



**SIVILAŞAN ZEMİN İÇERİSİNDEKİ FORE KAZIKLARIN SONLU
ELEMENLAR YÖNTEMİYLE DAVRANIŞLARININ İNCELENMESİ**

Pınar Cansu YALIN

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANA BİLİM DALI**

**GAZİ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

TEMMUZ 2024

ETİK BEYAN

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

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

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

Pınar Cansu YALIN

31/07/2024

SIVILAŞAN ZEMİN İÇERİSİNDEKİ FORE KAZIKLARIN SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİYLE DAVRANIŞLARININ İNCELENMESİ

(Yüksek Lisans Tezi)

Pınar Cansu YALIN

GAZİ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

Temmuz 2024

ÖZET

1995 Kobe, 1999 Adapazarı, 2023 Kahramanmaraş depremleri binalar, köprüler, endüstriyel yapılar üzerinde büyük hasarlara yol açmıştır. Endüstriyel bir tesiste herhangi bir yapının hasar görmesi tesis içinde diğer yapıların da hasar görmesine neden olarak domino etkisi yaratabilmektedir. Bu çalışmada, endüstriyel tesiste bulunan bir yapı, zemin-temel-yapı etkileşimini göz önünde bulundurmak amacıyla üst yapı olarak modellenmiştir. Yapı altında dört adet fore kazık bulunan bir yapı seçilmiştir. Sismik olayların ve endüstriyel tesislerin yoğun olduğu Marmara Bölgesi'nde yer alan Derince ilçesine ait zemin profili kullanılarak dinamik analizler gerçekleştirilmiştir. Deprem kayıtları fay tipi, zemin özellikleri, kayma dalgası hızı ve deprem büyüklüğü özelliklerinden faydalanarak seçilmiş ve spektral uyum sağlanacak şekilde ölçeklendirilmiştir. Sıvılaştıran zemin içerisinde bulunan kazıkların davranışının modellenmesinde zaman tanım alanında doğrusal olmayan bünye modeli olan UBC3D-PLM kullanılarak sonlu elemanlar yaklaşımını içeren Plaxis 3D yazılımı kullanılmıştır. Zeminin sıvılaşma değerlendirmesi hem nümerik hem de analitik olarak değerlendirilmiştir. Ayrıca zeminin idealizasyonundaki belirsizlikler düşünülerek parametrik bir çalışma gerçekleştirilmiştir. 3 adet deprem kaydı ile ilgili depremlerin maksimum yer ivmesi de ölçeklenerek her bir model için 6 adet analiz gerçekleştirilmiştir. Bu tez çalışmasında sıvılaştıran zeminlerin kalınlıkları ve derinliklerinin değişmesinin ivme ve kazıklardaki moment, kesme değerlerine etkisi incelenmiştir. Bu çalışma sonucunda, maksimum yer ivmesinin artması ile kazıklardaki tesir kuvvetleri artmakta, sıvılaştıran tabakadaki sönüm oranının artmasıyla ivme değerlerini azalmaktadır. Kazıklı temellerin dinamik davranışının daha iyi anlaşılması için yapılan bu çalışmada güvenli temel tasarımı için özellikle tabakalanma olduğunda momentin tabaka geçişlerindeki ani artışlarına dikkat edilmelidir.

Bilim Kodu : 91105

Anahtar Kelimeler : Sıvılaşma, fore kazık, sayısal analiz, UBC3D-PLM

Sayfa Adedi : 146

Danışman : Prof. Dr. Nail ÜNSAL

İkinci Danışman : Dr. Öğr. Üyesi Erhan TEKİN

INVESTIGATION OF THE BEHAVIOR OF BORED PILE IN LIQUEFIED SOIL USING THE FINITE ELEMENT METHOD

(M. Sc. Thesis)

