi

Depremi esnasında sıvılaşabilir bir zemin içerisinde meydana gelen sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı (F_s) [86] tarafından sunulan basitleştirilmiş yöntem ile hesaplanabilmektedir. Bu yöntemde, depremin neden olduğu yer hareketinin etkisiyle diğer bir adı ile çevrimsel kayma gerilmesi oranı (CSR) ile sıvılaşma direncini tanımlamak için kullanılan çevrimsel kayma direnci oranının (CRR) karşılaştırılması sonucu F_s hesaplanmaktadır. Buna göre F_s , aşağıdaki gibi ifade edilmektedir;

$$F_s = \frac{CRR_{7,5}}{CSR} MSF \quad (6.1)$$

Burada, MSF deprem büyüklüğü ölçeklendirme katsayısıdır. CSR ve CRR değerleri ise sırasıyla Denklem 6.2 ve 6.3 ile bulunabilmektedir.

$$CSR = 0,65 \left(\frac{a_{maks}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) r_d \quad (6.2)$$

$$CRR = \frac{1}{34 - N_{1,60}} + \frac{N_{1,60}}{135} + \frac{50}{[10N_{1,60} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (6.3)$$

Denklem 6.3’de ifade edilen CRR değeri, standart penetrasyon deneyi ile hesaplanılabildiği gibi koni penetrasyon deneyi (CPT) veya kayma dalgası hızı (Vs) ile de hesaplanabilmektedir.

İyileştirilmemiş bir sıvılaşabilir zemin profilinde sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı Denklem 6.1 ile hesaplanırken, zemin içerisine yapılan YMK’lar ile iyileştirme sonucunda elde edilecek sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı (F_S) kayma gerilmesi azaltma faktörü (K_G) dikkate alınarak Denklem 6.4’te verildiği gibi hesaplanmaktadır.

$$F_S = \frac{CRR_{7,5}}{CSR * K_G} MSF \quad (6.4)$$

Denklem 6.4’te görüldüğü üzere K_G değeri CSR değerine etki ettirilerek yeni bir sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı (F_S) elde edilmektedir. Uygulamada kullanılan bu yöntem üzerinde farklı K_G değerlerinin etkisi aşağıda verilen örnek üzerinde anlatılmış ve iyileştirme öncesi ve sonrası güvenlik sayıları elde edilmiştir.

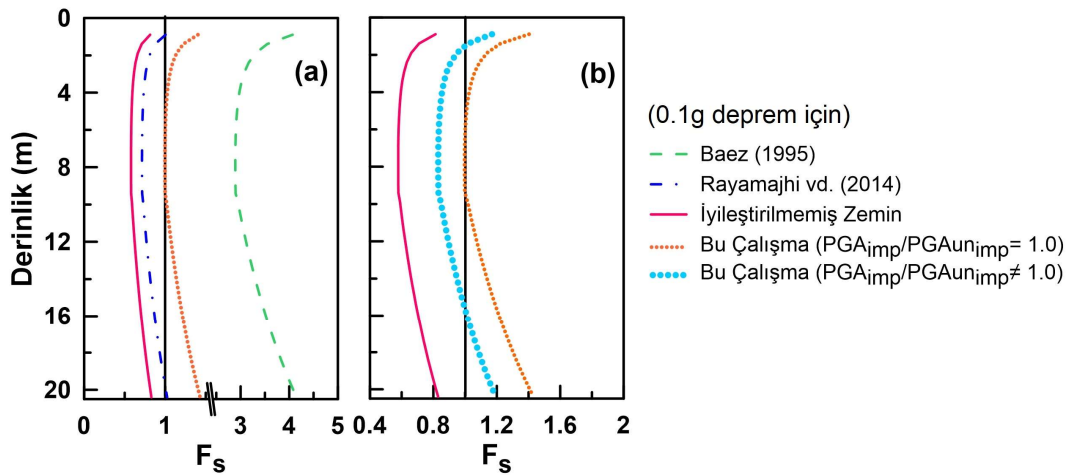
Örnek;

0.1g girdi deprem hareketi altında derinlik boyunca hipotetik zemin profilinde meydana gelecek sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı hesabı yapılırken,

$N_{1,60} = 8,0$ alınmış ve CRR değeri Denklem 6.3 kullanılarak $CRR = 0,096$ olarak elde edilmiştir. CSR değeri ise derinliğe bağlı olarak σ_v , σ'_v ve r_d kullanılarak Denklem 6.2 ile hesaplanmıştır. Ayrıca zemin yüzeyinde iyileştirme öncesi ve sonrasında oluşacak ivme değerlerinin değişmediği ($PGA_{imp}/PGA_{unimp}=1,0$) kabul edilmiştir. İyileştirilmemiş durumda zemin yüzeyindeki a_{maks} değeri 0,142g olarak alınmıştır. Bu durumda iyileştirilmemiş bir zemin profili için sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı hesaplanmış ve Şekil 6.20(a)’da gösterilmiştir. Buna göre, Şekil 6.20(a)’dan iyileştirilmemiş bir zemin profilinde derinlik boyunca sıvılaşma potansiyelinin bulunduğu görülmektedir.

İyileştirilmemiş zemin profilinde YMK’lar ile bir iyileştirme çalışması yapıldığında ($A_r = \%20$ ve $G_r = 20$ kabul edilmiştir ve $r_u = 0,5$ durumu dikkate alınmamıştır) elde edilen yeni güvenlik sayısı Baez 1995 [9] (bkz. Şekil 2.17), Rayamajhi vd. 2014 [24] (bkz. Şekil 2.27) ve bu çalışma sonucunda elde edilen K_G (bkz. Şekil 6.8) değerleri dikkate alınarak hesaplanmıştır. Hesap sonucunda elde edilen değerlerin derinlikle değişimi Şekil 6.20(a)’da gösterilmektedir. Şekil 6.20(a) incelendiğinde her 3 yaklaşım sonucunda elde edilen güvenlik sayılarında ciddi farklılıklar elde edilmiştir. Buna göre, kayma şekil

değiştirmesi uyumluluğu ($\gamma_r=1,0$) kabulüne [9] göre elde edilen sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı $F_S = 3,5-4,0$ mertebesinde hesaplanmış ve YMK ile iyileştirilmiş zeminde sıvılaşmanın meydana gelmediği görülmüştür. Ancak, lineer elastik czme dayanan ve kayma şekil değiştirmesi uyumluluğunun olmadığını ($\gamma_r \neq 1,0$) dikkate alan yaklaşım [24] sonucunda güvenlik sayısı derinlik boyunca ortalama $F_S = 0,83$ olarak hesaplanmıştır ve sıvılaşmanın meydana geldiği görülmüştür. Bu calışmada nonlineer czmler sonucunda elde edilen veriler neticesinde elde edilen güvenlik sayısı ise ortalama $F_S = 1,16$ olarak bulunmuştur. Sonuçlar karşılaştırıldığında, her bir yaklaşım sonucunda elde edilen sıvılaşmaya karşı güvenlik sayılarının oldukça farklı olduğu görülmekte ve kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu kabulüne göre elde edilen sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısının diğer iki değere kıyasla yüksek cıktığı görülmektedir. Buna göre, uygulamada halen kullanılan bu yaklaşım (Baez, [9]) neticesinde elde edilen güvenlik sayılarının beklenenden daha yüksek değerler verdiği düşünülmektedir.



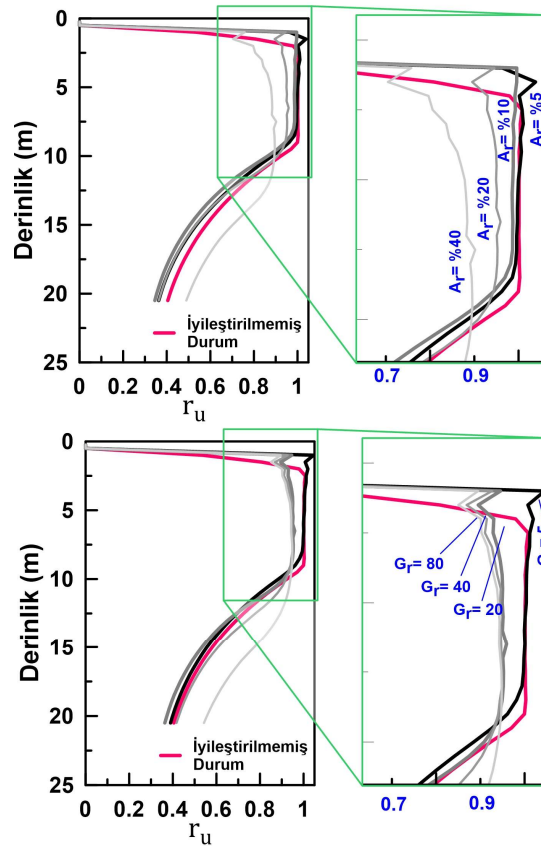
şekil 6.20 Derinlikle F_S değerlerinin değişimi

rnek hesapta detaylıca anlatıldığı üzere, bu hesaplarda zemin büyütme etkileri dikkate alınmamış ve $PGA_{imp}/PGA_{unimp}=1,0$ ($0,142/0,142=1,0$) alınarak hesaplar gerçekleştirilmiştir (şekil 6.20a). Ancak, şekil 6.16 incelendiğinde zemin içerisinde YMK'ların imalatı ile beraber zemin yüzeyinde büyütmelerin meydana geldiği ve $A_r = \%20$ ve $G_r = 20$ durumu için $PGA_{imp}/PGA_{unimp} \neq 1,0$ ($0,17/0,142=1,2$) olduğu görülmektedir. Bu açıdan değerlendirildiğinde, zemin büyütme etkileri dikkate alınarak hesaplanan kayma gerilmesi azaltma faktörü ($K_{G,mod}$) ile sıvılaşmaya karşı güvenlik sayıları daha düşük hesaplanacaktır. şekil 6.20(b)'de $PGA_{imp}/PGA_{unimp}=1,0$ ve $PGA_{imp}/PGA_{unimp} \neq 1,0$ olması halinde F_S değerlerinin derinlikle değişimi gösterilmektedir. şekil 6.20(b)'de görüldüğü üzere büyütme etkileri dikkate alındığında

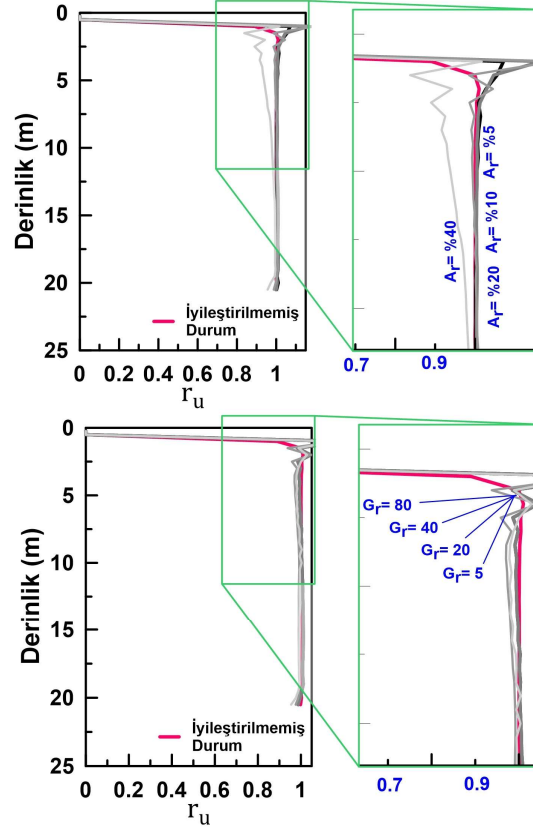
derinlik boyunca sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısında azalmalar meydana gelmektedir. Uygulamada genel bir yaklaşım olarak, kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu kabul edilerek ve zemin büyütme etkileri ihmal edilerek hesaplamalar yapılmaktadır. Bu tez çalışması kapsamında YMK ile iyileştirilmiş sıvılaşabilir bir zeminde yapılan sayısal analizler sonucunda hem kayma şekil değiştirmesi uyumluluğunun bulunmadığı hem de zemin yüzeyinde ivme büyütmelerinin meydana geldiği görülmüştür. Dolayısıyla, YMK'lar ile yapılan sıvılaşmaya karşı iyileştirme uygulamalarında bu iki unsurun tasarımı özellikle dikkate alınması gerektiği belirlenmiştir.

6.3.1.5 r_u Değişimlerinin İncelenmesi

YMK'lar ile iyileştirilmiş zeminlerde, artık boşluk suyu basıncı oranlarının değişimini incelemek amacıyla Şekil 6.21 ve Şekil 6.22'de görüldüğü üzere farklı A_r ve G_r parametrelerinin etkisi altında artık boşluk suyu basıncı oranı değişimlerinin (r_u) derinlik boyunca değişimi incelenmiştir. İlk olarak sabit bir G_r değeri altında ($G_r = 20$) farklı A_r değerlerinin etkisi incelenmiş, daha sonra sabit bir A_r ($A_r = \%20$) değeri seçilerek farklı G_r değerlerinin etkisi araştırılmıştır.



Şekil 6.21 Derinlikle r_u değerlerinin değişimi (0,1g)



Şekil 6.22 Derinlikle r_u değerlerinin değişimi (0,49g)

Genel olarak incelendiğinde, sayısal analizlerde kullanılan sıvılaştırılabilir hipotetik zemin profili YMK'lar ile iyileştirildiği zaman r_u değerlerinde iyileştirme öncesi duruma göre belirgin bir azalmanın olmadığı ve r_u değerlerinin 0,9-1,0 arasında değişkenlik gösterdiği görülmektedir. Benzer etkilerin hem farklı A_r hem de farklı G_r değerleri altında meydana geldiği görülmektedir. Şekil 6.21'de 0,1 g'lık girdi deprem hareketi altında A_r değerlerinin etkisine bakıldığında A_r artışı ile beraber r_u oranının azaldığı görülmektedir. Ancak, gerçekleşen azalma miktarlarının çok kısıtlı bir aralıkta olduğu ve $r_u = 0,8-1,0$ arasında değiştiği görülmektedir. Aynı şekilde G_r değerlerinde yaşanan değişimlerin r_u üzerindeki etkisi incelendiğinde, elde edilen r_u değerlerinin derinlik boyunca yaklaşık benzer değerlerde değiştiği görülmektedir. Dolayısıyla, bu hipotetik zemin profili kullanılarak gerçekleştirilen sayısal analizler sonucunda elde edilen r_u değerlerinin A_r ve G_r değişimlerinden sınırlı derecede etkilendiği görülmektedir. 0,49g'lık girdi deprem hareketi altında (Şekil 6.22) elde edilen sonuçlara bakıldığında, farklı A_r ve G_r parametreleri altında r_u -derinlik değişimlerinin birbirine daha da yaklaştığı ve A_r ve G_r değişimlerinin sonuçları değiştirmediği görülmektedir. Sonuç olarak, bu çalışmada gerçekleştirilen parametrik analizler neticesinde, modellenen sıvılaştırılabilir zemin profili

içerisine uygulanan YMK'ların çevre zemindeki r_u değerlerinde belirgin bir azalmaya neden olmadığı görülmüştür.

Sayısal analizlerde, YMK'lar için çok düşük bir permeabilite katsayısı seçilerek ($k = 1 \times 10^{-7}$ cm/sn) modellenmiştir. Dolayısıyla, zemin içerisinde A_r artışına bağlı olarak YMK elemanlarının da varlığı artmakta ve kompozit sistemin permeabilitesi iyileştirilmemiş zemin permeabilitesine göre daha da düşmektedir. Bu durum sonucunda YMK çevresindeki zeminde artık boşluk suyu basıncı oranlarında anlamlı bir düşüş meydana gelmemekte hatta bazı noktalarda artışların yaşandığı görülmektedir. Bununla beraber, Badanagki vd. (2019) [169] tarafından yüksek geçirimliliğe sahip granüler kolonlarla ($k \approx 2,9$ cm/sn) iyileştirilmiş sınıvlaşabilir bir zeminin artık boşluk suyu basıncı performansı incelenmiştir. Elde edilen sonuçlara bakıldığında, zemin içerisinde yer alan granüler kolonların varlığının meydana gelen maksimum r_u değerlerini iyileştirme öncesi duruma çok değiştirmedeği ifade edilmiştir. Buna göre, yapılan iyileştirme ile beraber iyileştirme öncesinde elde edilen maksimum r_u değeri ile iyileştirme sonrasında elde edilen maksimum r_u değerinin yaklaşık benzer mertebelerde çıktığı ifade edilmiştir. Artık boşluk suyu basıncı bakımından, yapılan granüler kolon iyileştirmesinin sadece sınıvlaşabilir zeminde sarsıntı sonrası r_u sönümlenme oranını hızlandırdığı dolayısıyla zemin yüzeyinde meydana gelen oturmaların azaldığı ifade edilmiştir.

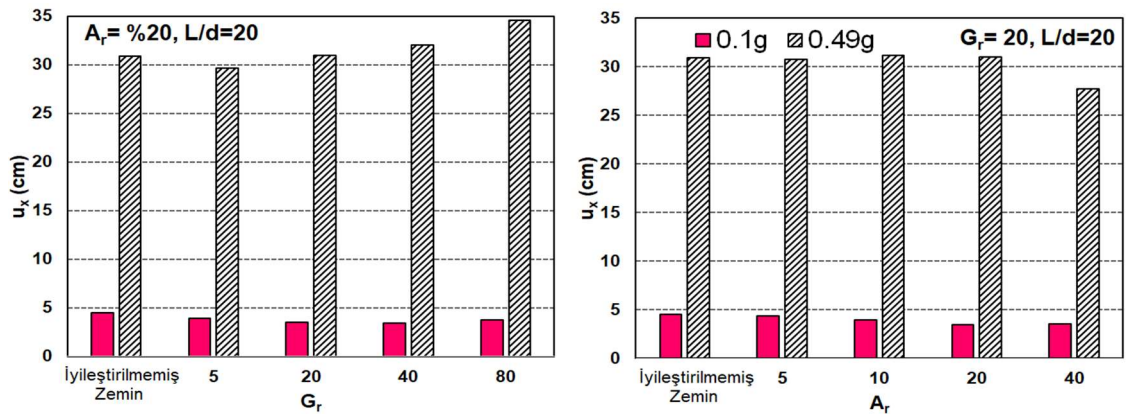
6.3.1.6 Yatay ve Düşey Deplasman Değişimlerinin İncelenmesi

Zemin yüzeyinde meydana gelen maksimum yatay yer değiştirmelerin (u_x) farklı deprem büyüklükleri altında, G_r ve A_r değerlerine bağlı olarak değişimi Şekil 6.23'de gösterilmektedir. Farklı G_r parametreleri altında u_x değişimleri sabit $A_r = \%20$ ve $L/d = 20$ altında incelenmiştir. Benzer şekilde, farklı A_r değerleri altında u_x değişimleri $G_r = 20$ ve $L/d = 20$ olarak alınmış ve karşılaştırmalar yapılmıştır.

Farklı deprem yükleri altında iyileştirilmemiş zemin yüzeyinde meydana gelen (u_x) değerleri incelendiğinde 0,1g ivme altında maksimum $u_x = 4,52$ cm elde edilirken 0,49g ivme altında bu değer $u_x = 31$ cm olarak elde edilmiştir. Şekil 6.23'ten görüldüğü üzere girdi deprem hareketinde meydana gelen artış zemin yüzeyinde meydana gelen yatay yer değiştirmelerde önemli artışlara neden olmaktadır. G_r değerlerinin etkisi incelendiğinde, 0,1g girdi deprem hareketi altında G_r artışı ile beraber u_x değerlerinde bir azalma gözlemlenirken ($G_r = 80$ hariç), 0,49g girdi deprem hareketi altında yatay yer

değiştirmelerin G_r değerlerinden çok etkilenmediği ve yaklaşık benzer mertebelerde değiştiği görülmektedir. Bununla beraber A_r değişimlerinin u_x sonuçları üzerindeki etkisi incelendiğinde, 0,1g girdi deprem hareketi altında A_r artışı ile beraber u_x değerlerinde azalma gözlemlenirken, 0,49g altında farklı A_r değerleri için yaklaşık aynı değerlerin elde edildiği görülmektedir. Sonuç olarak, 0,1g deprem hareketi altında G_r ve A_r artışları yatay yer değiştirmelerin sınırlandırılması açısından olumlu katkılar sunsa da 0,49g deprem etkisi altında A_r ve G_r artışlarının sonuçlara çok etki etmediği görülmektedir.

Hipotetik zemin profilinde sıvılaşabilir zemin tabakasının 20 m olarak modellenmesi, özellikle yüksek girdi deprem hareketinde çok ciddi yatay deplasmanların yaşanmasına neden olmaktadır. Sıvılaşabilir zemin profili tabakasının kalınlığının zemin yüzeyinde meydana gelecek deplasmanlarda önemli bir etken olduğu düşünüldüğünde tabaka kalınlığının azaltılması meydana gelecek yatay deplasmanların da daha düşük değerlerde olmasına neden olacaktır. Bununla beraber, şekil 6.23'te yüksek girdi deprem hareketi altında YMK'lara ait A_r ve G_r değerlerinin arttırılmasının yatay deplasmanlara herhangi olumlu bir katkı sunmadığı görülmektedir. Bu tür bir sonucun ortaya çıkması, YMK kolonların yüzen kolon (*floating*) şeklinde modellenmesi olarak ifade edilebilir. Sayısal analizlerde YMK'ların herhangi bir sağlam tabakaya soketlenerek modellenmesi ile beraber artan A_r ve G_r değerlerinin zemin yüzeyinde meydana gelecek yatay deplasmanların sınırlandırılmasına olumlu katkılar vereceği düşünülmektedir.

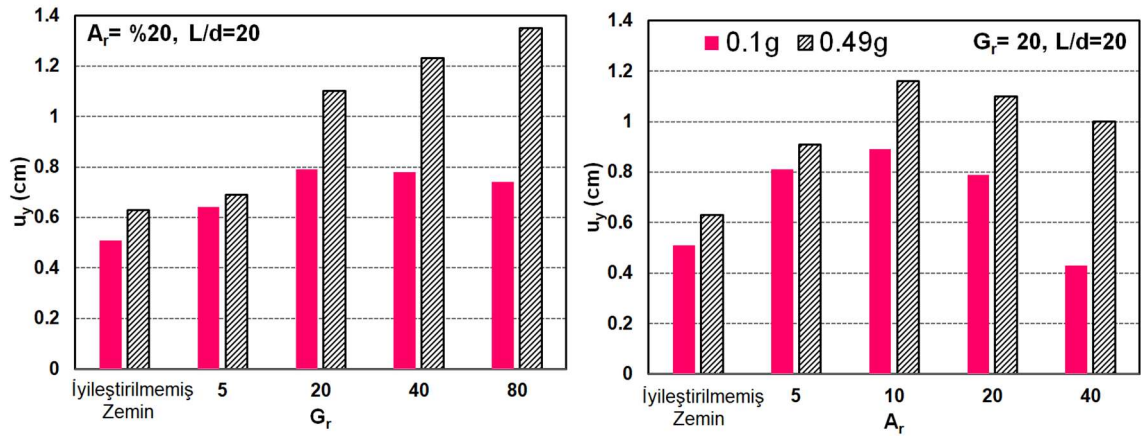


şekil 6.23 u_x değerlerinin G_r ve A_r 'ye bağlı olarak değişimi

Yatay yer değiştirmeler ile beraber zemin yüzeyinde meydana gelen düşey yer değiştirmeler (u_y)'de farklı girdi deprem hareketi büyüklükleri altında ayrıca incelenerek elde edilen sonuçlar farklı G_r ve A_r değerleri için şekil 6.24'de sunulmuştur. şekil 6.24 incelendiğinde elde edilen düşey deplasman değerlerinin sınırlı seviyelerde değiştiği görülmektedir. Düşey deplasman değerlerinin bu derece küçük değerlerde değişmesi

Bölüm 6.3.1.4'te anlatılan r_u değerlerinden kaynaklanmaktadır. Derinlik boyunca elde edilen r_u değerlerinin 1,0 veya 1,0'e çok yakın olması ve zamana bağlı r_u değerlerinde sönümün meydana gelmemesinden dolayı zemin yüzeyinde sonuçların bu ölçüde küçük elde edilmesine neden olduğu düşünülmektedir.

Şekil 6.24'de elde edilen u_y değerleri değerlendirildiğinde, G_r ve A_r artışları genel olarak u_y değerlerini artırmıştır. Ancak, yukarıda da ifade edildiği gibi u_y değerleri çok küçük aralıklarda değiştiğinden, elde edilen değişimlerin sonuçlar açısından olumlu ya da olumsuz olarak değerlendirmenin çok doğru bir yaklaşım olduğu düşünülmemektedir.



Şekil 6.24 u_y değerlerinin G_r ve A_r 'ye bağlı olarak değişimi

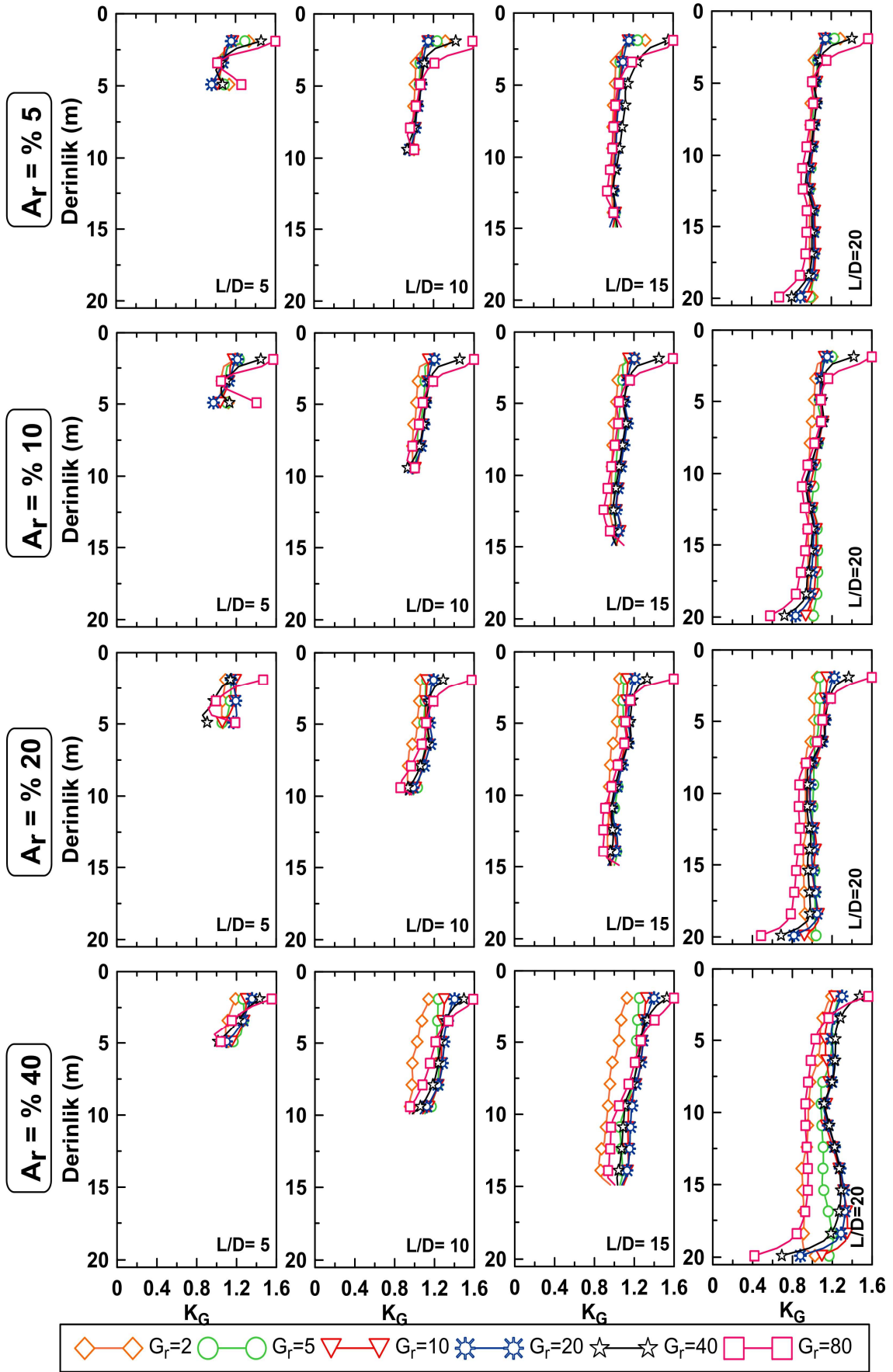
6.3.2 Sürşarj Durumunun Etki Etmesi Halinde Elde Edilen Sonuçların İncelenmesi (Durum II)

Zemin yüzeyine üniform sürşarj yükü ($q=150$ kPa) etki etmesi halinde elde edilen sonuçların değerlendirilmesi aşağıda verilmiştir.

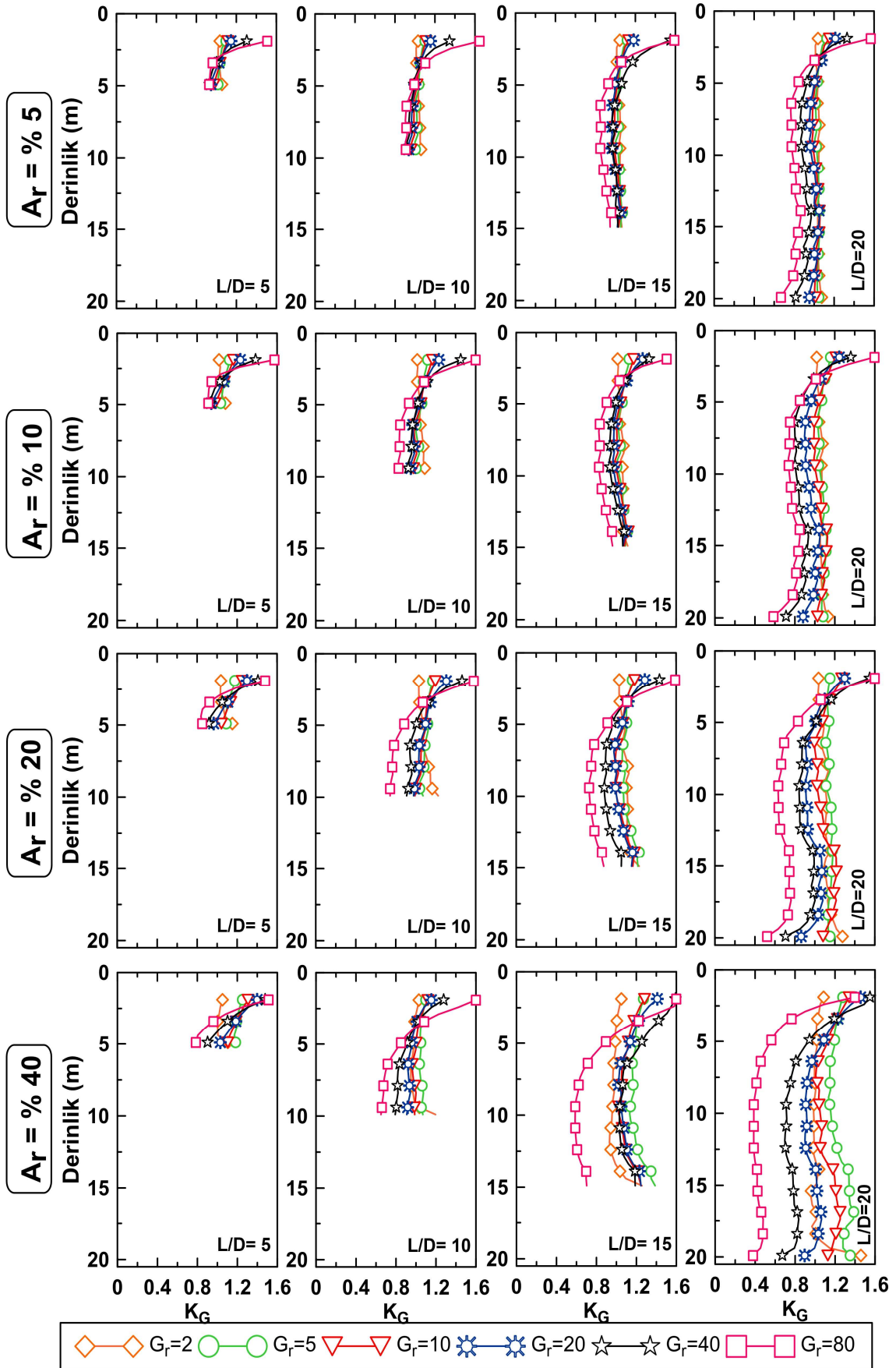
6.3.2.1 K_G ve γ_r Değerlerinin Değişiminin İncelenmesi

Sayısal analizlerde hipotetik zemin profili yüzeyinde $q=150$ kPa'lık bir sürşarj yükü uygulanması sonucunda 0,1g ve 0,49g'lik deprem büyüklükleri altında elde edilen kayma gerilmesi azaltma faktörlerinin (K_G) derinlikle değişimi Şekil 6.25 ve Şekil 6.26'de gösterilmektedir. K_G değişimleri üzerinde etkin rol oynayan parametreleri görebilmek için K_G değerlerinin farklı a_{maks} , farklı A_r , farklı L/d ve farklı G_r durumları için derinlikle değişimleri çizilmiştir. İlk olarak farklı deprem büyüklükleri altında K_G değerlerinin derinlikle değişimi incelendiğinde, genel olarak Şekil 6.25 ve Şekil 6.26'da görüldüğü üzere sürşarj etkisi altında farklı büyüklüklere sahip girdi deprem hareketi altında K_G

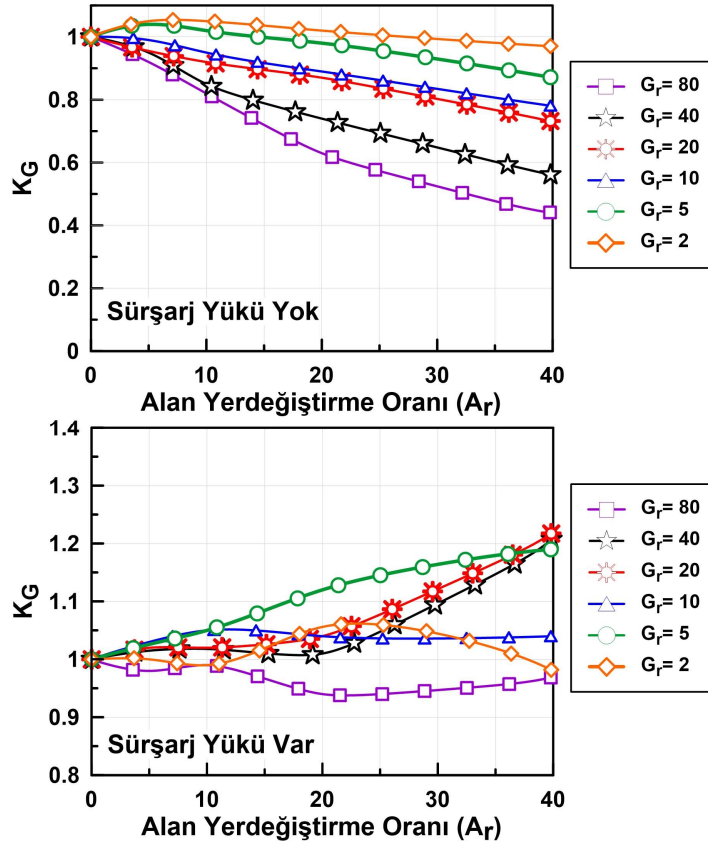
değişimlerinin birbirinden farklı davranış sergilediği görülmektedir. Şekiller daha detaylı olarak incelendiğinde, 0,1g girdi deprem hareketi altında G_r değerlerindeki artışın K_G değerlerini çok değiştirmedeği, ancak 0,49g'lik girdi deprem hareketi altında G_r değerlerinin artışı ile birlikte K_G değerlerinin azalmaya başladığı görülmektedir. Buna göre, $G_r = 80$ durumu hariç, diğer G_r değerlerinin olduğu durumlarda elde edilen K_G değerlerinin genelde 1,0'den büyük olduğu görülmektedir. Bu durum, 0,1g ve 0,49g girdi deprem hareketleri altında zemin yüzeyinde bir sürşarj yükünün etki etmesi halinde zeminde sismik kayma gerilmelerinin azalmadığı ve sismik kayma gerilmelerinin iyileştirilmemiş duruma göre daha da arttığı anlamına gelmektedir. Bununla beraber, A_r değişimlerinin K_G üzerindeki etkiler incelendiğinde A_r değerlerinin değişmesi ile beraber K_G değerlerinin G_r 'den bağımsız olarak çok değişmediği ve değerlerinin genellikle birbirine yakın çıktığı görülmektedir. Dolayısıyla, A_r değerlerinde meydana gelen değişikliklerin K_G değerlerinin değişimini ciddi şekilde etkilemediği görülmektedir. Sadece 0,49g girdi deprem hareketi altında alan yer değiştirme oranlarının $A_r = \%5$ ve $A_r = \%40$ olması halinde K_G değerlerinin farklılığı daha net görülebilmektedir. Yukarıda ifade edilen davranışların farklı iyileştirme derinliği durumları için de geçerli olduğu ve iyileştirme derinliğinin değişmesi ile beraber K_G değerlerinin farklı A_r ve farklı G_r değerlerinde benzer davranışlar sergilediği görülmektedir. Buna göre, $L/d = 20$ iyileştirme derinliği altında farklı G_r ve A_r değerleri için sayısal analiz sonuçlarından elde edilen K_G değerlerinin derinlik boyunca ortalaması alınarak sürşarj yükü etkileri altında bir sıvılaştırılabilir zemin için A_r ve G_r değişkenlerine bağlı bir kayma gerilmesi azaltma oranı değişimi çizilmiştir. Çizilen bu grafikte, serbest saha durumu için elde edilen K_G sonuçlarının bir karşılaştırılması verilerek değerlendirilme yapılmıştır. 0,1 g ve 0,49 g ivme büyüklükleri için elde edilen kayma gerilmesi azaltma oranı değişimleri Şekil 6.27 ve Şekil 6.28'de gösterilmektedir. Buna göre Şekil 6.27 ve Şekil 6.28 incelendiğinde, sürşarj yükünün etki etmesi ile beraber elde edilen K_G dağılımlarının serbest saha koşullarına göre oldukça farklı bir davranış sergilediği görülmektedir. Serbest saha koşullarında G_r ve A_r artışına bağlı olarak K_G değerlerinde azalmalar meydana gelirken, $q = 150$ kPa'lık bir sürşarj yükü etki etmesi halinde K_G değerlerinin genellikle arttığı gözlemlenmiştir. Dolayısıyla sayısal analizler sonucunda sıvılaştırılabilir bir zemin üzerine inşa edilen bir yapı ağırlığı altında, YMK ve çevre zemin arasındaki davranışın serbest saha koşullarına göre oldukça farklı olabileceği görülmektedir. Sürşarj etkisi altındaki bu durum hem 0,1g hem de 0,49g girdi deprem hareketi altında da elde edilmiştir. K_G



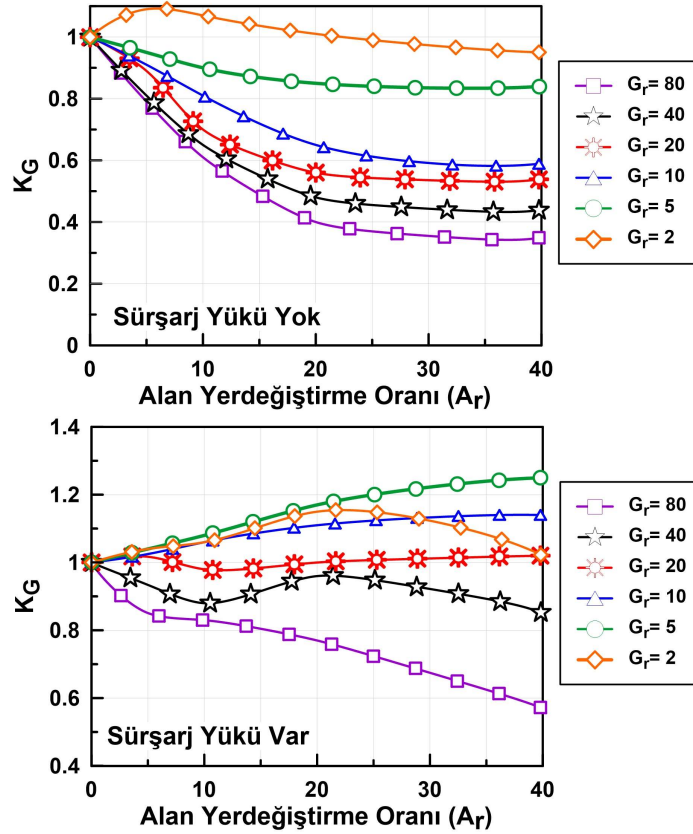
Şekil 6.25 Sürşarj yükü etkisi altında K_G değerlerinin derinlikle değişimi (0,1g)



Şekil 6.26 Sürşarj yükü etkisi altında K_G değerlerinin derinlikle değişimi (0,49g)



Şekil 6.27 Serbest saha ve sürşarj yüğü altında K_G değęlerinin değışimi (0,1g)



Şekil 6.28 Serbest saha ve sürşarj yüğü altında K_G değęlerinin değışimi (0,49g)

değerlerindeki azalmalar sadece $G_r = 80$ olduğu durumda net bir şekilde elde edilebilmiştir. Elde edilen bu sonuçlar değerlendirildiğinde, kullanılan sıvılaştırılabilir hipotetik zemin profili için zemin yüzeyinde bir yapının yer alması sonucunda yapı ağırlığı sebebiyle YMK çevresindeki zeminde kayma gerilmelerinin arttığı sonucuna ulaşılmıştır.