Pınar Cansu YALIN

GAZİ UNIVERSITY

GRADUATE SCHOOL OF NATURAL AND APPLIED SCIENCES

July 2024

ABSTRACT

The 1995 Kobe, 1999 Adapazarı and 2023 Kahramanmaraş earthquakes caused extensive damage to buildings, bridges and industrial structures. Damage to any structure in an industrial facility can cause damage to other structures within the facility, creating a domino effect. In this study, a structure in an industrial facility is modeled as a superstructure to consider the soil-foundation-structure interaction (kinematic, inertial). A structure with four bored piles under the structure was selected. Dynamic analyses were performed using the soil profile of Derince district, which is located in the Marmara Region where seismic events and industrial facilities are intense. Earthquake records were selected by utilizing fault type, soil properties, shear wave velocity and earthquake magnitude and scaled to provide spectral matching. Plaxis 3D software, which includes a finite element approach using UBC3D-PLM, a nonlinear constitutive model in time domain, was used to model the behavior of piles in liquefied soil. The liquefaction assessment of the soil was evaluated both numerically and analytically. In addition, a parametric study was carried out considering the uncertainties in the idealization of the soil. With 3 earthquake records, 6 analyses were performed for each model by scaling the maximum ground acceleration of the related earthquakes. In this thesis, the effect of the change in thickness and depth of liquefied soils on acceleration and moment and shear values in piles is investigated. As a result of this study, the impact forces on piles increase with the increase of maximum ground acceleration and the acceleration values decrease with the increase of damping ratio in the liquefied layer. In this study, in order to better understand the dynamic behavior of pile foundations, attention should be paid to the sudden increases in moment at layer transitions, especially when stratification occurs, for safe foundation design.

Science Code : 91105

Key Words : Liquefaction, bored pile, numerical analysis, UBC3D-PLM

Page Number : 146

Supervisor : Prof. Dr. Nail ÜNSAL

Co-Supervisor : Lecturer Dr. Erhan TEKİN

TEŞEKKÜR

Çalışmalarım boyunca değerli yardım ve katkılarıyla beni yönlendiren Hocam Sayın Dr. Erhan Tekin ve Prof. Dr. Nail ÜNSAL'a, ayrıca destekleri ve yönlendirmesiyle çalışmalarımın ilerlemesini sağlayan Prof. Dr. Nihat Sinan IŞIK'a teşekkür ederim.

Yüksek lisansa başladığım günden itibaren her zaman birlikte olduğumuz, bu süreci birlikte tamamladığımız sevgili meslektaşım, arkadaşım ve destekçim Zeynep YARDIMCI'ya, ayrıca tez sürecimde benimle birlikte telaşlanan, uyumayan, destekleyen, canım arkadaşım ve meslektaşım Şule ACARCA KARGIN'a yaptıkları her şey için teşekkür ederim.

Bir teşekkürüm de bu süreçte varlığı ile beni mutlu eden ve her daim yanımda bir yer bulan canım kedim Badem'e.

Destekleriyle beni yalnız bırakmayan aileme annem Aysel, babam Kadir ve ablalarım Yeşim ve Ceyda YALIN'a, ayrıca teyzem Özlem YALIN'a teşekkür ederim.

Yüksek lisansa başlamamı sağlayan İnşaat Yüksek Mühendisi Ertaç TUÇ'a, desteği ve anlayışı için Dr. Mehmet AS'a ve her zaman beni motive eden, elinden geleni yapan Murat DİNÇER'e ve onların nezdinde çalışmakta olduğum tüm Toker ekibine teşekkür ederim.

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
ÖZET	iv
ABSTRACT.....	v
TEŞEKKÜR.....	vi
İÇİNDEKİLER	vii
ÇİZELGELERİN LİSTESİ.....	ix
ŞEKİLLERİN LİSTESİ.....	x
RESİMLERİN LİSTESİ	xv
SİMGELER VE KISALTMALAR.....	xvi
1. GİRİŞ.....	1
2. LİTERATÜR ÇALIŞMALARI	5
3. SIVILAŞMA.....	11
3.1. Sıvılaşma Türleri	15
3.1.1. Akma sıvılaşması	15
3.1.2. Çevrimsel hareketlilik.....	15
3.2. Sıvılaşmayı Etkileyen Faktörler	16
3.3. Sıvılaşma Potansiyelinin Değerlendirilmesi	21
3.4. Zeminin Sıvılaşma Direnci.....	21
3.4.1. Tekrarlı gerilme oranı (CSR).....	22
3.4.2. Tekrarlı direnç oranı (CRR).....	23
3.4.3. SPT'ye dayalı sıvılaşma değerlendirilmesi.....	24
4. KAZIKLI TEMELLER.....	29
4.1. Sıvılaşan Zeminlerde Kazık Davranışı.....	29
4.2. Sıvılaşan Zeminlerde Kazık Göçme Teorileri.....	32