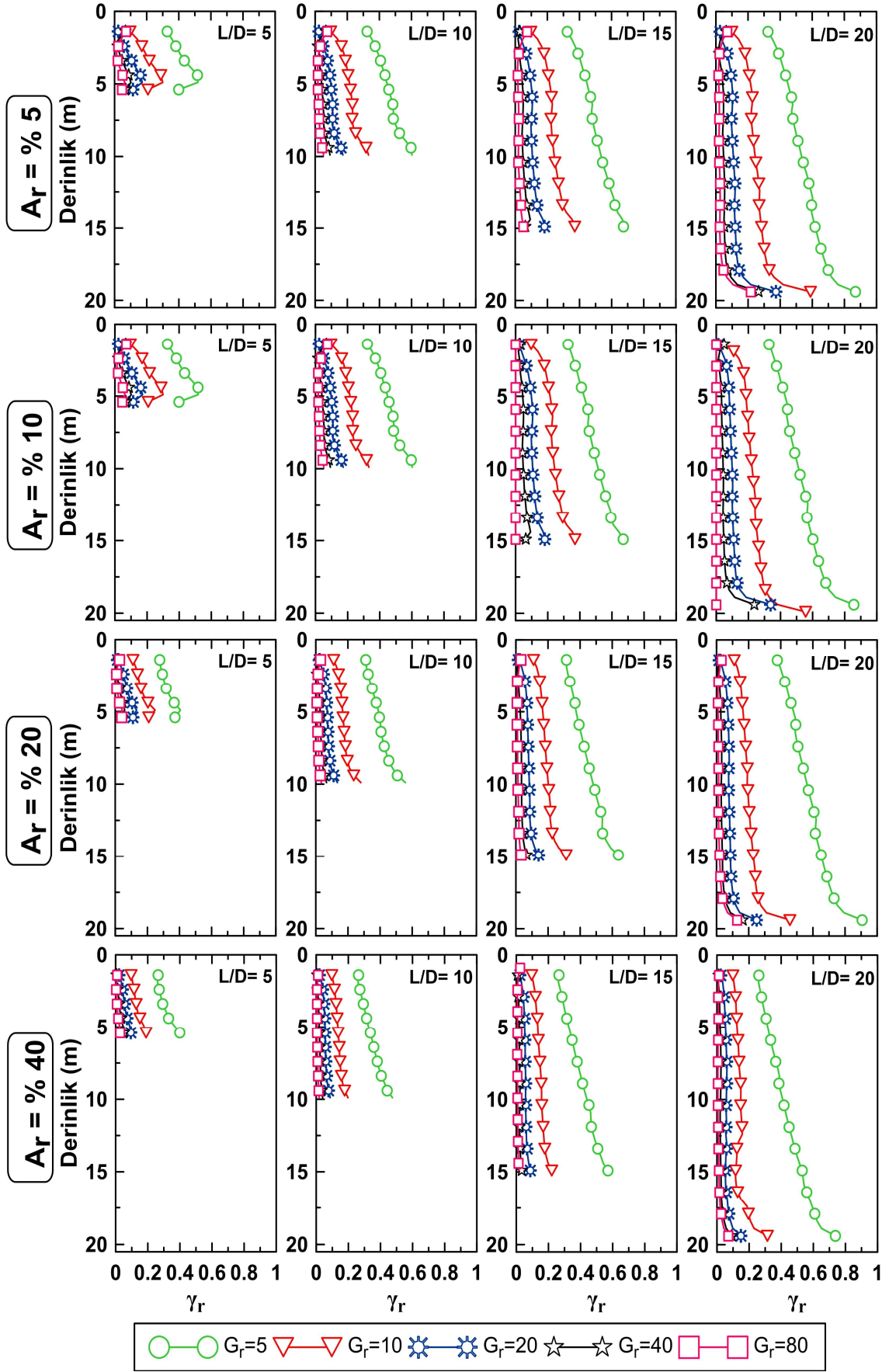
Sürşarj yükü altında iyileştirilmiş bir zemin için elde edilen kayma şekil değiştirmesi oranları 0,1g ve 0,49'lik girdi deprem hareketleri için sırasıyla Şekil 6.29 ve Şekil 6.30'da gösterilmektedir. Parametrik analizlerde zemin yüzeyine sürşarj yükü uygulanarak bu yük altında kayma şekil değiştirmesi oranlarının değişimi incelenerek YMK ve çevre zemin arasında kayma şekil değiştirmesi uyumluluğunun olup olmadığı araştırılmıştır.

Genel olarak sürşarj etkileri altında elde edilen γ_r sonuçları ile serbest saha koşulları altında elde edilen γ_r sonuçlarının bir karşılaştırılması yapıldığında, zemin yüzeyine sürşarj yükünün etki etmesi durumunda kayma şekil değiştirmesi oranlarının arttığı görülmektedir. Özellikle $G_r = 2$ olması durumu incelendiğinde, 0,1g girdi deprem hareketi altında ve zemin yüzeyinde sürşarj yükü olmaması halinde γ_r yaklaşık 0,55 çıkarken zemin yüzeyine sürşarj yükünün etki etmesi ile beraber bu değer 1,0'e ulaştığı görülmektedir. Bununla beraber, farklı G_r ve farklı girdi deprem hareketi büyüklüğü değerleri altındaki karşılaştırma sonuçlarını görebilmek için Çizelge 6.2'te serbest saha koşullarında ve sürşarj yükleri altında bazı G_r değerleri için γ_r sonuçları verilmiştir. Çizelge 6.2'te görüldüğü üzere sürşarj yükü etkisi ile γ_r değerlerinde artışlar meydana gelmektedir.

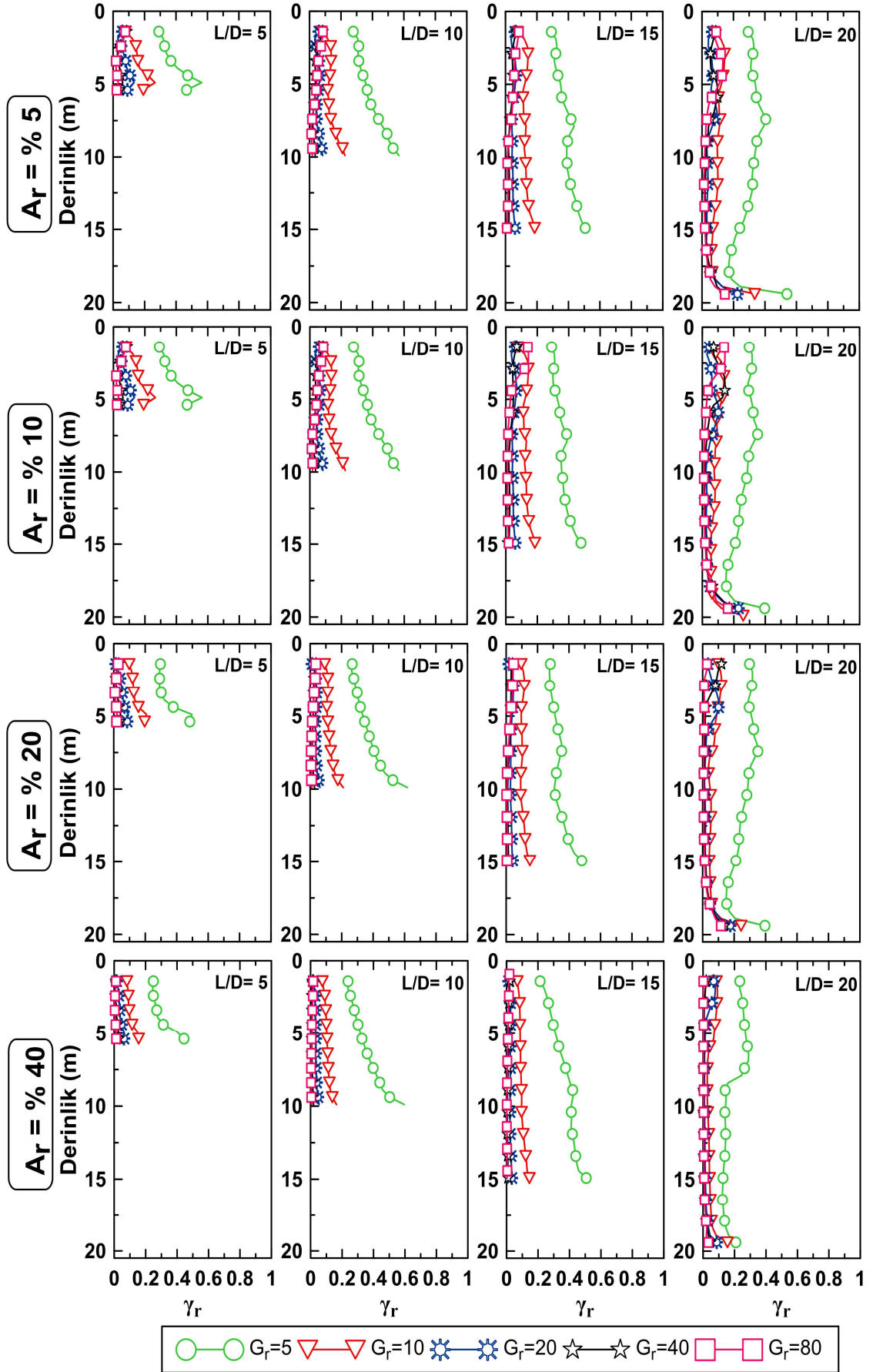
Çizelge 6.2 Serbest saha durumu ve sürşarj yükü etkisi sonucu elde edilen γ_r değerlerinin farklı G_r değerleri altında karşılaştırılması

Girdi Deprem Hareketi Büyüklüğü	Sürşarj Durumu	$G_r = 2$	$G_r = 5$	$G_r = 40$	$G_r = 80$
0,1g	Sürşarj Yükü Yok	0,58	0,22	0,04	0,025
	Sürşarj Yükü Var	1,0	0,4	0,06	0,03
0,49g	Sürşarj Yükü Yok	0,36	0,09	0,03	0,02
	Sürşarj Yükü Var	1,0	0,3	0,05	0,03

Şekil 6.29'da 0,1g girdi deprem hareketi altında elde edilen γ_r oranları incelendiğinde G_r değerlerinin artması ile beraber γ_r oranının azaldığı görülmektedir. G_r 'nin 5,0 olması durumunda, γ_r yaklaşık 0,4 olurken, $G_r = 80$ olması halinde γ_r oranının yaklaşık 0,03 değerine kadar azaldığı görülmektedir. Şekil 6.30'da 0,49g girdi deprem hareketi altında



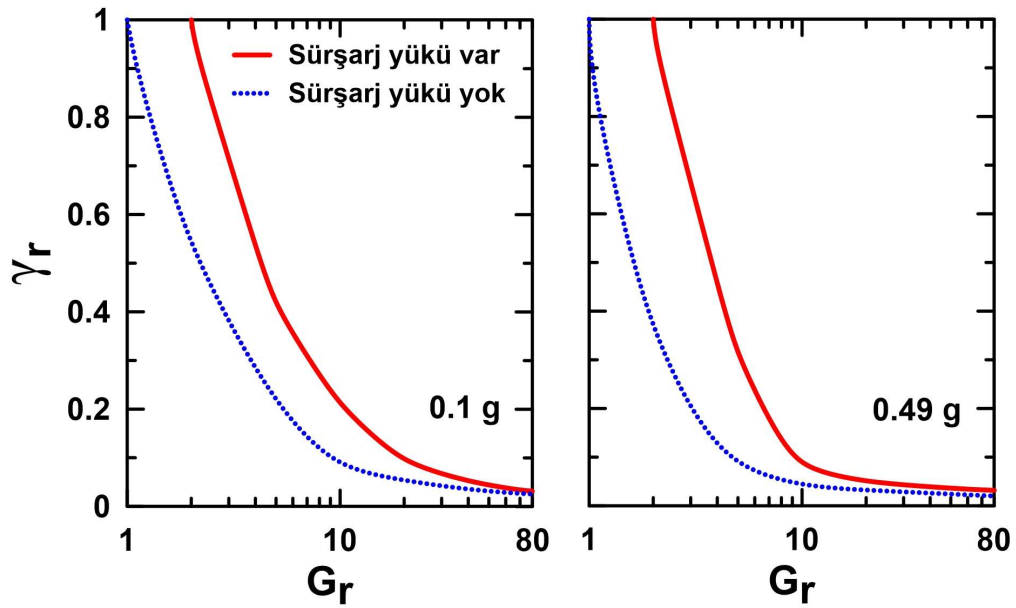
Şekil 6.29 Sürşarj yükü etkisi altında γ_r değerlerinin derinlikle değişimi (0,1g)



Şekil 6.30 Sürşarj yükü etkisi altında γ_r değerlerinin derinlikle değişimi (0,49g)

elde edilen γ_r oranları incelendiğinde elde edilen γ_r sonuçlarının 0,1g girdi deprem hareketi altında elde edilen sonuçlardan daha az olduğu görülmektedir. Dolayısıyla, sürşarj yükü altında elde edilen sonuçlar değerlendirildiğinde, düşük G_r değerlerinde girdi deprem hareketi büyüklüğünde meydana gelen artışla birlikte YMK ve çevre zemin arasında meydana gelen kayma şekil değiştirmesi oranlarında azalmaların olduğu görülmektedir.

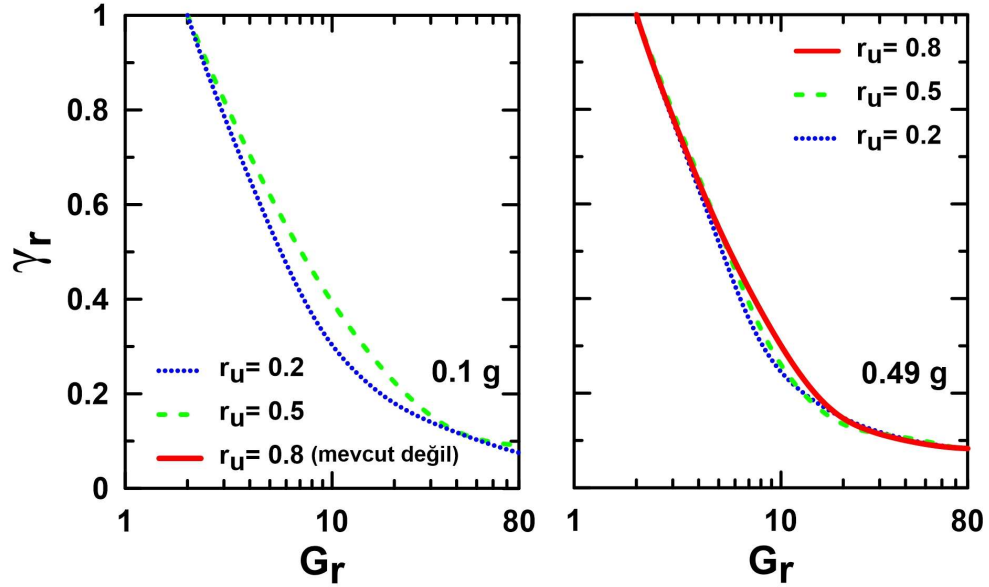
Bununla beraber, sürşarj yükleri altında γ_r - G_r değerlerinin farkı girdi deprem hareketi altındaki değişimleri elde edilerek Şekil 6.31’de sunulmuştur. Ayrıca, serbest saha koşulları durumu için elde edilen γ_r - G_r değerleri ile karşılaştırması yapılarak farklılıklar incelenmiştir. Buna göre, Şekil 6.31’den de görüldüğü üzere zemin yüzeyine herhangi bir sürşarj yükünün etki etmesi halinde YMK ve çevre zemin arasındaki davranış serbest saha koşulları durumuna göre oldukça değişmektedir. Özellikle düşük G_r değerinde iki farklı duruma göre elde edilen γ_r değerleri arasındaki farkın oldukça belirginleştiği görülmektedir.



Şekil 6.31 Serbest saha durumu ve sürşarj yükü etkisi sonucu elde edilen γ_r - G_r değişimlerinin karşılaştırılması

Şekil 6.31’de gösterilen şekilde γ_r değerleri, r_u ’dan bağımsız olarak YMK ve çevre zeminde farklı zamanlarda meydana gelen maksimum kayma şekil değiştirmelerinin oranı alınarak hesaplanmıştır. Bununla beraber, r_u değişimlerinin γ_r üzerindeki etkisini görebilmek için $A_r = \%10$, $L/d = 20$ ve farklı G_r değerleri altında γ_r değişimleri hesaplanmıştır. Elde edilen sonuçlar ise Şekil 6.32’de grafik halinde sunulmuştur. Şekil 6.32’de sunulan grafikte γ_r oranı, $r_u = 0,2$, $r_u = 0,5$ ve $r_u = 0,8$ değerlerinin olduğu andaki

YMK'da ve çevre zeminde meydana gelen kayma şekil değiştirmelerinin oranı alınarak hesaplanmıştır. Dolayısıyla, r_u değişimlerinin dikkate alınması ile yapılan γ_r hesabında, aynı andaki YMK'da ve çevre zeminde meydana gelen kayma şekil değiştirmeleri alınırken, r_u değişimlerinin dikkate alınmadığı γ_r hesabında ise (Şekil 6.31) farklı anlardaki YMK ve çevre zeminde oluşan kayma şekil değiştirmeleri kullanılarak hesaplar yapılmıştır.

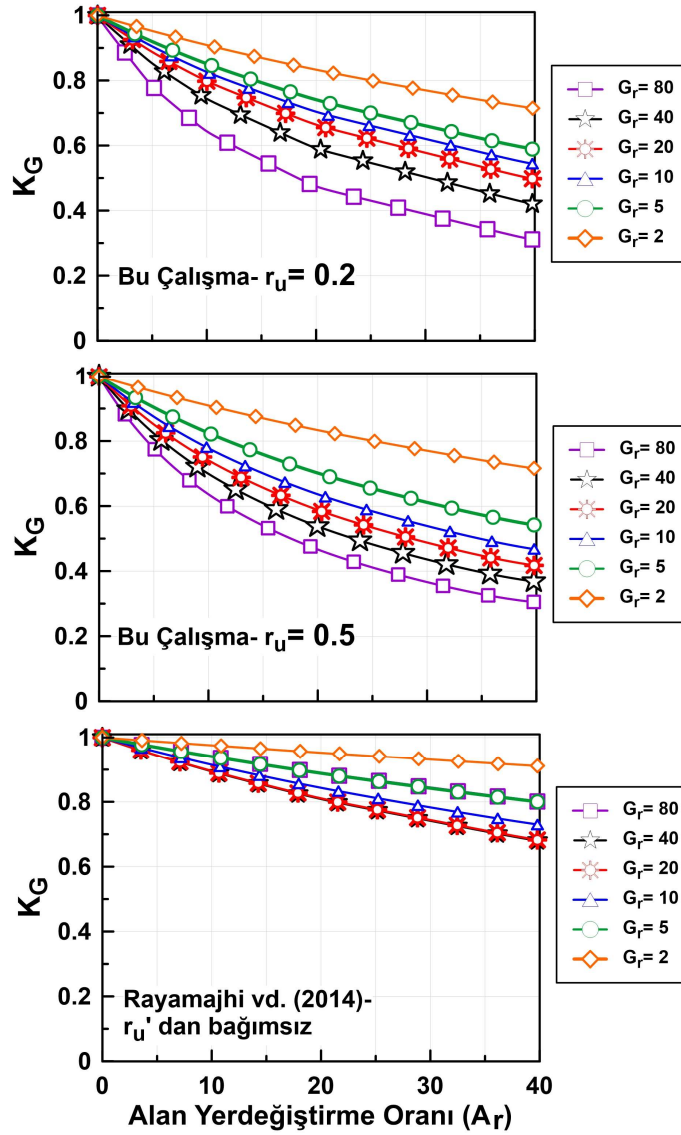


Şekil 6.32 Sürşarj yükü altında farklı r_u değerleri altında γ_r - G_r 'nin değişimi

Sürşarj etkileri altında zeminde meydana gelen r_u değerleri 1,0'e ulaşamamasından dolayı Şekil 6.32' de görüldüğü üzere, r_u değeri en fazla 0, 8'e göre yapılan hesaplar sunulmuş ve γ_r - G_r değişimleri çizilmiştir. Ayrıca, 0,1g girdi deprem hareketi altında r_u değerleri 0,8'e de ulaşamamış ve sadece $r_u=0,2$ ve $r_u=0,5$ için elde edilen değerler verilmiştir. Buna göre Şekil 6.32 incelendiğinde, 0,49g girdi deprem hareketi ve farklı r_u değerleri altında elde edilen γ_r - G_r değişimlerinin eğim olarak birbirine benzer davranış sergilediği görülmüştür. Dolayısıyla, 0,49g girdi deprem hareketi altında r_u ve G_r artışının γ_r davranışını çok etkilemediği görülmektedir. Benzer şekilde Şekil 6.32'de 0,1g girdi deprem hareketi altında elde edilen sonuçlara bakıldığında, sadece $G_r= 3$ ve $G_r= 40$ arasında kalan bölgede γ_r değerlerinin değişiminde farklılıklar görülmektedir. Diğer rijitlik oranı (G_r) değerlerinde ise farklı r_u mertebelerinde birbirine yakın γ_r değerlerinin elde edildiği görülmektedir.

Şekil 6.32'de sunulan grafiklerde yer alan farklı r_u ve G_r değerleri için γ_r eğrilerine ait fonksiyonlar elde edilerek, bu fonksiyonlara ait denklemler Denklem 2.23'te kullanılarak

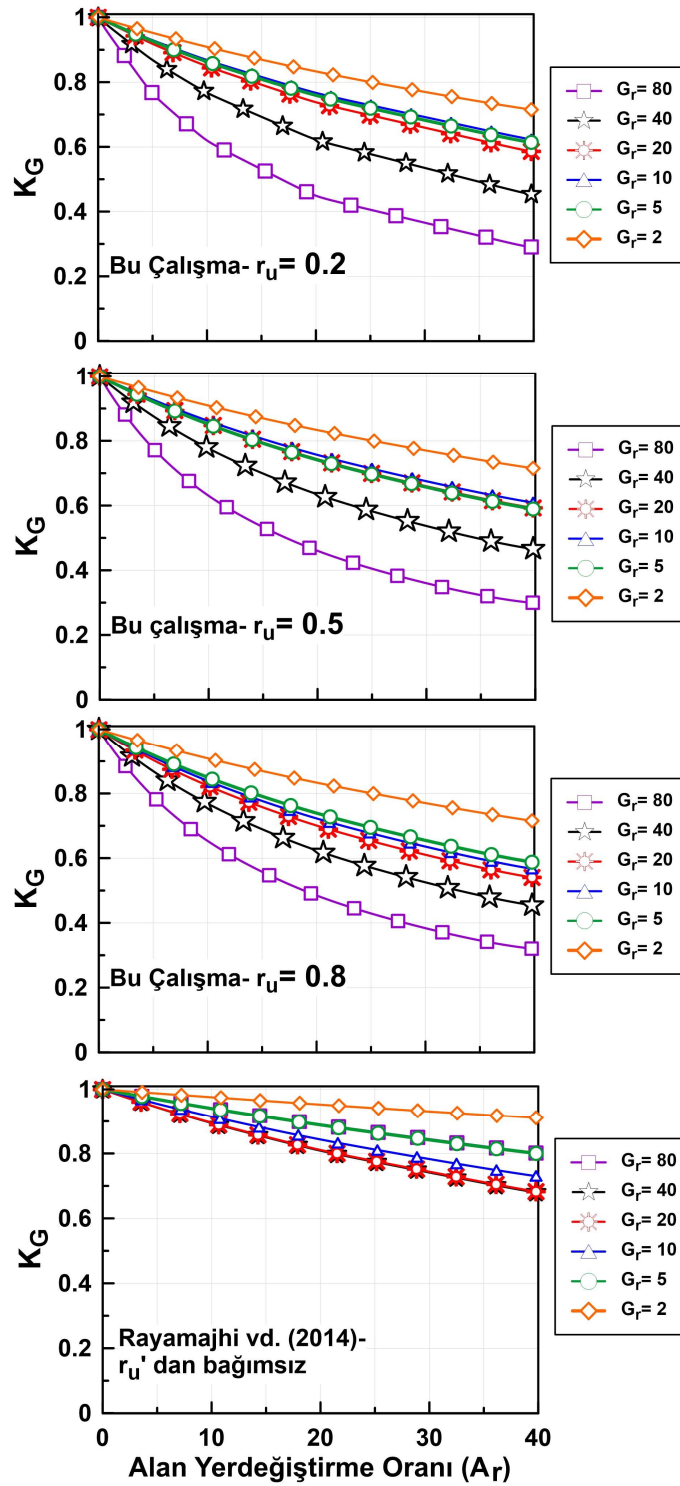
farklı r_u mertebeleri için K_G dağılımları oluşturulmuştur. Elde edilen grafikler farklı girdi deprem hareketi büyüklükleri için Şekil 6.33 ve Şekil 6.34’de gösterilmiştir. Şekil 6.33 ve Şekil 6.34’te görüldüğü üzere farklı r_u değerleri için elde edilen K_G dağılımları birbirlerine kısmen benzemektedir. Ancak, 0,1g ivme altında elde edilen K_G - A_r değişimleri G_r değerlerine bağlı olarak belirli aralıklarla azalma gösterirken, 0,49g ivme altında elde edilen K_G - A_r değişimleri incelendiğinde özellikle $G_r=5$, $G_r=10$ ve $G_r=20$ olması durumunda sonuçların birbirine oldukça yakın aralıkta değiştiği görülmektedir.



Şekil 6.33 Sürşarj yükü altında r_u değişimlerine bağlı olarak K_G değerlerinin değişimi (0,1g)

Genel olarak bir değerlendirme yapıldığında, parametrik analizler sonucunda uygulanan girdi deprem hareketi büyüklüğünün ve YMK ile iyileştirilmiş bir zeminde meydana gelen r_u değişimlerinin K_G değerlerinin değişiminde çok etkisinin olmadığı görülmüştür.

Ayrıca, sürşarj yükleri altında bütün r_u değerleri için A_r ve G_r artışına bağlı olarak K_G değerlerinde azalmaların meydana geldiği görülmektedir.



Şekil 6.34 Sürşarj yükü altında r_u değişimlerine bağlı olarak K_G değerlerinin değişimi (0,49g)

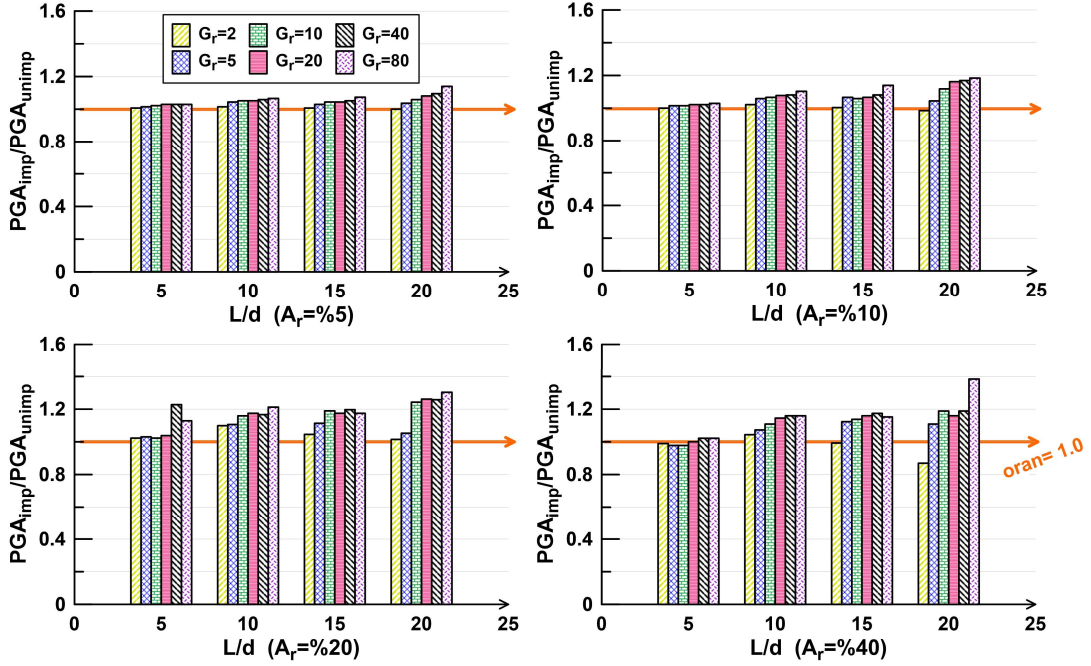
Şekil 6.27 ile Şekil 6.28'de gösterilen grafiklerde, sürşarj yükü altındaki K_G hesabı yapılırken iyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş zeminde herhangi bir zamanda meydana gelen

maksimum sismik kayma gerilmelerinin oranı alınarak hesaplamalar yapılmıştır. Bu hesaplamalarda r_u etkileri dikkate alınmamış ve iyileştirilmiş/iyileştirilmemiş zeminde meydana gelen maksimum sismik kayma gerilmelerinin oluşma anları farklı saniyelerde gerçekleşmiştir. Bu şekilde hesaplanan K_G değerlerinin genellikle 1,0'den büyük olduğu ve zemin yüzeyine sürşarj yükünün etki etmesi durumunda sismik kayma gerilmesi oranında bir artış olacağı görülmektedir. Diğer taraftan, zeminde yapılan iyileştirme öncesinde ve sonrasında aynı zaman aralığında meydana gelen sismik kayma gerilmesi oranını görebilmek için zaman parametresi artık boşluk suyu basıncı oranına bağlanarak yeni bir hesap yaklaşımı oluşturulmuştur. Bu yaklaşım ile herhangi bir r_u değerinin oluşma anındaki YMK ve çevre zeminde meydana gelen γ_r oranı hesaplanarak bu oran yardımı ile K_G hesabı gerçekleştirilmiştir. Bu yaklaşım neticesinde elde edilen sonuçlara göre K_G değerlerinin 1,0'den küçük olduğu görülmektedir. İki farklı yaklaşım sonucunda elde edilen veriler değerlendirildiğinde, zemin yüzeyine sürşarj yükü etki etmesi durumunda r_u mertebesinin ve γ_r değerinin dikkate alınarak bir K_G hesabının yapılmasının daha makul ve tutarlı olduğu düşünülmektedir.

6.3.2.2 PGA Değişimlerinin İncelenmesi

Sürşarj yükü altındaki YMK'lar ile iyileştirilmiş bir zemin profilinin yüzeyinde oluşan pik yüzey ivme değerleri (PGA_{imp}), iyileştirme öncesi durumda zemin yüzeyinde oluşan pik yüzey ivme değerleri (PGA_{unimp}) ile kıyaslanmış ve elde edilen değerler farklı G_r , farklı A_r ve farklı L/d oranları altında incelenerek elde edilen sonuçlar Şekil 6.35 ve Şekil 6.36' da gösterilmiştir. Şekil 6.35 ve Şekil 6.36'da sunulan grafikler sırasıyla girdi deprem hareketi büyüklüğü 0,1g ve 0,49g olan deprem kayıtlarının sonuçlarını göstermektedir. Buna göre Şekil 6.35'te verilen değerler incelendiğinde, uygulanan sürşarj yükü altında artan A_r ve G_r değerleri ile beraber PGA_{imp}/PGA_{unimp} oranında küçük değişimlerin meydana geldiği ve oranın 1,0'e yakın değerlerde değişiklik gösterdiği elde edilmiştir. Bazı parametreler altında, PGA_{imp}/PGA_{unimp} oranı 1,0'in üzerinde çıksa da serbest saha koşulları durumu düşünüldüğünde, sürşarj yükü etkisi ile beraber zemin yüzeyinde büyütme etkilerinin nispeten düşük mertebelerde gerçekleştiği görülmektedir. Serbest saha koşulları ile karşılaştırıldığında ise 0,1g girdi deprem hareketi altında zemin yüzeyinde PGA_{imp}/PGA_{unimp} oranı (Şekil 6.16) en fazla 2,2 olarak gerçekleşirken bu değer sürşarj etkileri altında en fazla 1,5 olarak gerçekleşmektedir. Genel bir değerlendirme yapıldığında, YMK'lar ile yapılan iyileştirme sonucunda sürşarj yükü

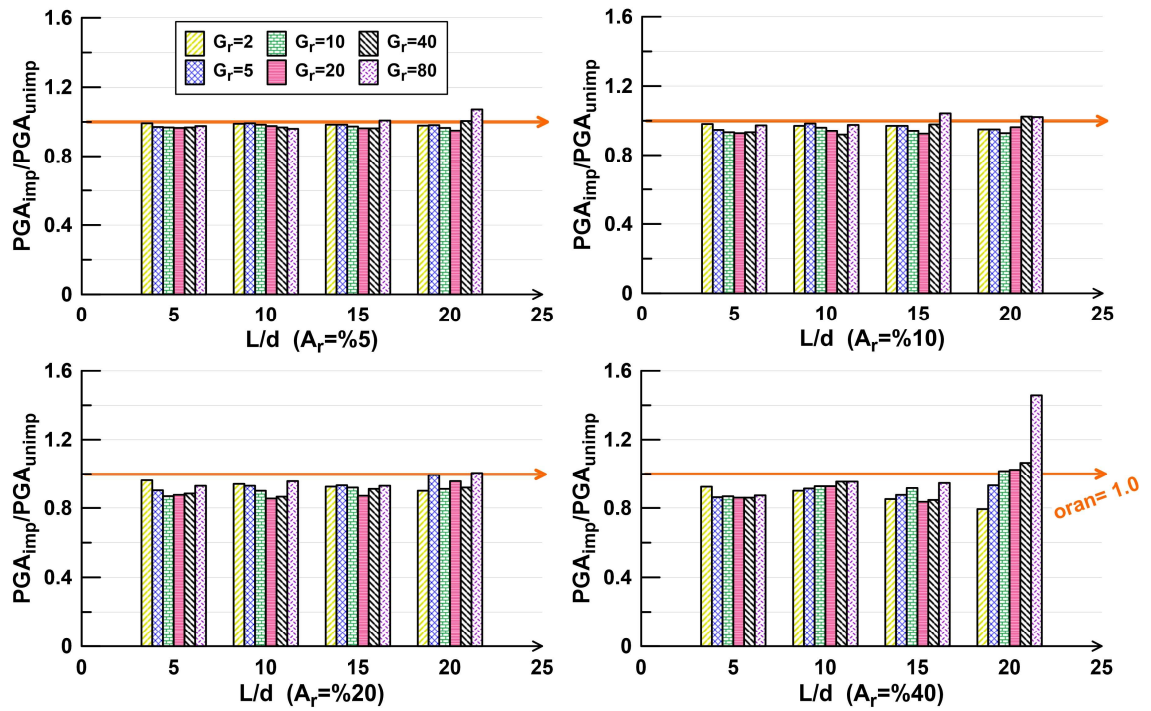
altında sıvılaşabilir hipotetik zemin yüzeyinde meydana gelen PGA değerleri, iyileştirilmemiş duruma göre çok büyük değerlerde değişmemiştir. Aynı zamanda, zemin yüzeyine sürşarj yükünün etki etmesi durumunda ivme büyütmelerinin serbest saha koşullarında meydana gelen büyütmelere kıyasla daha düşük mertebelerde olduğu belirlenmiştir.



Şekil 6.35 Sürşarj yükü altında PGA_{imp}/PGA_{unimp} oranlarının değişimi ($a_{maks}=0,1g$)

Benzer sonuçlar Şekil 6.36'da görüldüğü üzere 0,49'lik girdi deprem hareketi altında elde edilen sonuçlardan da elde edilmiştir. Buna göre, Şekil 6.36 incelendiğinde, sürşarj yükü altında PGA_{imp}/PGA_{unimp} oranı yaklaşık 1,0 civarında elde edilmiş ve A_r ile G_r değerlerinin artışı bu oranın değişimine çok etki etmediği görülmektedir. Sadece $A_r= \%40$ ve $G_r= 80$ olması halinde PGA_{imp}/PGA_{unimp} oranının 1,0'den büyük çıktığı ve 1,6 değerine ulaştığı görülmektedir. 0,49g girdi deprem hareketi altında sürşarj etkilerinin olmadığı serbest saha koşulları ile bir karşılaştırma yapıldığında (Şekil 6.17), zemin yüzeyine uygulanan sürşarj yükünün yüzeyde oluşacak ivme büyütmelerini azalttığı görülmektedir. Şekil 6.17'de görüldüğü üzere serbest saha koşullarında zemin yüzeyinde meydana gelen maksimum PGA_{imp}/PGA_{unimp} oranı yaklaşık 3,6 civarında iken, zemin yüzeyine sürşarj yükünün etki etmesi halinde bu oranın farklı rijitlik, alan oranı ve L/d oranları için genel olarak 1,0 olduğu görülmektedir. Ayrıca Şekil 6.36'dan elde edilen sonuçlar Şekil 6.35'te verilen 0,1g girdi deprem hareketi sonuçları ile karşılaştırıldığında, girdi deprem hareketi büyüklüğünün etkisi görülebilmektedir. Buna göre, girdi deprem hareketindeki artış ile birlikte sürşarj yükü altında zemin yüzeyinde meydana gelen PGA_{imp}/PGA_{unimp}

oranlarında azalmanın meydana geldiği veya sınırlı bir değişimin yaşandığı görülmektedir. Şekil 6.35'te sayısal analizlerden elde PGA_{imp}/PGA_{unimp} oranları genellikle 1,0'in üzerinde yer alırken Şekil 6.36'da PGA_{imp}/PGA_{unimp} oranları genellikle 1,0'in hemen altında fakat 1,0'çok yakın olacak şekilde değişiklikler göstermiştir. Sonuç olarak, sayısal analizlerde kullanılan hipotetik zemin profili içerisinde oluşturulan YMK'lar ve profile etki eden girdi deprem hareketinin büyüklüğü serbest saha koşulları altında zemin yüzeyinde önemli ölçüde ivme büyütmelerine neden olurken, zemin yüzeyinde uygulanan sürşarj yükü ile beraber ivme büyütmelerinin oldukça azaldığı görülmektedir.



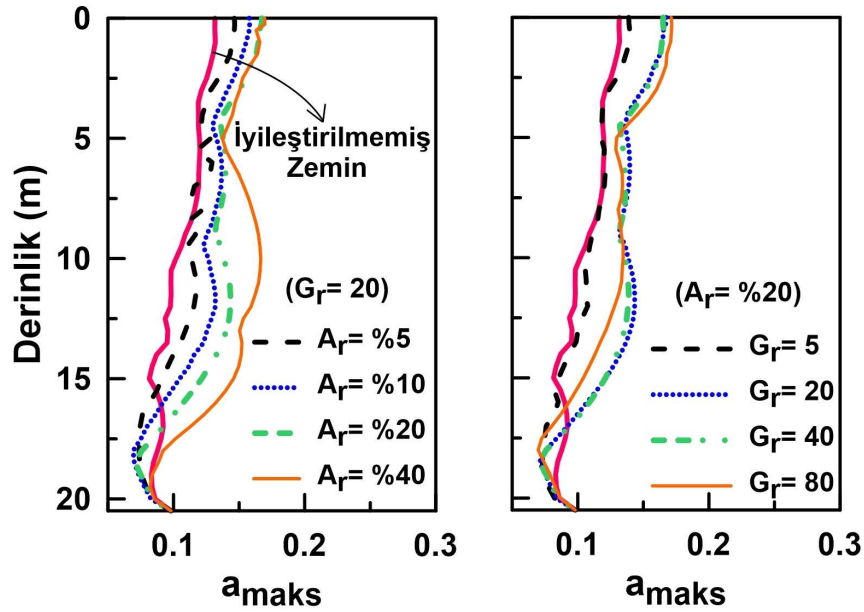
Şekil 6.36 Sürşarj yükü altında PGA_{imp}/PGA_{unimp} oranlarının değişimi ($a_{maks}=0,49g$)

6.3.2.3 İvme (a_{maks}) Değerlerinin Derinlikle Değişiminin İncelenmesi

Sürşarj yükleri altında farklı A_r ve farklı G_r değerleri altında derinlik boyunca elde edilen maksimum ivme değerlerinin (a_{maks}) değişimi, düşük ve yüksek girdi deprem hareketi için sırasıyla Şekil 6.37 ve Şekil 6.38'de gösterilmektedir.

Şekil 6.37'de 0,1g girdi deprem hareketi altında a_{maks} değerlerinin derinlikle değişimi incelendiğinde, zemin yüzeyine yaklaştıkça ivme değerlerinde artışların meydana geldiği görülmektedir. Zemin profili tabanına 0,1g büyüklüğünde deprem hareketi etki ettirildiğinde a_{maks} değerlerinin yüzeyde yaklaşık 0,13-0,16g'ye kadar arttığı görülmektedir. Bununla beraber, farklı A_r (%5, %10, %20 ve %40) ve farklı G_r (5, 20, 40

ve 80) değerleri altında a_{maks} değerlerinin derinlikle değişimi incelenmiştir. Buna göre, sabit bir G_r değeri altında ($G_r=20$) farklı A_r parametrelerinin etkisi incelenmiş, daha sonra sabit bir A_r ($A_r= \%20$) değeri seçilerek farklı rijitlik oranlarının (G_r) etkisi araştırılmıştır. Buna göre Şekil 6.37’de görüldüğü üzere farklı A_r ve G_r parametrelerinin artması ile beraber derinlik boyunca a_{maks} değerlerinin de arttığı görülmektedir. Zemin içerisinde farklı özelliklere sahip YMK’ların oluşturulması durumunda, 0,1g girdi deprem hareketi altında iyileştirilmemiş zemine göre ivme değerlerinin derinlikle birlikte bir artışın meydana geldiği görülmektedir. Sürşarj etkilerinin dikkate alınmadığı serbest saha koşulları ile kıyaslandığında, zemin yüzeyine sürşarj yükünün etki etmesi zemin profiline etki edecek maksimum ivme değerlerinin artmasını engelleyememiş ve her iki durumda sıvılaşabilir zemin tabakasında a_{maks} değerlerinin arttığı görülmüştür.

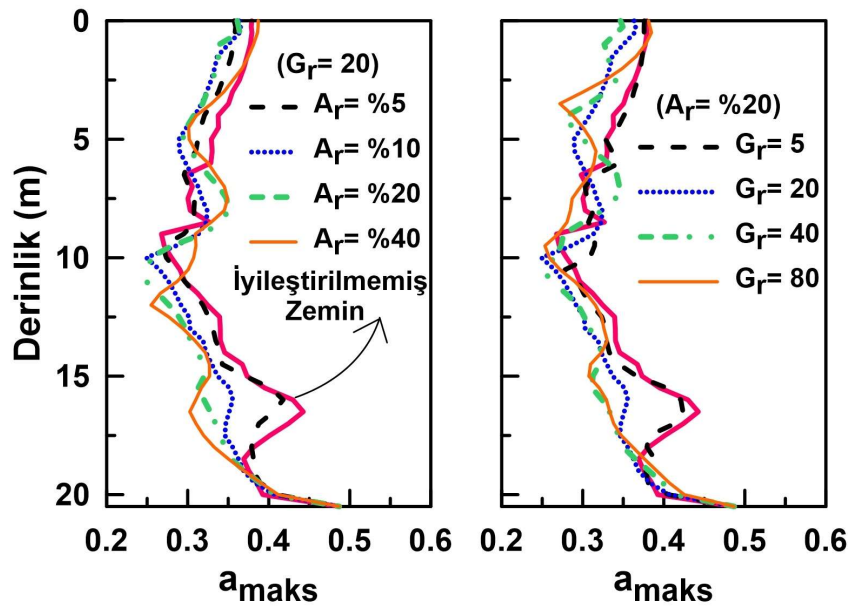


Şekil 6.37 Sürşarj yükleri altında derinlikle a_{maks} değerlerinin değişimi (0,1g)

Şekil 6.38’de 0,49g girdi deprem hareketi altında a_{maks} değerlerinin derinlikle değişimi gösterilmektedir. Şekil 6.38’de verilen ivme değişimleri genel olarak incelendiğinde, zemin yüzeyine doğru a_{maks} değerlerinde azalmaların meydana geldiği ve zemin profili boyunca ivmelerde büyütme aksine küçültmelerin meydana geldiği görülmektedir. Benzer bir sonuç Badanagki vd. (2019) [169] tarafından gerçekleştirilen santrifüj deney sonuçlarında da görülmüştür. Buna göre, santrifüj deneyinde 0,4g büyüklüğe sahip Kobe depreminin etki etmesi sonucunda granüler kolonların performansı iyileştirilmiş/iyileştirilmemiş zemin durumu ve serbest saha/ yapı yükü olması durumu için değerlendirilmiştir. Elde edilen sonuçlara göre, 0,4g girdi deprem hareketi altında sıvılaşabilir zemin içerisinde yer alan granüler kolonlar iyileştirilmemiş zemin profili

sonuçlarına göre PGA değerlerinin artmasına neden olmuştur. Aynı zamanda, yapı yükünün olmadığı ve olduğu durumlarda 0,4g girdi deprem hareketi altında zemin profili içerisinde ivme azaltmalarının meydana geldiği ifade edilmektedir.

0,49g girdi deprem hareketi altında A_r ve G_r değerlerinin a_{maks} üzerindeki etkisi incelendiğinde, A_r ve G_r değerlerinin artması ile beraber zemin profilinde derinlik boyunca a_{maks} değerlerinde anlamlı değişikliklerin meydana gelmediği görülmüştür. Özellikle iyileştirilmemiş zemin profili ile karşılaştırıldığında, YMK'ların rijitliğinde ve alan yer değiştirme oranlarında meydana gelen artışların zemin profili boyunca ivme değerlerinde kısmen azalmalara neden olduğu görülmektedir.



Şekil 6.38 Sürşarj yükleri altında derinlikle a_{maks} değerlerinin değişimi (0,49g)

6.3.2.4 F_s Değişimlerinin İncelenmesi

Sürşarj yükü altında 0,10g büyüklüğündeki bir depremin etki etmesi halinde hipotetik zemin profilinde meydana gelecek sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı hesabı yapılmış ve derinlik boyunca değişimi elde edilmiştir.