5. SIVILAŞAN ZEMİNLERDE ZEMİN – KAZIK – YAPI ETKİLEŞİMİNİN SAYISAL MODELLENMESİ.....	35
5.1. P-y Eğrileri Yöntemi	35
5.2. Sonlu Elemanlar Yöntemi	37
5.2.1. Zemin modelleri.....	38
6. SAYISAL MODELLEME	45
6.1. Yapı Bilgileri ve Zemin İdealizasyonu	46
6.2. Dinamik Analiz Yöntemi	51
6.2.1. Deprem kayıtlarının seçilmesi ve ölçeklenmesi	51
6.2.2. Plaxis 3D’de dinamik analiz için model oluşturulması	55
6.3. Sıvılaşma Değerlendirmesi.....	66
6.3.1. TBDY (2018)’e göre sıvılaşma değerlendirme.....	66
6.3.2. Nümerik yöntemle sıvılaşma değerlendirme.....	68
6.4. Parametrik Çalışma Sonuç ve Değerlendirme.....	69
6.4.1. İvme değerlerinin değişimi	71
6.4.2. Moment değerlerinin değişimi.....	79
6.4.3. Kesme değerlerinin değişimi	91
7. SONUÇ VE ÖNERİLER.....	103
KAYNAKLAR	107
EKLER.....	113
ÖZGEÇMİŞ	146

ÇİZELGELERİN LİSTESİ

Çizelge	Sayfa
Çizelge 3.1. Akma sıvılaşması ve çevrimsel hareketliliğin karşılaştırılması.....	16
Çizelge 3.2. Sıvılaşma direncinin değerlendirilmesinde çeşitli saha testlerinin avantaj ve dezavantajlarının karşılaştırılması.....	24
Çizelge 3.3. SPT düzeltme katsayıları	27
Çizelge 5.1. Model girdi parametreleri	43
Çizelge 6.1. Düzeltilmiş SPT- N_{60} ve $N_{1,60}$ değerleri	47
Çizelge 6.2. İdealize zemin profili için elde edilen SPT- N_{60} ve $N_{1,60}$ değerleri	48
Çizelge 6.3. Laboratuvar deney sonuçları.....	49
Çizelge 6.4. Analizlerde kullanılan zemin parametreleri.....	50
Çizelge 6.5. İlgili zemin tabakaları için elde edilen kayma dalgası hızları	51
Çizelge 6.6. Seçilen deprem kayıtları için özet bilgiler	52
Çizelge 6.7. Analizlerde kullanılan deprem kayıtlarına ait özet bilgiler	54
Çizelge 6.8. Kazık özellikleri.....	60
Çizelge 6.9. Plak eleman özellikleri	61
Çizelge 6.10. Dinamik zemin parametreleri	61
Çizelge 6.11. Sıvılaşan zemin parametreleri.....	62
Çizelge 6.12. Sıvılaşma analiz sonuçları	67
Çizelge 6.13. Plaxis-3D analizleri için oluşturulan analiz kombinasyonları	71
Çizelge 6.14. Tabaka geçişleri ivme değerleri özet çizelgesi	78
Çizelge 6.15. Tabaka geçişlerinde gözlenen moment değerleri (kN.m) özet çizelgesi ..	85
Çizelge 6.16. Tabaka geçişlerinde gözlenen kesme kuvvetleri (kN) özet çizelgesi	97

ŞEKİLLERİN LİSTESİ

Şekil	Sayfa
Şekil 3.1. İnce daneli zeminlerde sıvılaşabilirlik	17
Şekil 3.2. İnce daneli zeminlerde sıvılaşabilirlik	18
Şekil 3.3. (a) İyi derecelenmiş (b) kötü derecelenmiş, sıvılaşmaya duyarlı dane boyut aralığı	19
Şekil 3.4. Sıvılaşma vaka geçmişlerinden verilerle birlikte 7.5 büyüklüğündeki depremler için spt temiz kum taban eğrisi.....	25
Şekil 4.1. Sıvılaşan zeminde zemin-kazık etkileşimi ve zemin tepkisi a) aşırı boşluk suyu basıncı b) yanal zemin yer değiştirmesi c) çevrimsel yükleme ve yanal yayılma sırasında kazıklar üzerindeki yükler	31
Şekil 4.2. Sıvılaşan zeminlerde zemin-kazık-yapı etkileşimi	32
Şekil 4.3. Kazık göçme mekanizması	34
Şekil 5.1. Yatay yük altında kazıkların etrafında oluşan gerilme dağılımı.....	36
Şekil 5.2. Reaksiyon modülü (E_{py})	37
Şekil 5.3. Asal gerilme uzayında Mohr-Coulomb akma yüzeyi.....	39
Şekil 5.4. 3 boyutlu asal gerilme uzayında Mohr-Coulomb akma yüzeyi.....	41
Şekil 5.5. Plastik gerinim artışı ve plastik modül	42
Şekil 6.1. RSN1119 deprem kaydı için ivme-zaman grafiği	52
Şekil 6.2. RSN1602 deprem kaydı için ivme-zaman grafiği	53
Şekil 6.3. RSN1158 deprem kaydı için ivme-zaman grafiği	53
Şekil 6.4. Hedef tasarım ivme spektrumu.....	54
Şekil 6.5. Ölçeklendirilmiş deprem kayıtları	55
Şekil 6.6. Modellerin merkezinden alınan ivme değerlerinin derinlik ile değişimi.....	56
Şekil 6.7.Serbest alan elemanları	58
Şekil 6.8. Gömülü kiriş elemanı	59
Şekil 6.9. RSN1119 deprem kaydı için Fourier genliği-frekans grafiği	64