Zemin yüzeyine sürşarj yükünün etki etmesi ile zemine ait $N_{1,60}$ değerinin değişmediği kabul edilerek $N_{1,60} = 8,0$ alınmış ve CRR değeri Denklem 6.3 kullanılarak 0,096 olarak elde edilmiştir. CSR değeri ise derinliğe bağlı olarak σ_v , σ_v' ve r_d kullanılarak Denklem 6.2 ile hesaplanmıştır. Gerilme hesaplamalarında $q = 150$ kPa'lık sürşarj yükünün etkisi de dikkate alınmıştır. Sürşarj yükünün etkisi, zemin yükü düzeltme faktörü (K_σ) dikkate

alınarak sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı hesabına dahil edilmiştir. K_σ hesabında, [171] tarafından önerilen ve aşağıda verilen Denklem 6.5'te gösterilen eşitlik kullanılmıştır.

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right) \leq 1,0 \quad (6.5)$$

Ayrıca, zemin yükü düzeltme faktörüne bağlı katsayısı (C_σ), Denklem 6.6 kullanılarak hesaplanmıştır.

$$C_\sigma = \frac{1}{18,9 - 17,3 D_r} \leq 0,3 \quad (6.6)$$

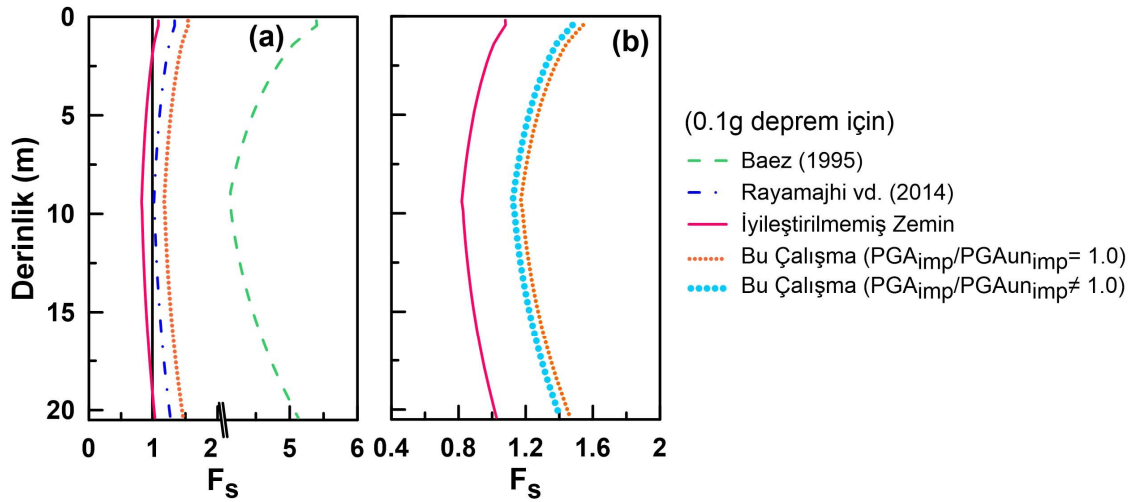
Denklem 6.5 ile elde edilen K_σ , CRR katsayısı ile çarpılarak sıvılaşma hesaplarında sürşarj yükü etkisi dahil edilmiştir.

Sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı hesaplarında, zemin yüzeyinde iyileştirme öncesi ve sonrasında oluşacak ivme değerlerinin değişmediği ($PGA_{imp}/PGA_{unimp}=1,0$) kabul edilmiştir. İyileştirilmemiş durumda zemin yüzeyindeki a_{maks} değeri 0,132g olarak alınmıştır. Bu durumda, iyileştirilmemiş bir zemin profili için sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı hesaplanmış ve Şekil 6.39(a)'da gösterilmiştir. Buna göre, Şekil 6.39 (a)'dan iyileştirilmemiş bir zemin profili için sıvılaşma güvenlik sayısı ortalama 0,91 olarak elde edilmiştir.

İyileştirilmemiş zemin profilinde YMK'lar ile bir iyileştirme çalışması yapıldığında ($A_r = \%20$ ve $G_r = 20$ kabul edilmiştir ve $r_u = 0,5$ durumu dikkate alınmıştır) elde edilen yeni güvenlik sayısı Baez 1995 [9] (bkz. Şekil 2.17), Rayamajhi vd. 2014 [24] (bkz. Şekil 2.27) ve bu çalışma sonucunda elde edilen K_G (bkz. Şekil 6.33) değerleri dikkate alınarak hesaplanmıştır. Hesap sonucunda elde edilen değerlerin derinlikle değişimi Şekil 6.39(a)'da gösterilmektedir. Şekil 6.39(a) incelendiğinde, sürşarj etkisi altında Rayamajhi vd. (2014) [24] tarafından sunulan eşitliğin kullanılması ile elde edilen sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı sonuçlarının bu çalışma neticesinde elde edilen sonuçlara yakın çıktığı görülmektedir. Ancak Şekil 6.39(a)'da, Baez (1995) [9] tarafından sunulan yaklaşım sonucunda elde edilen sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısının diğer sonuçlardan oldukça farklı çıktığı görülmektedir. Buna göre, kayma şekil değiştirmesi kabulüne [9] göre elde edilen sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı oldukça yüksek elde edilmiş ve sıvılaşmanın meydana gelmediği görülmektedir. Lineer elastik çözüme dayanan ve kayma şekil değiştirmesi uyumluluğunun olmadığını dikkate alan yaklaşım Rayamajhi vd. (2014) [24] sonucunda güvenlik sayısı derinlik boyunca ortalama $F_S = 1,11$ olarak elde edilmiştir ve

sıvılaşmanın meydana geldiği görülmektedir. Bu çalışmada ise nonlinner çözümler sonucunda elde edilen veriler neticesinde elde edilen güvenlik sayısı ise ortalama $F_s = 1,29$ olarak bulunmuştur. Sonuçlar karşılaştırıldığında, kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu kabulüne göre elde edilen sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısının diğer iki değere kıyasla oldukça yüksek çıktığı görülmektedir.

Örnek hesapta detaylıca anlatıldığı üzere hesaplarda zemin büyütme etkileri dikkate alınmamış ve $PGA_{imp}/PGA_{unimp} = 1,0$ ($0,132/0,132=1,0$) alınarak hesaplar gerçekleştirilmiştir (Şekil 6.39a). Ancak, Şekil 6.35 incelendiğinde YMK'ların imalatı ile beraber zemin yüzeyinde oluşan ivmelerde değişikliklerin meydana geldiği ve $A_r = \%20$ ve $G_r = 20$ durumu için $PGA_{imp}/PGA_{unimp} \neq 1,0$ ($0,166/0,132 = 1,261$) olduğu görülmektedir. Bu açıdan değerlendirildiğinde, zemin büyütme etkileri dikkate alınarak kayma gerilmesi azaltma faktörü hesaplandığında ($K_{G,mod}$) elde edilecek değerler daha küçük olacak ve sıvılaşmaya karşı güvenlik sayılarında kısmen azalmış olacaktır. Şekil 6.39(b) incelendiğinde tez çalışması kapsamında $PGA_{imp}/PGA_{unimp} = 1,0$ ve $PGA_{imp}/PGA_{unimp} \neq 1,0$ olması halinde F_s değerlerinin derinlikle değişimi verilmiştir. Şekil 6.39(b)'de görüldüğü üzere büyütme etkileri dikkate alındığında derinlik boyunca sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısında kısmen azalmalar meydana gelmiştir. Bu durum, PGA_{imp}/PGA_{unimp} oranının 1,0'den büyük olmasından kaynaklanmaktadır.

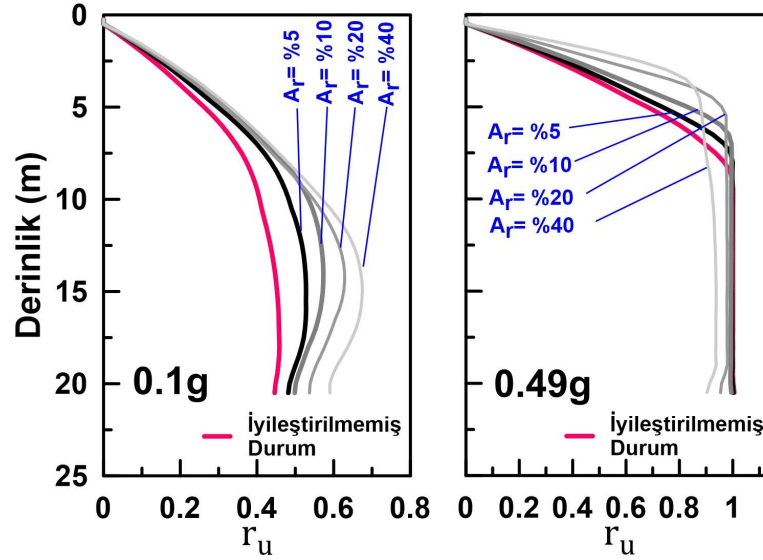


Şekil 6.39 Sürşarj yükü altında derinlikle F_s değerlerinin değişimi

6.3.2.5 r_u Değişimlerinin İncelenmesi

Şekil 6.40'ta görüldüğü üzere sürşarj yükleri altında iyileştirilmemiş ve farklı A_r ($G_r = 20$ olacak şekilde bütün A_r değerleri için sabit alınmıştır) değerlerine sahip iyileştirilmiş

zemine ait artık boşluk suyu basıncı oranı değerlerinin (r_u) derinlik boyunca değişimi incelenmiştir.



Şekil 6.40 Sürşarj yükü altında derinlikle r_u değerlerinin değişimi

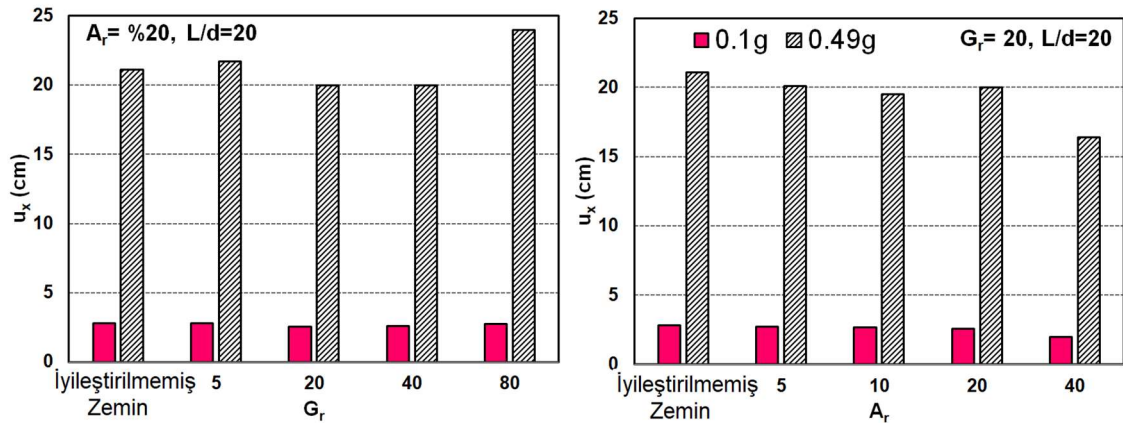
Şekil 6.40'ta 0,1g'lik girdi deprem hareketi altında A_r değerlerinin etkisine bakıldığında A_r artışı ile beraber r_u oranının arttığı görülmektedir. İyileştirilmemiş zeminde oluşan maksimum r_u değeri 0,4 olurken, YMK ile A_r değerlerinde yaşanan artışlarla beraber bu değer 0,7'ye kadar çıktığı görülmektedir. Bu durumun sebebi olarak önceki bölümlerde anlatıldığı üzere, düşük permeabiliteye sahip YMK'lar zemin içerisinde A_r artışına bağlı olarak kompozit sistemin permeabilitesini iyileştirilmemiş zemin permeabilitesine göre daha da düşmekte ve bu durum sonucunda YMK çevresindeki zeminde artık boşluk suyu basıncı oranlarında artışlar meydana gelmektedir. 0,49g'lik girdi deprem hareketi altında elde edilen sonuçlara bakıldığında, A_r değişimlerinin r_u sonuçları üzerinde belirgin bir değişikliğe neden olmadığı görülmektedir. İyileştirilmemiş zemin durumu için yaklaşık 8. m'den itibaren $r_u=1,0$ 'e ulaşırken farklı A_r değerleri altında da yine benzer derinliklerde r_u değerlerinin yaklaşık 1,0'e ulaştığı görülmektedir. Sonuç olarak, bu çalışmada gerçekleştirilen parametrik analizler neticesinde, sıvılaştırılabilir hipotetik zemin profili içerisinde uygulanan YMK'ların çevre zemindeki r_u değerlerini azaltmada herhangi bir rol oynamadığı görülmektedir.

Zemin yüzeyine sürşarj yükünün etki etmesi durumunda zemin profili içerisinde meydana gelen r_u değerlerinde değişikliklerin olduğu görülmektedir. Şekil 6.21 ve Şekil 6.22'de zemin yüzeyinde sürşarj yükünün olmadığı durumda farklı A_r değerleri altında elde edilen r_u değerlerinin, 0,1g ve 0,49g girdi deprem hareketi altında 1,0'e ulaştığı, sürşarj yükünün

etki etmesi durumunda ise 0,1g girdi deprem hareketi altında r_u değerlerinde azalmaların meydana geldiği ancak 0,49g girdi deprem hareketi altında elde edilen sonuçlarda önemli bir değişikliğin meydana gelmediği görülmektedir.

6.3.2.6 Yatay ve Düşey Deplasman Değişimlerinin İncelenmesi

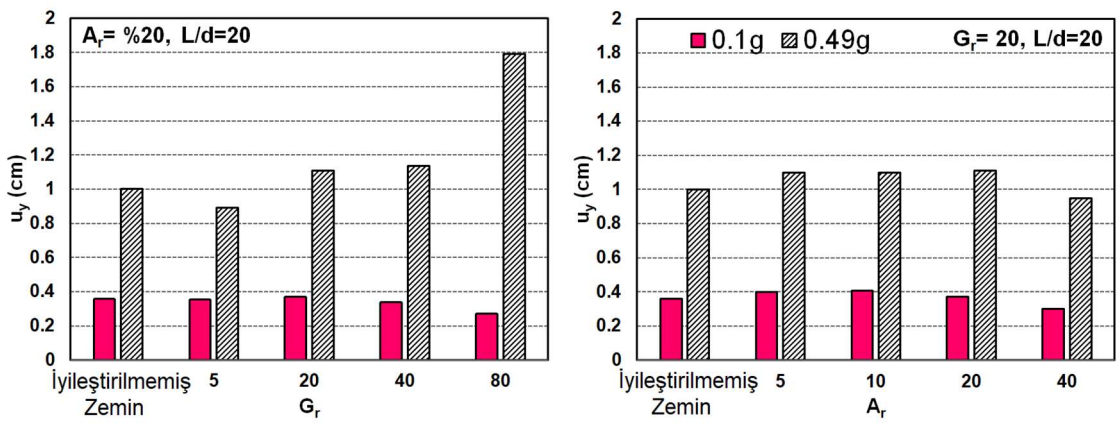
Sürşarj yükü altında zemin yüzeyinde meydana gelen maksimum yatay yer değiştirmelerin (u_x) farklı deprem büyüklükleri altında, G_r ve A_r değerlerine bağlı olarak değişimi Şekil 6.41 de gösterilmektedir. Şekil 6.41’de görüldüğü gibi farklı G_r parametreleri altında u_x değişimleri sabit $A_r = \%20$ ve $L/d = 20$ altında incelenmiştir. Benzer şekilde, farklı A_r değerleri altında u_x değişimleri incelenirken $G_r = 20$ ve $L/d = 20$ olacak şekilde alınmış ve karşılaştırmalar yapılmıştır.



Şekil 6.41 Şürşarj yükü altında u_x değerlerinin G_r ve A_r 'ye bağlı olarak değişimi

Farklı deprem yükleri altında iyileştirilmemiş zemin yüzeyinde meydana gelen (u_x) değerleri incelendiğinde 0,1g ivme altında maksimum $u_x = 2,82$ cm iken, 0,49g ivme altında bu değer $u_x = 21,1$ cm olarak elde edilmiştir. G_r değerlerinin etkisi incelendiğinde, 0,1g ve 0,49g girdi deprem hareketi altında G_r artışı ile beraber u_x değerlerinin G_r değerlerinden çok etkilenmediği ve yaklaşık benzer seviyelerde değiştiği görülmüştür. Bununla beraber A_r etkisinin u_x değişimleri üzerindeki etkisi incelendiğinde, 0,1g ve 0,49g girdi deprem hareketi altında A_r artışı ile beraber u_x değerlerinde düşük miktarda azalmalar gözlemlenmiştir. 0,49g girdi deprem hareketi altında sayısal analiz sonuçlarından yatay deplasman değerlerinin bu mertebelerde büyük elde edilmesi, Bölüm 6.3.1.6’da anlatıldığı üzere profilde yer alan sıvılaşabilir zemin tabakasının çok büyük olması ve bu tabaka içerisinde yer alan YMK’ların yüzen (*floating*) kolon olarak modellenmesinden kaynaklanmaktadır.

Yatay yer deşistirmeler ile beraber zemin yüzeyinde meydana gelen düşey yer deşistirmeler (u_y)’de farklı girdi deprem hareketi büyüklükleri altında ayrıca incelenerek elde edilen sonuçlar farklı G_r ve A_r değerleri için Şekil 6.42 sunulmuştur. Şekil 6.42 incelendiğinde elde edilen düşey deplasman değerlerinin 0,1g girdi deprem hareketi için sınırlı seviyelerde değiştiği görülürken, 0,49g girdi deprem hareketi için elde edilen u_y değerlerinin 1,0 cm üzerinde olduğu görülmektedir. Şekil 6.42’de elde edilen u_y değerleri değerlendirildiğinde G_r ve A_r artışları 0,1g girdi deprem hareketi için u_y üzerinde çok fazla bir etkiye neden olmazken, 0,49g girdi deprem hareketi sonucunda genel olarak u_y değerlerinde artışlar meydana gelmiştir.



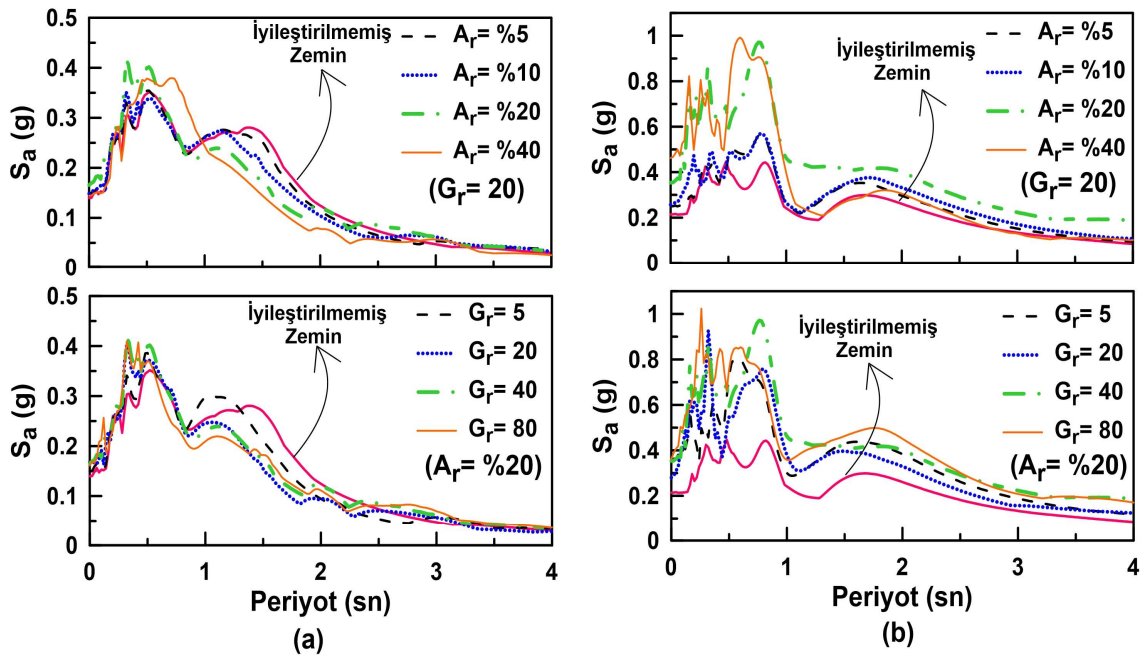
Şekil 6.42 Sürşarj yükü altında u_y değerlerinin G_r ve A_r ’ye bağlı olarak değişimi

6.3.2.7 Tepki Spektrumlarının İncelenmesi

Sayısal analizler ile gerçekleştirilen parametrik analizler neticesinde iyileştirilmemiş zemin ve iyileştirilmiş zemin için zemin yüzeyinde meydana gelen tepki spektrumları (sönüm oranı %5 için) elde edilmiştir. Elde edilen sonuçlar, serbest saha durumu ve zemin yüzeyine sürşarj yükünün etki etmesi durumu için ayrı ayrı incelenmiştir. Ayrıca farklı girdi deprem hareketi büyüklüğünün etkisi ve iyileştirilmiş zemin için A_r ile G_r parametrelerinin etkileri de dikkate alınmıştır. Tepki spektrumları ilk olarak sabit bir G_r değeri altındaki ($G_r = 20$) farklı A_r değerlerinin etkisi, daha sonra sabit bir A_r değeri altındaki ($A_r = \%20$) farklı G_r değerlerinin etkisi dikkate alınarak incelenmiştir. Serbest saha koşulları ve sürşarj yükünün etki etmesi durumunda 0,1g ve 0,49g girdi deprem hareketi altında elde edilen tepki spektrumlarının değişimi sırasıyla Şekil 6.43 ve Şekil 6.44’te gösterilmektedir.

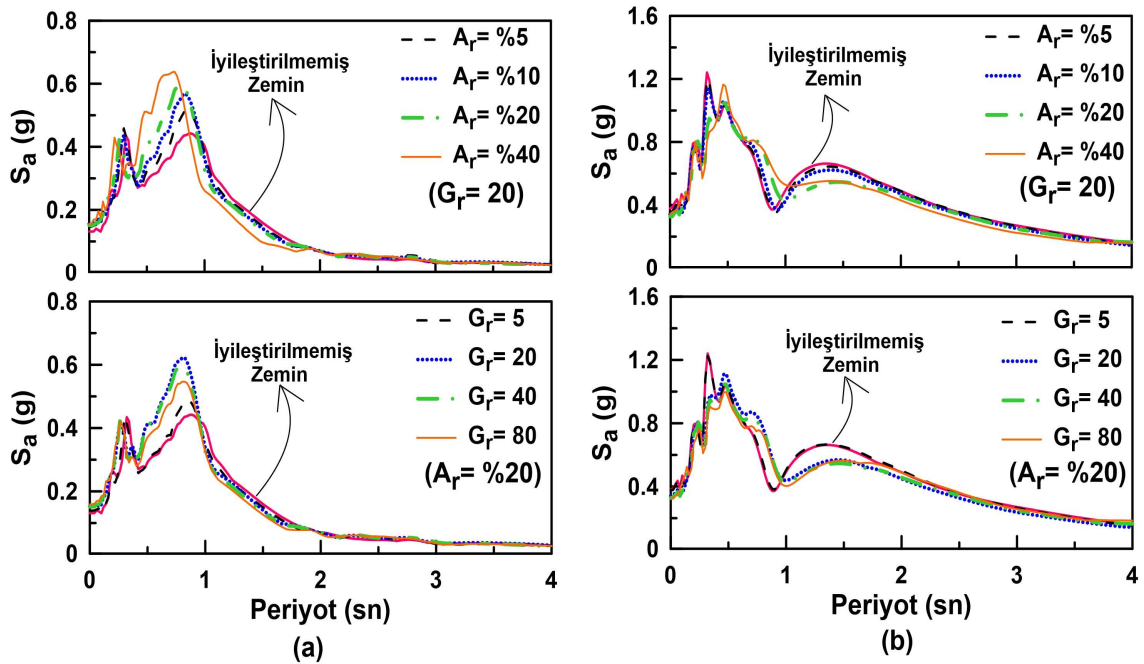
Şekil 6.43(a)’da, 0,1g girdi deprem hareketi altında farklı A_r ve farklı G_r parametreleri altındaki zemin yüzeyinde meydana gelen tepki spektrumları incelendiğinde, A_r ve G_r

değerlerinde meydana gelen artışların düşük periyot aralığında önemli değişikliklere neden olduğu görülmektedir. 0-1,0 sn periyot aralığı incelendiğinde artan A_r ve G_r değerlerinin spektral ivmelerde büyütme neden olduğu görülmektedir. Özellikle, 0,5 saniyede $A_r = \%20$, $A_r = \%40$ ve $G_r = 40$, $G_r = 80$ değerlerinde büyütmelerin en yüksek mertebelere ulaştığı görülmektedir. Ancak, 1,0-2,0 sn periyot aralığı incelendiğinde artan A_r ve G_r değerleri ile oluşan spektral ivmelerin iyileştirilmemiş zemine göre daha düşük mertebelerde oluştuğu görülmektedir. 2,0-4,0 sn periyot aralığında elde edilen spektral ivme değerleri ise yaklaşık benzer mertebelerde değişkenlik gösterdiği görülmektedir. Şekil 6.43(b)'de 0.49g'lık bir girdi deprem hareketi altında elde edilen spektral ivme değişimleri incelendiğinde, elde edilen sonuçların 0,1g girdi deprem hareketi altında elde edilen spektral ivme değerlerinden oldukça farklı olduğu görülmektedir. Önceki bölümlerden elde edilen ivme ve PGA değişimlerinin sonuçları dikkate alındığında, beklenildiği gibi başlangıç periyot değerinde (0.sn), iyileştirilmemiş zemine göre artan A_r ve G_r değerlerine bağlı olarak ivme değerlerinde artışların meydana geldiği görülmektedir. Özellikle Şekil 6.43(b)'de 0-1,0 sn periyot aralığı incelendiğinde büyütme değerlerinin ciddi değerlere ulaştığı görülmektedir. Girdi deprem hareketinin büyüklüğü ve yapılan iyileştirme neticesinde zemin profilinin rijitliğinin artırılması ve dolayısıyla sönüm değerinin azaltılması, zemin yüzeyinde spektral ivmelerin artmasına ve büyütmelerin meydana gelmesine neden olmaktadır.



Şekil 6.43 Serbest saha koşulları altında periyoda bağlı olarak tepki spektrumlarının değişimi (a) 0,1g, (b) 0,49g

Şekil 6.44'te sürşarj yükü etkisi altında zemin yüzeyinde meydana gelen spektral ivme değişimleri incelendiğinde, düşük periyotlarda (0-1,0 sn aralığı) büyütme meydana gelirken daha yüksek periyot değerlerinde ise spektral ivme sonuçlarının çok değişmediği görülmektedir. Şekil 6.44(a)'da 0,1g girdi deprem hareketi neticesinde elde edilen sonuçlar incelendiğinde yaklaşık 0,8 sn değerinde büyütme en yüksek değere ulaştığı ve artan A_r ve G_r değerleri ile de arttığı görülmektedir. Ayrıca, 1,0 sn sonrasında spektral ivme değişimlerinde önemli değişikliklerin yaşanmadığı görülmektedir. Sayısal analizlerde sürşarj yükü olarak 150kPa uygulanmış ve bu değer yaklaşık 10 katlı bir binaya karşılık gelmektedir. 10 katlı bir binanın hakim periyodunun 1,0 sn olduğu düşünülürse (bina hakim periyodu $\approx 0.1N$, N : bina kat sayısı) elde edilen sonuçlardan bina hakim periyodu ile maksimum spektral ivme değerlerinin oluştuğu periyot değerinin yaklaşık aynı olduğu görülmektedir (0,8sn $\approx$ 1,0 sn). Dolayısıyla, zemin profili üzerine inşa edilecek bu büyüklükteki bir yapının ivme büyütme maruz kalacağı görülmektedir. Şekil 6.44(b)'de 0,49g girdi deprem hareketi altında elde edilen spektral ivme değişimleri incelendiğinde, elde edilen spektral ivme değerlerinin iyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş zemin için benzer çıktığı ve A_r ile G_r değişkenlerinden etkilenmediği görülmektedir. Dolayısıyla bu büyüklükteki bir girdi deprem hareketi altında zemin yüzeyine sürşarj yükünün etki etmesi, meydana gelecek büyütme engellediği görülmektedir.



Şekil 6.44 Sürşarj yükü altında periyoda bağlı olarak tepki spektrumlarının değişimi (a) 0,1g, (b) 0,49g

Sonuç olarak değerlendirildiğinde, serbest saha koşulları altında zemin yüzeyinde önemli büyütme meydana gelmiş ve bu büyütme değerleri artan A_r ve G_r değerleri ile artış göstermiştir. Ancak sürşarj yükü etkisi altında, yaşanacak büyütmelerin sınırlandırıldığı ve A_r ile G_r artışlarının sonuçlarda anlamlı bir değişikliğe neden olmadığı görülmüştür. Ayrıca, serbest saha koşulları ve yüksek girdi deprem hareketi altında başlangıç periyot değerinde iyileştirilmiş zemin yüzeyinde elde edilen ivme değerleri iyileştirilmemiş zemin yüzeyindeki ivme değerlerine göre oldukça artış gösterirken, bu durum sürşarj yükünün etki ettiği koşulda meydana gelmemiş ve başlangıç periyot değerinde iyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş zemin yüzeyinde meydana gelen ivme değerleri yaklaşık benzer mertebelerde olduğu görülmüştür.

SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmada, sıvılaştırılabilir bir zemin içerisinde yer alan yüksek modüllü kolonların (YMK) sismik performansı sayısal analizlerle 2D ve 3D olarak detaylıca incelenmiştir. Literatürde yer alan bir santrifüj deneyi ile sayısal analizlerin sonuçları artık boşluk suyu basıncı oluşumu, ivme-zaman değişimi ve deplasmanlar cinsinden karşılaştırılarak sayısal modelin kalibrasyonu gerçekleştirilmiştir. Daha sonra YMK'lar ile iyileştirilmiş hipotetik bir sıvılaştırılabilir zemin profili üzerinde parametrik çalışmalar gerçekleştirilerek YMK ve çevre zemin arasındaki davranış farklı parametreler altında araştırılmıştır. Bu tez çalışması kapsamında gerçekleştirilen araştırma ve incelemeler neticesinde elde edilen sonuçlar ve sunulan öneriler aşağıda verilmiştir.

7.1 Sonuçlar

2D Plaxis ve 3D OpenSeesPL programı kullanılarak literatürde yer alan bir santrifüj deneyi sayısal olarak modellenmiş daha sonra OpenSeesPL programı kullanılarak sıvılaştırılabilir bir zemin profili üzerinde parametrik analizler gerçekleştirilmiştir. Gerçekleştirilen analizler sonucunda elde edilen veriler değerlendirilmiş ve bu veriler ışığında genel olarak şu sonuçlara ulaşılmıştır;

- YMK'ları Plaxis'te 2D ortamda modelleyebilmek için iki farklı yöntem kullanılmış ve kullanılan yöntemin farklılığı sayısal analiz sonuçlarına çok etki etmemiştir. Her iki yöntemden elde edilen ivme, artık boşluk suyu basıncı ve deplasman değerlerinin genellikle birbirlerine yakın çıktığı görülmüştür. Plaxis'te sıvılaştırılabilir zemin analizlerinde kullanılan UBC3D-PLM modelin artık boşluk suyu basınçlarını kısmi olarak modelleyebildiği görülmüştür. Ayrıca, sayısal analizlerde kullanılan girdi deprem hareketinin büyüklüğü UBC3D-PLM modelin artık boşluk suyu basıncını modelleme kapasitesini etkilememektedir. Özellikle yüksek girdi deprem hareketi altında UBC3D-PLM

model sivilaşma başlangıcını ve artık boşluk suyu basıncı oluşumunu pik noktaya kadar tutarlı bir şekilde modellediği fakat gerçekte belirli bir süreden sonra sönümlenmeye başlayan artık boşluk suyu basınçlarının UBC3D-PLM modelin kapasitesi doğrultusunda analiz sonuçlarına yansıtamadığı görülmüştür. Ancak, düşük girdi deprem hareketi altında oluşan artık boşluk suyu basıncı karşılaştırmalarında sayısal analiz sonuçları ile santrifüj model deney sonuçları arasındaki farklılığın daha da arttığı görülmüştür. Sonuç olarak, UBC3D-PLM model artık boşluk suyu basıncı oluşumunu modelleyebilmekte fakat artık boşluk suyu basıncı sönümlerini modelleyememektedir. Artık boşluk suyu basınçları ve deplasman değişimleri birbiri ile doğrudan ilişkili olduklarından UBC3D-PLM modelin artık boşluk suyu basıncı sönüm davranışını yansıtmaması açısından yetersiz olması, elde edilen deplasman değerlerinin santrifüj model deneyinden elde edilen değerlerden oldukça farklı çıkmasına neden olmuştur. Sayısal analizler sonucunda elde edilen oturma ve deplasman değerleri santrifüj deney verileri ile uyumlu çıkmamıştır. Dolayısıyla sayısal analizlerde kullanılan UBC3D-PLM model, sivilaşma kaynaklı oturma ve yatay yer değiştirmeleri yeteri kadar ortaya koyamamaktadır. UBC3D-PLM modelin ivme-zaman davranışını ise kabul edilebilir bir şekilde modelleyebildiği görülmüştür. Derinlik boyunca elde edilen ivme-zaman değişimleri incelendiğinde, bazı derinlikler hariç santrifüj deney sonuçlarına yakın değerler elde edilmiştir. Özellikle zemin yüzeyinde sayısal analizlerden ve santrifüj deneyinden elde edilen maksimum ivme değerleri birbiri ile oldukça yakın sonuçlar elde edilmiştir.

- 3D ortamda OpenSeesPL programı ile PDMY model kullanılarak santrifüj deneyi modellendiğinde, PDMY modelin özellikle yüksek girdi deprem hareketi altında sivilaşma başlangıcını, artık boşluk suyu basıncı oluşumunu ve boşluk suyu basıncı sönümlenmelerini iyi bir şekilde modelleyebildiği görülmüştür. Ancak, düşük girdi deprem hareketi altında artık boşluk suyu basıncı sonuçlarının santrifüj deneyi sonuçları ile çok uyuşmadığı ve aralarında farklılıkların bulunduğu görülmüştür. Her iki modelin artık boşluk suyu basıncını modelleyebilmesi bakımından bir karşılaştırılması yapıldığında PDMY modelin UBC3D-PLM modele göre daha gelişmiş bir model olduğu görülmüştür. PDMY model artık boşluk suyu basıncı oluşumunu ve sönümünü iyi bir şekilde modelleyebildiğinden sayısal analizler sonucunda elde edilen düşey ve yatay deplasman değerleri santrifüj deneylerinden elde edilen sonuçlara yakın çıkmıştır. Özellikle iyileştirilmiş zemin profili için gerçekleştirilen sayısal analiz sonuçları ile santrifüj deney sonuçları birbirleriyle daha tutarlı çıkmıştır. Ancak benzer başarılı

sonuçlar iyileştirilmemiş zemin profillerinden elde edilememiştir. Sıvılaşma başlangıcında, süresince ve sonrasında zeminin permeabilitesi değişkenlik gösterdiği için OpenSeesPL’de sayısal analizlerde her bir zemin için sabit bir permeabilite katsayısı girilmesinin iyileştirilmemiş zemin profilinde deplasmanlar açısından istenilen seviyelere ulaşılamamasına neden olduğu düşünülmektedir. Bu problemin OpenSeesPL’de model kodunun içerisine zamana ve r_u değişimine bağlı bir permeabilite fonksiyonunun eklenmesiyle czleceği ve deneysel ile sayısal analizler sonucunda elde edilecek oturma değerlerinin (ya da artık boşluk suyu basınçlarının) birbirine daha yakın çıkacağı düşünülmektedir. OpenSeesPL’de analizler sonucunda ivme-zaman değişimleri incelenmiş ve santrifüj deneyinden elde edilen ivme-zaman sonuçları ile benzer sonuçların elde edildiği grlmştir. Özellikle, iyileştirilmiş durumda sayısal analizlerden zemin yüzeyinde elde edilen spektral ivme değişimleri santrifüj deney sonuçları ile oldukça uyumlu elde edilmiştir. Ancak, aynı başarı kolon yüzeyinden elde edilen spektral ivme karşılaştırmaları için elde edilememiştir. OpenSeesPL’de modellenen santrifüj deneyinde belirli derinliklerdeki kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirmesi değerlerinin x ekseni doğrultusunda değişimleri incelenmiş ve YMK uygulaması ile evre zemindeki sismik kayma gerilmesi değerlerinde iyileştirilmemiş duruma göre azalmaların sağlandığı ancak yzeeye yakın bölgelerde sismik kayma gerilmelerinde iyileştirilmemiş duruma göre artışların yaşandığı grlmştir. Modellenen santrifüj deneyi sonuçlarına göre, zemin içerisinde rijit kolonların oluşturulması evre zeminde sismik kayma gerilmelerinin artmasına veya azalmasına neden olabilmektedir. Bunun yanında, kayma şekil değiştirmelerinin x ekseni doğrultusunda değişimi incelenmiş ve YMK yüzeyinde kayma şekil değiştirmelerinin en yüksek değerlere ulaştığı ve belirli bir mesafeden sonra ise kayma şekil değiştirmelerinin sabit bir değerde kaldığı grlmştir. OpenSeesPL’de modellenen santrifüj deneyinde YMK’lar ile evre zemin arasındaki kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu incelenmiş ve YMK ile evre zemin arasında kayma şekil değiştirmesi uyumluluğunun yer almadığı grlmştir. Ayrıca yapılan analizler sonucunda YMK’ların evre zemindeki kayma gerilmelerini azaltmada beklenenden daha az etkili oldukları hatta zemin yüzeyine yakın bölgelerde zeminde sismik kayma gerilmelerinde artışlara neden olabileceği grlmştir. OpenSeesPL’de yapılan 3D analizler sonrasında santrifüj deneyine ait pek çok verinin bazı noktalar hariç iyi bir şekilde modellenebildiği grlmştir. Bu açıdan

incelendiğinde, santrifüj deneyi sonuçlarını OpenSeesPL’de yer alan PDMY model Plaxis programında yer alan UBC3D-PLM modelden daha iyi modellediği görülmüştür.

- OpenSeesPL’de yapılan 3D parametrik analizler sonucunda hesaplanan K_G değişimleri incelendiğinde, serbest saha koşulları altında maksimum kayma gerilmeleri kullanılarak hesaplanan K_G değerlerinin artan A_r ve G_r değerleri ile azaldığı, sürşarj yükü etkisi altında K_G değerlerinin artan A_r ve G_r ile genellikle artış gösterdiği belirlenmiştir. Ancak, sürşarj yükleri altında farklı mertebelerdeki r_u ve γ_r değerinin değişimi dikkate alınarak K_G hesabı yapıldığında artan A_r ve G_r değerleri ile K_G değerlerinin azaldığı ve K_G değerlerinin 1,0’den daha küçük değerlerde olduğu görülmüştür. Dolayısıyla yapılan hesaplamalardan r_u ve γ_r değerinin dikkate alınarak yapıldığı K_G hesaplarının daha tutarlı sonuçlar verdiği düşünülmektedir. Yapılan parametrik analizler neticesinde, serbest saha durumu ve zemin yüzeyine sürşarj yükünün etki ettiği durumda YMK ile çevre zemin arasında kayma şekil değiştirmesi uyumluluğunun bulunmadığı ($\gamma_r \neq 1,0$) sonucuna ulaşılmıştır. Bununla beraber, zemin yüzeyine sürşarj yükünün etki etmesi durumunda, YMK ve çevre zemin arasında hesaplanan kayma şekil değiştirmesi oranlarında (γ_r) artış olduğu görülmüştür. PGA değişimlerinin incelenmesi sonucunda, sürşarj yükü altında iyileştirilmiş hipotetik zemin profili yüzeyinde meydana gelen PGA değerleri sürşarj yükünün etkidiği iyileştirilmemiş duruma göre çok değişmediği görülmüştür. Ayrıca, zemin yüzeyine sürşarj yükünün etki etmesi durumunda serbest saha koşullarına göre (sürşarj yükünün etkemediği saha koşulları) ivme büyütme oranlarının genel olarak daha küçük mertebelerde gerçekleştiği görülmüştür. Uygulanan iyileştirme ile beraber, zemin rijitliğinin artması ve zemin sönüm oranının azalması PGA değerlerinde artışlara neden olmuştur. Ayrıca, zeminin yüksek rijitlikteki kolonlarla iyileştirmesi ile beraber profile etki eden maksimum ivmelerde derinlik boyunca artışlar görülmüştür. Sıvılaşmaya karşı güvenlik sayıları incelendiğinde, tez kapsamında değerlendirilen her bir yaklaşım sonucunda (bu yaklaşımlar, kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu kabulünü baz alan Baez, 1995 ve kayma şekil değiştirmesi uyumsuzluğunu baz alan Rayamajhi vd., 2014 ile bu çalışma sonuçları) hesaplanan sıvılaşmaya karşı güvenlik sayılarının oldukça farklı olduğu görülmüştür. Özellikle, kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu kabulüne göre elde edilen sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısının diğer iki karşılaştırma sonucunda göre daha yüksek çıktığı görülmüştür. Buna göre, uygulamada halen kullanılan kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu yaklaşımından elde edilen güvenlik sayılarının beklenenden daha yüksek değerler verdiği görülmüştür. Gerçekleştirilen parametrik analizler

neticesinde, modellenen sıvılaştırılabilir zemin profili içerisinde uygulanan YMK'ların çevre zemindeki r_u değerlerini azaltmadığı ve iyileştirme öncesi/sonrası elde edilen değerlerin birbirine yakın olduğu görülmüştür. YMK'lar, düşük girdi deprem hareketi altında G_r ve A_r artışları yatay yer değiştirmelerin sınırlandırılması açısından olumlu katkılar sunsa da yüksek girdi deprem etkisi altında beklenen etki elde edilememiştir. Bu durumun sebebi olarak kullanılan hipotetik zemin profilin kalınlığı ve YMK'ların herhangi bir sağlam tabakaya soketlenmemesinden kaynaklandığı düşünülmektedir. Zemin yüzeyinde elde edilen tepki spektrumlarının incelenmesi sonucunda serbest saha koşulları altında zemin yüzeyinde önemli büyütme meydana geldiği ve bu büyütme değerlerinin artan A_r ve G_r değerleri ile artış gösterdiği görülmüştür. Ancak sürşarj yükü etkisi altında, yaşanacak büyütme sınırlandırıldığı ve A_r ile G_r artışlarının sonuçlarda anlamlı bir değişikliğe neden olmadığı görülmüştür.

7.2 Öneriler

- UBC3D-PLM model bazı noktalarda sıvılaştırılabilir zemin davranışını modellemede yetersiz olduğu görülse de, UBC3D-PLM modelin SPT $N_{1,60}$ değerine bağlı olarak model girdi parametrelerinin elde edilebilmesi bu modeli kullanılabilir yapan etkenlerin başında gelmektedir. Ülkemizde zemin araştırma yöntemleri olarak en çok standart penetrasyon deneyi uygulanmaktadır ve hemen hemen her projede SPT $N_{1,60}$ değerleri kullanılmaktadır. Dolayısıyla, SPT $N_{1,60}$ değerleri kullanılarak bir zemine ait sıvılaşma davranışı kısmi olarak artık boşluksuyu basıncı oluşumu ve ivmeler açısından UBC3D-PLM modeli ile tahmin edilebilir. Sıvılaşma sonrası oluşabilecek deformasyonlar açısından ise analiz sonuçlarına biraz daha temkinli yaklaşılarak değerlendirilmesi gerekmektedir. Buna ek olarak, ilgili zeminin sıvılaşma davranışının daha iyi modellenebilmesi için mevcut imkanlar çerçevesinde zemine ait gerekli laboratuvar deneyleri yapılmalı ve bu deney sonuçları baz alınarak girdi parametrelerinin elde edilmesi tavsiye edilmektedir. Yeni deprem yönetmeliği ile beraber, zemin sıvılaşması değerlendirilmesinde sıvılaşma tetiklenmesi riski yanında, sıvılaşma sonrası zemin mukavemeti ve rijitlik kaybı ile temel zemininde oluşabilecek yer değiştirmelerin dikkate alınması istendiğinden UBC3D-PLM model ile yapılan sıvılaşma analizleri sonucunda elde edilecek deplasman değerlerinin dikkatli bir şekilde değerlendirmesi gerekmektedir. Bu çalışmada anlatıldığı üzere sıvılaşma olan bölgedeki artık boşluksuyu basınçlarının UBC3D-PLM model kapasitesi doğrultunda sönmelenmemesi ve buna bağlı olarak

oluşan oturma miktarlarının yeterli doğrulukta elde edilememesi modelin bu konuda yetersiz olduğunu ve analizlerde bu hususun üzerinde durarak değerlendirmelerin yapılması gerektiğini ortaya koymaktadır.

- Parametrik analizlerden elde edilen sonuçlar, iyileştirilmiş bir zemindeki YMK ile çevre zemin arasında kayma şekil değiştirmesi uyumluluğunun bulunmadığını ve çevre zeminde meydana gelecek kayma gerilmesi azaltmalarının, kayma şekil değiştirmesi uyumluluğu varsayımıyla tahmin edilenden değerlerden çok daha az olduğunu göstermiştir. Ayrıca bu tez çalışması kapsamında yapılan nümerik analizler, gevşek sıvılaştırılabilir zemin içerisinde oluşturulan YMK'ların zemin profili içerisinde genel olarak rijitliği arttırması sebebiyle zemin yüzeyinde PGA değerlerinin artmasına, dolayısıyla zemin yüzeyinde daha fazla ivmelerin etki etmesine ve sismik deformasyonların artmasına neden olduğu belirlenmiştir. Bunun sonucunda, YMK'lar, zemin deformasyonlarını önemli ölçüde azaltmamakla birlikte, temellerin altındaki sismik etkilerin varlığını da artırabilmektedir. Bu nedenle, YMK'larla çevre zemindeki kayma gerilmelerinin azaltması bakımından kohezyonsuz zeminlerde birincil iyileştirilme mekanizması olarak düşünülmemesi gerekmektedir. Tasarımda YMK'lar, çevre zemindeki kayma gerilmelerini iyileştirme mekanizması bakımından büyük bir dikkat ve anlayış ile kullanılması gerekmektedir. Son olarak, sayısal analiz sonuçları YMK'lar ile iyileştirilecek sıvılaştırılabilir bölgede o sahaya özgü saha tepki analizlerinin yapılması gerektiğini ve gerekli hassaslık analizlerinin sahadaki performansı etkileyecek tüm parametreleri dikkate alan parametrik analizlerle yapılarak kompozit sistem performansının ortaya konulmasının önemine işaret etmektedir. Bununla birlikte, çeşitli zemin, yapı ve girdi deprem hareketi özelliklerinin dikkate alındığı ek fiziksel ve sayısal modellemeler yapılarak sıvılaştırılabilir bir zeminde yer alan YMK'ların davranışı daha detaylı olarak incelenmesi gerekmektedir. Özellikle tez kapsamında elde edilen sonuçların, arazi veya laboratuvar deneyleri yapılarak detaylı bir şekilde incelenmesinin tez içerisinde eksik kalan noktalara ışık tutacağı düşünülmektedir.

- Bundan sonraki çalışmalarda, OpenSeesPL'de birim hücre modeli yerine grup kolon modellemesi yapılarak parametrik analizlerin yapılması düşünülmektedir. Tez içerisinde yer alan konu başlıklarının dışında, farklı özellikteki zemin profilinin etkisi, farklı frekans içeriğine sahip depremlerin kullanımının etkisi gibi konu başlıklarının YMK davranışı üzerindeki etkileri araştırılacaktır.

KAYNAKLAR

- [1] Demir, S. ve Özener, P., (2019). "Sıvılaşmanın UBC3D-PLM Model ile Tahmin Edilmesi: Santrifüj Deneyi Örneği", Teknik Dergi, 30(5), 1-21.
- [2] Huang, Y. ve Wen, Z., (2015). "Recent Developments of Soil Improvement Methods for Seismic Liquefaction Mitigation", Natural Hazards, 76(3), 1927-1938.
- [3] Bray, J.D., Stewart, J.P., Baturay, M.B., Durgunoglu, T., Onalp, A., Sancio, R.B., Stewart, J.P., Ural, D., Ansal, A., Bardet, J.B., Barka, A., Boulanger, A., Cetin, O. ve Erten, D., (2000). "Damage Patterns and Foundation Performance in Adapazari", Earthquake Spectra, 16(S1),163-189.
- [4] Özener, P., (2007). "Depremde Tabakalı Kum Zeminde Oluşan Sıvılaşma ve Sıvılaşma Sonrası Davranışın Model Deneylerle Araştırılması", Doktora Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi, 444 sayfa.
- [5] Kramer, S.L., (1996). "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics, New Jersey.
- [6] Ishihara, K., (1993). "Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes", Geotechnique, 43(3), 351-451.
- [7] Youd, T.L., (1973). "Liquefaction, Flow, and Associated Ground Failure", Teknik Rapor, U. S. Geological Survey, Circular 688.
- [8] Shenthan, T., Thevanayagam, S. ve Martin, G., (2004). "Densification of Saturated Silty Soils Using Composite Stone Columns for Liquefaction Mitigation", Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering", Vancouver, BC, Canada.
- [9] Baez, J.I., (1995). "A Design Model for the Reduction of Soil Liquefaction by Vibro-Stone Columns", Doktora Tezi, University of Southern California, 207 sayfa.
- [10] Adalier, K., Elgamal, A., Meneses, J. ve Baez, J.I., (2003). "Stone Columns as Liquefaction Countermeasure in Non-Plastic Silty Soils", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 23(7), 571-584.
- [11] Baez, J.I ve Martin G., (1993). "Advances in the Design of Vibro Systems for the Improvement of Liquefaction Resistance", Symposium Ground Improvement, Vancouver Geotechnical Society, Vancouver, BC, Canada.

- [12] Martin, J.R., Olgun, C.G., Mitchell, J.K. ve Durgunoglu, H.T., (2004). "High-Modulus Columns for Liquefaction Mitigation", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(6), 561-571.
- [13] Mitchell, J.K. ve Wentz, F.J., (1991). "Performance of Improved Ground During the Loma Prieta Earthquake", UCB/EERC-91/12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [14] Priebe, H.J., (1989). "The Prevention of Liquefaction by Vibro Replacement", *Proceedings of the 2nd International Conference on Earthquake Resistant Construction and Design*, AA Balkema, 211-219.
- [15] Saxena, D. ve Hussin J., (1997). "Stone Column Improved and Piezocone Tested Site Supports Mid Rise Building Complex- A Case History", *Ground Improvement, Ground Reinforcement and Ground Treatment: Developments 1987-1997*, ASCE, 476-491.
- [16] Wissmann, K., van Ballegooy, S., Metcalfe, B., Dismuke, J. ve Anderson, C., (2015). "Rammed Aggregate Pier Ground Improvement as a Liquefaction Mitigation Method in Sandy and Silty Soils", *Proc. 6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Christchurch, New Zealand, 1-4.
- [17] Rayamajhi, D., Tamura, S., Khosravi, M., Boulanger R.W., Daniel, W.W., Ashford A.S. ve Olgun, C.G., (2015). "Dynamic Centrifuge Tests to Evaluate Reinforcing Mechanisms of Soil-Cement Columns in Liquefiable Sand", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141(6), 04015015.
- [18] Demir, S. ve Özener, P., (2017). "Determination of Seismic Performance of High Modulus Columns in Liquefiable Soils", *3rd International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering*, Vancouver, Canada.
- [19] Demir, S. ve Özener, P., (2018). "Comparison of Seismic Performance of High Modulus Columns in Liquefiable Soils", *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics V*, 160-169.
- [20] Green, R.A., Olgun, C.G. ve Wissmann, K.J., (2008). "Shear Stress Redistribution as a Mechanism to Mitigate the Risk of Liquefaction", *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV*.
- [21] Olgun, C.G. ve Martin, J.R., (2008). "Numerical Modeling of the Seismic Response of Columnar Reinforced Ground", *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV*.
- [22] Rayamajhi, D., Ashford A.S., Boulanger R.W. ve Elgamal, A., (2016). "Dense Granular Columns in Liquefiable Ground. I: Shear Reinforcement and Cyclic Stress Ratio Reduction", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(7), 04016023.
- [23] Rayamajhi, D., Boulanger R.W., Ashford A.S. ve Elgamal, A., (2016). "Dense Granular Columns in Liquefiable Ground. II: Effects on Deformations", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(7), 04016024.
- [24] Rayamajhi, D., Nguyen V.T., Ashford A.S., Boulanger R. W., Lu, J., Elgamal, A. ve Shao, L., (2014). "Numerical Study of Shear Stress Distribution for Discrete Columns in Liquefiable Soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(3), 04013034.

- [25] Goughnour, R.R. ve Pestana, J.M., (1998). "Mechanical Behavior of Stone Columns Under Seismic Loading", Proceedings of 2nd International Conference on Ground Improvement Techniques, 157-162.
- [26] Hazen, A., (1920). "Hydraulic-fill dams, Transactions of the American Society of Civil Engineers, 83(1), 1713-1745.
- [27] Terzaghi, K., (1956). "Varieties of Submarine Slope Failures", 8th Texas Soil Mechanics and Foundation Engineering Conference, Austin, Texas.
- [28] Britannica Encyclopedia, (2018).
<https://www.geographyandyou.com/science/what-is-soil-liquefaction/>.
- [29] Daigaku, K., (2018). "The Fukushima and Tohoku Disaster: A Review of the Five-Year Reconstruction Efforts", Butterworth-Heinemann.
- [30] Youd, T.L. ve Idriss, I.M., (1997). "Proceeding of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils", Teknik Rapor, US National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER).
- [31] Seed, R.B., Cetin, K.O., Moss, R.E.S., Kammerer, A.M., Wu, J., Pestana, J.M., Riemer, M.F., Sancio, R.B., Bray, J.D., Kayen, R.E. ve Faris, A., (2003). "Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified and Consistent Framework", EERC-2003-06, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California.
- [32] Wang, W., (1979). "Some Findings in Soil Liquefaction", Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute, Beijing, China.
- [33] Seed, H. ve Idriss, I., (1982). "Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes: Engineering Monographs on Earthquake Criteria, Structural Design and Strong Motion Records". MNO-5, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California.
- [34] Andrews, D.C.A. ve Martin, G.R. (2000). "Criteria for Liquefaction of Silty Soils", Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering, NZ Society for Earthquake Engineering, Paper No. 0312, Upper Hutt, New Zealand.
- [35] Bray, J.D., Sancio, Durgunoglu, T., Onalp, A., Youd, T.L., Stewart, P.J., Seed B.R., Cetin, K.O., Bol, E., Baturay, M.B., Christensen, C. ve Karadayilar, T., (2004). "Subsurface Characterization at Ground Failure Sites in Adapazari Turkey", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(7), 673-685.
- [36] Bray, J.D. ve Sancio, B.R., (2006). "Assessment of the Liquefaction Susceptibility of Fine-Grained Soils", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132(9), 1165-1177.
- [37] Boulanger, R.W. ve Idriss, I.M., (2006). "Liquefaction Susceptibility Criteria for Silts and Clays", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132(11), 1413-1426.
- [38] Seed, H.B., Idriss, I.M. ve Arango, I., (1983). "Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data", Journal of Geotechnical Engineering 109(3), 458-482.

- [39] Tokimatsu, K. ve Yoshimi, Y., (1983). "Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT N-Value and Fines Content", *Soils and Foundations* 23(4), 56-74.
- [40] Robertson, P.K. ve Campanella, R.G., (1985). "Liquefaction Potential of Sands Using the CPT", *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(3), 384-403.
- [41] Pitman, T.D., Robertson, P.K. ve Sego, D.C., (1994). "Influence of Fines on the Collapse of Loose Sands", *Canadian Geotechnical Journal*, 31(5), 728-739.
- [42] Amini, F. ve Qi, G.Z., (2000). "Liquefaction Testing of Stratified Silty sands", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(3), 208-217.
- [43] Sladen, J.A., D'Hollander, R.D., Krahn, J. ve Mitchell, D.E., (1985). "Back Analysis of the Nerlerk Berm Liquefaction Slides", *Canadian Geotechnical Journal*, 22(4), 579-588.
- [44] Lade, P.V. ve Yamamuro, J.A., (1997). "Effects of Nonplastic Fines on Static Liquefaction of Sands", *Canadian Geotechnical Journal*, 34(6), 918-928.
- [45] Yamamuro, J.A. ve Lade, P.V., (1997). "Static Liquefaction of Very Loose Sands", *Canadian Geotechnical Journal*, 34(6), 905-917.
- [46] Huang, Y.T., Huang, A.B., Kuo, Y.C., ve Tsai, M.D., (2004). "A Laboratory Study on the Undrained Strength of a Silty Sand from Central Western Taiwan", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24(9-10), 733-743.
- [47] Liu, N. ve Mitchell, J.K., (2006). "Influence of Nonplastic Fines on Shear Wave Velocity-Based Assessment of Liquefaction", *J Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(8), 1091-1097.
- [48] Singh, S., (1996). "Liquefaction Characteristics of Silts", *Geotechnical and Geological Engineering*, 14(1), 1-19.
- [49] Askari, F., Dabiri, R., Shafiee, A. ve Jafari, M.K., (2010). "Effects of Non-Plastic Fines Content on Cyclic Resistance and Post Liquefaction of Sand-Silt Mixtures Based on Shear Wave Velocity", *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, 12(1-2), 13-24.
- [50] Polito, C.P. ve Martin J.R., (2001). "Effects of Nonplastic Fines on the Liquefaction Resistance of Sands", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 127(5), 408-415.
- [51] Xenaki, V.C. ve Athanasopoulos, G.A., (2003). "Liquefaction Resistance of Sand-Silt Mixtures: An Experimental Investigation of the Effect of Fines", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23(3), 1-12.
- [52] Thevanayagam, S., Shenthann, T., Mohan, S. ve Liang, J., (2002). "Undrained Fragility of Clean Sands, Silty Sands, and Sandy Silts", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(10), 849-859.
- [53] Hamada, M., Yasuda, S., Isoyama, R. ve Emoto, K., (1986). "Study on Liquefaction Induced Permanent Ground Displacements", *Association for the Development of Earthquake Prediction* 87.
- [54] Seed, H.B., Chaney, R.C. ve Pamukcu, S., (1991). "Earthquake Effects on Soil-Foundation Systems", *Foundation Engineering Handbook*, Springer, 594-672.

- [55] Hamada, M., (1992). "Large Ground Deformations and Their Effects on Lifeline: 1964 Niigata Earthquake", Proceedings of Case Studies of Liquefaction and Lifeline Performance During Past Earthquakes, Volume 1, Japanese Case Studies.
- [56] Hamada, M. ve O'Rourke, T.D., (1992). "Case Studies of Liquefaction and Lifeline Performance during Past Earthquakes", Volume 1, Japanese Case Studies.
- [57] Youd, T.L., (1992). "Liquefaction, Ground Failure, and Consequent Damage During the 22 April 1991 Costa Rica Earthquake", Proceedings of the NSF/UCR US-Costa Rica Workshop on the Costa Rica Earthquakes of 1990-1991: Effects on Soils and Structures.
- [58] Castro, G., (1987). "On the Behavior of Soils During Earthquakes–Liquefaction, Developments in Geotechnical Engineering", Elsevier, 169-204.
- [59] Robertson, P.K., Woeller, D.J. ve Finn, W.D.L., (1992). "Seismic Cone Penetration Test for Evaluating Liquefaction Potential Under Cyclic Loading", Canadian Geotechnical Journal 29(4), 686-695.
- [60] Bartlett, S.F. ve Youd, T.L., (1992). "Empirical Prediction of Lateral Spread Displacement", Teknik Rapor, NCEER-92-0019, US National Center for Earthquake Engineering Research.
- [61] Bartlett, S.F. ve Youd, T.L., (1992). "Empirical Analysis of Horizontal Ground Displacement Generated by Liquefaction-Induced Lateral Spreads", Teknik Report, NCEER-92-0021, US National Center for Earthquake Engineering Research.
- [62] Pease, J.W. ve O'Rourke, T.D., (1997). "Seismic Response of Liquefaction Sites", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 123(1), 37-45.
- [63] Mian, J.F. Kontoe, S. ve Free, M., (2013). "Assessing and Managing the Risk of Earthquake-Induced Liquefaction to Civil Infrastructure", Handbook of Seismic Risk Analysis and Management of Civil Infrastructure Systems, Elsevier, 113-138.
- [64] Council, N.R., (1985). "Liquefaction of Soils During Earthquakes", National Academy Press, Washington, D.C.
- [65] Ledbetter, R.H., (1985). "Improvement of Liquefiable Foundation Conditions Beneath Existing Structures", Teknik Rapor, REMR-GT-2, Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C., 51 sayfa.
- [66] Kramer, S.L. ve Holtz, R. D., (1991). "Soil Improvement and Foundation Remediation with Emphasis on Seismic Hazards", National Science Foundation.
- [67] Mitchell, J.K., (2008). "Mitigation of Liquefaction Potential of Silty Sands", From Research to Practice in Geotechnical Engineering, 433-451.
- [68] Watanabe, T., (1966). "Damage to Oil Refinery Plants and a Building on Compacted Ground by the Niigata Earthquake and Their Restoration", Soils and Foundations 6(2), 86-99.
- [69] Ishihara, K., Kawase, Y. ve Nakajima, M., (1980). "Liquefaction Characteristics of Sand Deposits at an Oil Tank Site During the 1978 Miyagiken-Oki Earthquake", Soils and Foundations 20(2), 97-111.

- [70] Graf, E.D., (1992). "Earthquake Support Grouting in Sands, in Grouting", Soil Improvement and Geosynthetics, ASCE, 879-888.
- [71] Hayden, R.F. ve Baez, J.I., (1994). "State of Practice for Liquefaction Mitigation in North America", In International Workshop on Remedial Treatment of Liquefiable Soils, Tsukuba Science City, Japan.
- [72] Matso, K., (1995). "Lessons from Kobe", Civil Engineering, 65(4).
- [73] Haywardbaker, (2018). <https://www.haywardbaker.com/solutions/liquefaction-mitigation>.
- [74] Port and Harbour Research Institute, (1997). "Handbook on liquefaction remediation of reclaimed land", Ministry of Transport, Japon.
- [75] Iai, S., Matsunaga, Y., Morita, T., Miyata, M. ve Sakurai, H., (1994). "Effects of Remedial Measures Against Liquefaction at 1993 Kushiro-Oki Earthquake", Teknik Rapor, US National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER), 135-152.
- [76] Iai, S., Matsunaga, Y., Morita, T. ve Sakurai, H., (1994). "Effectiveness of Measures Against Liquefaction Confirmed at a Recent Earthquake-A Case History During 1993 Kushiro-Oki Earthquake", Proceedings 26th Joint Meeting of United States-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, Nist SP 871, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland, 213-325.
- [77] Schaefer, V.R., Abramson, L.W., Drumheller, J.C. ve Sharp, K.D., (1997). "Ground Improvement, Ground Reinforcement and Ground Treatment: Developments 1987-1997", Geotechnical Special Publication, GSP, 69. ASCE.
- [78] Suzuki, K., Babasaki, R. ve Suzuki, Y., (1991). "Centrifuge Tests on Liquefaction-Proof Foundation", Proceedings of International Conference Centrifuge, 409-415.
- [79] Kitazume, M. ve Takahashi, H., (2010). "Centrifuge Model Tests on Effect of Deep Mixing Wall Spacing on Liquefaction Mitigation", Proceedings of 7th International Conference on Urban Earthquake Engineering and 5th International Conference on Earthquake Engineering, Tokyo Institute of Technology, Tokyo, 473-478.
- [80] O'Rourke, T.D. ve Goh, S. H., (1997). "Reduction of Liquefaction Hazards by Deep Soil Mixing, NCEER/INCEDE Workshop, MCEER, University at Buffalo, Buffalo, NY.
- [81] Namikawa, T., Koseki, J. ve Suzuki, Y., (2007). "Finite Element Analysis of Lattice-Shaped Ground Improvement by Cement-Mixing for Liquefaction Mitigation", Soils and Foundations 47(3), 559-576.
- [82] Nguyen, T.V., Rayamajhi, D., Boulanger, R.W., Ashford, S.A., Lu, J., Elgamal, A. ve Shao, L., (2012). "Effect of DSM Grids on Shear Stress Distribution in Liquefiable Soil", GeoCongress 2012: State of the Art and Practice in Geotechnical Engineering 1948-1957.
- [83] Pujol A.R, (1989). "Foundation Stabilization of Jackson Lake Dam", A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 1403-1406.
- [84] Babasaki, R., Suzuki, K., Suzuki, Y. ve Fejii, N., (1991). "Cell Type Foundation Improved by Deep Cement Mixing Method Against Liquefaction: Centrifugal

- Vibration Tests on Cell Type Foundation", 26th Soil Engineering Research Conference, Nagano, Japon.
- [85] New Zealand Geotechnical Society (NZGS) and Ministry of Business Earthquake Geotechnical Engineering Practice, (2017). "Module 5: Ground Improvement of Soils Prone to Liquefaction", 1-60.
 - [86] Seed, H.B. ve Idriss, I.M., (1971). "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", Journal of Soil Mechanics Foundation Division, 97(9), 1249-1273.
 - [87] Özsoy, B. ve Durgunoğlu H., (2003). "Sıvılaşma Etkilerinin Yüksek Kayma Modüllü Zemin-Çimento Karışımı Kolonlarla Azaltılması", Beşinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul, Türkiye.
 - [88] Priebe, H.J., (1998). "Vibro Replacement to Prevent Earthquake Induced Liquefaction", Ground Engineering 31(9), 30-33.
 - [89] Bachus, R.C. ve Barksdale, R.D., (1989). "Design Methodology for Foundations on Stone Columns, Foundation Engineering: Current Principles and Practices", ASCE, 1989, 244-257.
 - [90] Jeremić, B., Cheng, Z., Taiebat, M. ve Dafalias, Y., (2008). "Numerical Simulation of Fully Saturated Porous Materials", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 32(13), 1635-1660.
 - [91] Oka, F., Yashima, A., Shibata, T., Kato, M. ve Uzuoka, R., (1994). "FEM-FDM Coupled Liquefaction Analysis of a Porous Soil Using an Elasto-Plastic Model", Applied Scientific Research, 52(3), 209-245.
 - [92] Zienkiewicz, O.C., Chan, A.H.C., Pastor, M., Paul, D.K. ve Shiomi T., (1990). "Static and Fynamic Behaviour of Soils: A Rational Approach to Quantitative Solutions: I. Fully saturated problems", Proceedings of the Royal Society of London, Mathematical and Physical Sciences 429(1877), 285-309.
 - [93] Biot, M.A., (1941). "General Theory of Three-Dimensional Consolidation", Journal of Applied Physics, 12(2), 155-164.
 - [94] Biot, M.A., (1955). "Theory of Elasticity and Consolidation for a Porous Anisotropic Solid", Journal of Applied Physics, 26(2), 182-185.
 - [95] Biot, M.A., (1956). "Theory of Deformation of a Porous Viscoelastic Anisotropic Solid", Journal of Applied Physics, 27(5), 459-467.
 - [96] Biot, M.A., (1956). "Theory of Propagation of Elastic Waves in a Fluid-Saturated Porous Solid: I. Low-Frequency Range", The Journal of the Acoustical Society of America, 28(2), 168-178.
 - [97] Biot, M.A., (1956). "Theory of Propagation of Elastic Waves in a Fluid-Saturated Porous Solid: II. Higher Frequency Range", The Journal of the Acoustical Society of America 28(2), 179-191.
 - [98] Zienkiewicz, O.C., (1982). "Basic Formulation of Static and Dynamic Behaviour of Soil and Other Porous Media", Numerical Methods in Geomechanics, Springer, 39-55.
 - [99] Zienkiewicz, O.C. ve Shiomi, T., (1984). "Dynamic Behaviour of Saturated Porous Media; The Generalized Biot Formulation and Its Numerical Solution,

- [100] de Boer, R., Ehlers, W. ve Liu, Z., (1993). "One-Dimensional Transient Wave Propagation in Fluid-Saturated Incompressible Porous Media", *Archive of Applied Mechanics*, 63(1), 59-72.
- [101] Elgamal, A., Yang, Z. ve Parra, E., (2002). "Computational Modeling of Cyclic Mobility and Post-Liquefaction Site Response", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22(4), 259-271.
- [102] Di, Y. ve Sato, T., (2004). "A Practical Numerical Method for Large Strain Liquefaction Analysis of Saturated Soils", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 24(3), 51-260.
- [103] Taiebat, M., Shahir, H. ve Pak, A., (2007). "Study of Pore Pressure Variation During Liquefaction Using Two Constitutive Models for Sand", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 27(1), 60-72.
- [104] Kramer, S. ve Elgamal, A., (2001). "Modeling Soil Liquefaction Hazards for Performance Based Earthquake Engineering", Report 2001/13, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [105] Ishihara, K., (1996). "Soil Behavior in Earthquake Geotechnics", New York: Oxford University Press.
- [106] Lambe, T.W. ve Whitman, R.V., (1969). "Soil Mechanics", John Willey and Sons, Inc., New York 553.
- [107] Sture, S., (1999). "Constitutive Issues in Soil Liquefaction", *Proceedings of the Physics and Mechanics of Soil Liquefaction*, 133-143.
- [108] Lade, P.V. ve Duncan, J.M., (1973). "Cubical Triaxial Tests on Cohesionless Soil", *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(10), 793-812.
- [109] Peric, D. ve Ayari, M.A., (2000). "Influence of Lode's Angle on Generation of Pore Pressure in Soils", *Proceedings of the Eighth International Symposium on Plasticity and Its Current Applications*, NEAT Press, Fulton, MD, 312-314.
- [110] Nemat-Nasser, S. ve Tobita, Y., (1982). "Influence of Fabric on Liquefaction and Densification Potential of Cohesionless Sand", *Mechanics of Materials* 1(1), 43-62.
- [111] Ishihara, K., Lysmer, J., Ysuda, S. ve Hirao, H., (1976). "Prediction of Liquefaction in Sand Deposits During Earthquakes", *Soils and Foundations*, 16(1), 1-16.
- [112] Seed, H.B., Martin, P.P. ve Lysmer, J., (1975). "The Generation and Dissipation of Pore Water Pressures During Soil Liquefaction", *Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley*, August.
- [113] Yoshimi, Y. ve Tokimatsu, K., (1978). "Two-Dimensional pore Pressure changes in Sand Deposits During Earthquakes", *Proc. 2ND. Int. Conf. on Microzonation*, Vol 2.
- [114] Tokimatsu, K. ve Seed, H. B., (1984). "Simplified Procedures for the Evaluation of Settlements in Clean Sands." Rep. No. UCB/EERC-84/16, Earthquake

Engineering Research Center, College of Engineering, Univ. of California, Berkeley, California.

- [115] Ishihara, K. ve Yoshimine, M., (1992). "Evaluation of Settlements in Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes." *Soils and Foundations*, 32 (1), 861–878.
- [116] Shamato, Y., Zhang, J. ve Tokimatsu, K., (1998). "New Charts for Predicting Large Residual Post-Liquefaction Ground Deformation." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 17, 427-438
- [117] Tsukamoto, Y., Ishihara, K., ve Sawada, S., (2004). "Settlement of Silty Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes." *Soils and Foundations*, 44(5), 135–148.
- [118] Cetin, K.O., Bilge, H.T., Wu, J., Kammerer, A.M. ve Seed, R.B., (2009). "Probabilistic Model for Cyclic Straining of Saturated Clean Sands." *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(3), 371-386
- [119] Streeter, V.L, Wylie, E.B. ve Richart, F.E., (1974). "Soil Motion Computation by Characteristic Method", *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 100, 247–263
- [120] Martin, P.P. ve Seed, H.B., (1978). "MASH - A Computer Program for the Nonlinear Analysis of Vertically Propagating Shear Waves in Horizontally Layered Deposits", Report No. UCB/EERC - 8/23, University of California, Berkeley.
- [121] Tonaroğlu, M., (2006). "Sıvılaşmanın Nümerik Yöntemlerle Modellenmesi" Doktora Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [122] Prevost, J.H., (1985). "A Simple Plasticity Theory for Frictional Cohesionless Soils", *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 4(1), 9-17.
- [123] Finn, W.D.L., Yogendrakumar, M., Yoshida, N. ve Yoshida, H., (1986). "TARA-3: A Program to Compute the Seismic Response of 2-D Embankments and Soil-Structure Interaction Systems to Seismic Loadings", Vancouver, BC, Canada: Department of Civil Engineering, University of British Columbia.
- [124] Byrne, P.M., (1991). "A Cyclic Shear-Volume Coupling and Pore Pressure Model for Sand", *Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, University of Missouri, St. Louis, Missouri, 47-55.
- [125] Beaty, M. ve Byrne, P.M., (1998). "An Effective Stress Model for Predicting Liquefaction Behaviour of Sand", *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, ASCE*, 766-777.
- [126] Elgamal, A.W., Parra, E., Yang, Z., Dobry, R. ve Zeghal, M., (1998). "Liquefaction Constitutive Model", *Proceedings of the International Workshop on the Physics and Mechanics of Soil Liquefaction*, Baltimore, MD, 10-11.
- [127] Kramer, S. ve Arduino, P. (1999). "Constitutive Modeling of Cyclic Mobility and Implications for Site Response", *Proceedings of the 2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 1029-1034.

- [128] Yang, Z., Elgamal, A.W. ve Parra, E., (2003). "Computational Model for Cyclic Mobility and Associated Shear Deformation", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 129(12), 1119-1127.
- [129] Dafalias, Y.F. ve Manzari, M.T., (2004). "Simple Plasticity Sand Model Accounting for Fabric Change Effects", *Journal of Engineering Mechanics*, 130(6), 622-634.
- [130] Boulanger, R.W. ve Ziotopoulou, K., (2015). "PM4Sand (Version 3): A sand Plasticity Model for Earthquake Engineering Applications", Center for Geotechnical Modeling Report No. UCD/CGM-15/01, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, California.
- [131] Puebla, H., Byrne, P.M. ve Phillips, R., (1997). "Analysis of CANLEX Liquefaction Embankments: Prototype and Centrifuge Models", *Canadian Geotechnical Journal* 34(5), 641-657.
- [132] Petalas, A. ve Galavi, V., (2013). "Plaxis Liquefaction Model UBC3D-PLM", Plaxis Report, The Netherlands.
- [133] Galavi, V., Petalas, A. ve Brinkgreve, R.B.J., (2013). "Finite Element Modelling of Seismic Liquefaction in Soils", *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS and AGSSEA*, 44 (3).
- [134] Tsegaye, A.B., (2010). "Plaxis Liquefaction Model", Delft, The Netherlands.
- [135] Rowe, P.W., (1962). "The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact", *Proceedings of the Royal Society of London, Series A, Mathematical and Physical Sciences*, 269(1339), 500-527.
- [136] Parra, E., (1996). "Numerical Modeling of Liquefaction and Lateral Ground Deformation Including Cyclic Mobility and Dilative Behavior in Soil Systems", Troy, NY: Department of Civil Engineering, Rensselaer Polytechnic Institute.
- [137] Yang, Z., (2000). "Numerical Modeling of Earthquake Site Response Including Dilation and Liquefaction", Doktora Tezi, New York: Department of Civil Engineering and Engineering Mechanics, Coulombia University.
- [138] Duncan, J.M. ve Chang, C.Y., (1970). "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils", *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, 96(5), 1629-1653.
- [139] Arulmoli, K., Muraleetharan, K.K., Hossain, M.M. ve Fruth, L.S., (1992). "VELACS: Verification of Liquefaction Analyses by Centrifuge Studies", Laboratory Testing Program, Soil Data Report.
- [140] Dashti, S., (2009). "Toward Developing an Engineering Procedure for Evaluating Building Performance on Softened Ground", Doktora Tezi, University of California, Berkeley, 2009, 884 sayfa.
- [141] Chapuis, R.P., (2004). "Predicting the Saturated Hydraulic Conductivity of Sand and Gravel Using Effective Diameter and Void Ratio", *Canadian Geotechnical Journal*, 41(5), 787-795.
- [142] Beaty, M.H. ve Byrne, P.M., (2011). "UBCSAND Constitutive Model Version 904Ar", Documentation Report, UBCSAND Constitutive Model on Itasca UDM Website.

- [143] Makra, A., (2013). "Evaluation of the UBC3D-PLM Constitutive Model for Prediction of Earthquake Induced Liquefaction on Embankment Dams", Yüksek Lisans Tezi, Delft University of Technology.
- [144] Idriss, I.M. ve Boulanger, R.W., (2008). "Soil Liquefaction During Earthquake", EERI Monograph MNO-12 on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland (CA) USA.
- [145] Kammerer, A.M., Wu, J., Riemer, M.F., Pestana, J.M. ve Seed, R.B., (2004). "A New Multi-Directional Direct Simple Shear Testing Database", 13th World Conference on Earthquake Engineering.
- [146] Souliotis, C. ve Gerolymos, N., (2016). "Seismic Effective Stress Analysis of Quay Wall in Liquefiable Soil: The Case History of Kobe", International Journal of Geomate, 10(2), 1770-1775.
- [147] Kuhlemeyer, R.L. ve Lysmer, J., (1973). "Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems", Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, 99(5), 421-425.
- [148] Brinkgreve, R.B.J. Engin, E. ve Engin, H.K., (2010). "Validation of Empirical Formulas to Derive Model Parameters for Sands", Numerical Methods in Geotechnical Engineering, 137-142.
- [149] Jacky, J., (1948). "Pressure in Soils", Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 103-107.
- [150] Tan, S.A., Tjahyono, S. ve Oo, K.K. "Simplified Plane-Strain Modeling of Stone-Column Reinforced Ground", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 134(2), 185-194.
- [151] Boulanger, R.W., Khosravi, M., Khosravi, A. ve Wilson, D.W., (2018). "Remediation of Liquefaction Effects for an Embankment Using Soil-Cement Walls: Centrifuge and Numerical Modeling", Soil Dynamics and Earthquake Engineering ,114, 38-50.
- [152] Zeghal, M., Elgamal, A.W., Tang, H.T. ve Stepp, J.C., (1995). "Lotung Downhole Array. II: Evaluation of Soil Nonlinear Properties", Journal of Geotechnical Engineering, 121(4), 363-378.
- [153] Brennan, A.J., Thusyanthan, N.I. ve Madabhushi, S.P., (2005). "Evaluation of Shear Modulus and Damping in Dynamic Centrifuge Tests", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 131(12), 1488-1497.
- [154] Zeghal, M. ve Elgamal, A.W., (1994). "Analysis of Site Liquefaction Using Earthquake Records", Journal of Geotechnical Engineering, 120(6), 996-1017.
- [155] Li, Z., Escoffier, S. ve Kotronis, P., (2013). "Using Centrifuge Tests Data to Identify the Dynamic Soil Properties: Application to Fontainebleau Sand", Soil Dynamics and Earthquake Engineering 52, 77-87.
- [156] SeismoSignal, (2018). "A Computer Program for Signal Processing of Strong-Motion Data", SeismoSoft.
- [157] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H. ve Fenves, G.L., (2009). "Open System for Earthquake Engineering Simulation User Command-Language Manual-OpenSees Version 2.0", Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.

- [158] Lu, J., (2006). "Parallel Finite Element Modeling of Earthquake Site Response and Liquefaction", Doktora Tezi, University of California.
- [159] Elgamal, A.W., Lu, J. ve Forcellini, D., (2009). "Mitigation of Liquefaction-Induced Lateral Deformation in a Sloping Stratum: Three-Dimensional Numerical Simulation", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(11), 1672-1682.
- [160] Law, H.K. ve Lam, I.P., (2001). "Application of Periodic Boundary for Large Pile Group", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 127(10), 889-892.
- [161] Huang, D., Wang, G. ve Jin, F., (2018). "Effectiveness of Pile Reinforcement in Liquefied Ground", *Journal of Earthquake Engineering*, 1-23.
- [162] Kondner, R.L., (1963). "Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 89(1), 115-144.
- [163] Khosravifar, A., (2012). "Analysis and Design for Inelastic Structural Response of Extended Pile Shaft Foundations in Laterally Spreading Ground During Earthquakes", Doktora Tezi, University of California, Davis.
- [164] Karimi, Z. ve Dashti, S., (2016). "Seismic Performance of Shallow Founded Structures on Liquefiable Ground: Validation of Numerical Simulations Using Centrifuge Experiments", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 142(6), 04016011.
- [165] Rayamajhi, D., Tamura, S., Khosravi, M., Boulanger, R.W., Wilson, D., Ashford, S.A. ve Olgun, C.G., (2014). "Reinforcing Effects of Soil-Cement Columns in Liquefiable Sand", *Network for Earthquake Engineering Simulation Dataset*, Report No. UCD/CGMDR-14/01.
- [166] Rahmani, A., Fare, O.G. ve Pak, A., (2012). "Investigation of the Influence of Permeability Coefficient on the Numerical Modeling of the Liquefaction Phenomenon", *Scientia Iranica*, 19(2), 179-187.
- [167] Shahir, H., Pak, A., Taiebat, M. ve Jeremić, B., (2012). "Evaluation of Variation of Permeability in Liquefiable Soil under Earthquake Loading", *Computers and Geotechnics*, 40, 74-88.
- [168] Shahir, H., Mohammadi-Haji, B. ve Ghassemi, A., (2014). "Employing a Variable Permeability Model in Numerical Simulation of Saturated Sand Behavior under Earthquake Loading", *Computers and Geotechnics*, 55, 211-223.
- [169] Badanagki, M., Dashti, S., Balaji, P. ve Tiznado, J.C., (2019). "How Do Granular Columns Affect the Seismic Performance of Non-Uniform Liquefiable Sites and Their Overlying Structures?", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 125, 1-13 (*baskıda*).
- [170] Olarte, J., Dashti, S., ve Liel, A.B., (2018). "Can Ground Densification Improve Seismic Performance of the Soil-Foundation-Structure System on Liquefiable Soils?", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 47(5), 1193-1211.
- [171] Boulanger, R.W. ve Idriss, I.M., (2004). "State Normalization of Penetration Resistance and the Effect of Overburden Stress on Liquefaction Resistance", *Proceedings of 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake*

Engineering and 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, University of California, Berkeley.

ÖZGEÇMİŞ

KİŞİSEL BİLGİLER

Adı Soyadı : Selçuk DEMİR
Doğum Tarihi ve Yeri :1988/ KIRŞEHİR
Yabancı Dili : İngilizce
E-posta : seljukdemir4071@gmail.com

ÖĞRENİM DURUMU

Derece	Alan	Okul/Üniversite	Mezuniyet Yılı
Doktora	Geoteknik	Yıldız Teknik Üniversitesi	2019
Y. Lisans	Geoteknik	Yıldız Teknik Üniversitesi	2013
Lisans	İnşaat Mühendisliği	Selçuk Üniversitesi	2010
Lise	Fen	Kırıkkale Anadolu Öğretmen Lisesi	2006

İŞ TECRÜBESİ

Yıl	Firma/Kurum	Görevi
2019-	Bolu Abant İzzet Baysal Üniversitesi / İnşaat Müh. Geoteknik ABD.	Araştırma Görevlisi
2010-2019	Yıldız Teknik Üniversitesi / İnşaat Müh. Geoteknik ABD.	Araştırma Görevlisi

YAYINLARI

Makale

1. **Demir S., Özener P.,** (2019). "Numerical Investigation of Seismic Performance of High Modulus Columns under Earthquake Loading", EARTHQUAKE ENGINEERING and ENGINEERING VIBRATION (kabul edildi, basım aşamasında). [SCI-E]
2. **Demir S., Özener P.,** (2019). "Sıvılaşmanın UBC3D-PLM Model ile Tahmin Edilmesi: Santrifüj Deneyi Örneği", TEKNİK DERGİ, vol.30(5), pp.9421-9442. [SCI-E]
3. **Demir S., Özener P., Kirkit M.,** (2017). "Experimental and Numerical Investigations of Behavior of Rammed Aggregate Piers", GEOTECHNICAL TESTING JOURNAL, vol.40, pp.411-425. [SCI]

Bildiri

1. **Demir S., Özener P.,** (2019). "Yüksek Modüllü Kolonlarla İyileştirilmiş Bir Zeminin Sıvılaşma Potansiyelinin İncelenmesi", 8. Geoteknik Sempozyumu, İstanbul, TÜRKİYE, (kabul edildi basım aşamasında).
2. **Demir S., Özener P., Aydın C.,** (2019). "The Influence of Improved Soil Zone on Liquefaction Response", 7th. International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (VII ICEGE), Rome, ITALY.
3. **Demir S., Özener P.,** (2018). "Comparison of Seismic Performance of High Modulus Columns in Liquefiable Soils", Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics V, vol.4, no.1, pp.160-169, Austin, A.B.D.
4. **Demir S., Özener P.,** (2017). "Estimation of Liquefaction with UBC3D-PLM Model: A Centrifuge Test Example", 7th. Geotechnical Symposium with International Participation, İstanbul, TÜRKİYE, vol.1, no.1, pp.667-676.
5. **Demir S., Özener P.,** (2017). "Determination of Seismic Performance of High Modulus Columns in Liquefiable Soils", 3rd International Conference on Performance-based Design in Earthquake Geotechnical Engineering (PBD-III), Vancouver, CANADA.
6. **Demir S., Mokarram F.R., Özener P.,** (2016). "The Sustainable Design of Granular Columns Based on Laboratory Model Tests", Geo-Chicago Conference - Sustainability, Energy, and the Environment (Geo-Chicago), no.271, pp.893-903, Chicago, Illinois, USA.

7. **Demir S.,** Mokarram F.R., Özener P., (2016). "Geri Dönüştürülmüş Beton Agregalar ile Oluşturulmuş Rijit Kolonların Performansı", Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği 16. Ulusal Kongresi, cilt.2, ss.925-932, Erzurum, TÜRKİYE.
8. Mokarram F.R., **Demir S.,** Özener P., (2015). "An Experimental Study on The Use of Recycled Concrete Aggregates in Stone Columns for Sustainable Design", International Conference of Soft Ground Engineering, pp.427-435, SİNGAPUR.
9. **Demir S.,** Kurtoğlu R., Akgüner C., Berilgen M.M., (2014), "Model Taş Kolonların Sayısal Analizi", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 15. Ulusal Kongresi, cilt.2, ss.631-640, Ankara, TÜRKİYE.
10. **Demir S.,** Kurtoğlu M., Özener P., Akgüner C., (2014). "Comparison of Behavior of Stone Columns and Rammed Aggregate Piers Based On Laboratory Model Tests", International Civil Engineering & Architecture Symposium for Academicians, vol.1, pp.126-136, Antalya, TÜRKİYE.
11. Sabankaya R., **Demir S.,** Özener P., Özaydin K., (2014). "Geri Dönüştürülmüş Beton Agregalarının Yüksek Modüllü Kolon Oluşturulmasında Kullanımının Model Deneylerle Araştırılması", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 15. Ulusal Kongresi, cilt.2, ss.715-724, Ankara, TÜRKİYE.
12. **Demir S.,** Özener P., Akgüner C., (2013). "Darbeli Taş Kolon-Zemin Yük Paylaşım Mekanizmasının Model Deneylerle İncelenmesi", 5. Geoteknik Sempozyumu, Adana, TÜRKİYE.
13. Kirkit M., **Demir S.,** Akgüner C., Kiliç H., (2012). "Sokeli Bir Fore Kazığının Sayısal ve Ampirik Analizi", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 14. Ulusal Kongresi, ss.421-430, Isparta, TÜRKİYE.