Şekil	Sayfa
Şekil 6.10. RSN1602 deprem kaydı için Fourier genliği-frekans grafiği	65
Şekil 6.11. RSN1158 deprem kaydı için Fourier genliği-frekans grafiği	65
Şekil 6.12. Tabaka ortasındaki aşırı boşluk suyu basıncı oranı değerleri	68
Şekil 6.13. İvme değerlerinin derinlik ile değişimi.....	72
Şekil 6.14. (a) 1-2-3-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi (b) 1-2-3 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi.....	73
Şekil 6.15. (a) 1-2-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi (b) 1-2 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi	73
Şekil 6.16. (a) 1-3-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi (b) 1-3 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi	74
Şekil 6.17. (a) 1-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi (b) 1 No.lu tabakanın sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi	74
Şekil 6.18. (a) 2 No.lu tabakanın sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi (b) 2-3-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi	75
Şekil 6.19. (a) 2-3 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi (b) 2-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi	75
Şekil 6.20. (a) 3-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi (b) 3 No.lu tabakanın sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi	76
Şekil 6.21. (a) 4 No.lu tabakanın sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi (b) Sıvılaşma olmadığı durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi	76
Şekil 6.22. (a) 0,8g maksimum yer ivmesi durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi (b) 0,4g maksimum yer ivmesi durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi	77
Şekil 6.23. Moment değerlerinin derinlik ile değişimi	79
Şekil 6.24. (a) 1-2-3-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (b) 1-2-3 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi	80

Şekil**Sayfa**

Şekil 6.25. (a) 1-2-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (b) 1-2 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi	80
Şekil 6.26. (a) 1-3-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (b) 1-3 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi	81
Şekil 6.27. (a) 1-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (b) 1 No.lu tabakanın sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi	81
Şekil 6.28. (a) 2 No.lu tabakanın sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (b) 2-3-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi	82
Şekil 6.29. (a) 2-3 No.lu tabakalarının sıvılaşması moment değerlerinin değişimi (b) 2-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi.....	82
Şekil 6.30. (a) 3-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (b) 3 No.lu tabakanın sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi	83
Şekil 6.31. (a) 4 No.lu tabakanın sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (b) Sıvılaşma olmadığı durumundaki moment değerlerinin değişimi.....	83
Şekil 6.32. (a) 0,8g maksimum yer ivmesi durumundaki moment değerlerinin değişimi (b) 0,4g maksimum yer ivmesi durumundaki moment değerlerinin değişimi	84
Şekil 6.33. Sıvılaşan tabaka kalınlığının kazık başındaki moment değerlerine etkisi ...	85
Şekil 6.34. Kum/kil geçişindeki (8.0m) moment değerleri.....	86
Şekil 6.35. Sıvılaşmayan tabaka kalınlığının (kabuk) artması ile moment değerlerinin değişimi (a) PGA=0,4 g ile yapılan analizler (b) PGA=0,8 g ile yapılan analizler.....	87
Şekil 6.36. (a) PGA=0,4 g ile yapılan 1, 2, 3 ve 4 No.lu analizlerde moment değerlerinin değişimi (b) PGA=0,8 g ile yapılan 1, 2, 3 ve 4 No.lu analizlerde moment değerlerinin değişimi.....	88
Şekil 6.37. Tüm tabakanın sıvılaşması ve sıvılaşmaması durumlarında elde edilen moment değerleri (a) PGA=0,4g ile yapılan analizler (b) PGA=0,8g ile yapılan analizler	89

Şekil	Sayfa
Şekil 6.38. (a) $PGA=0,4g$ ile yapılan 1-2-4, 1-3-4 ve 1-2-3-4 No.lu analizlerden elde edilen moment değerleri (b) $PGA=0,8g$ ile yapılan 1-2-4, 1-3-4 ve 1-2-3-4 No.lu analizlerden elde edilen moment değerleri	90
Şekil 6.39. Kesme kuvvetlerinin derinlik ile değişimi.....	91
Şekil 6.40. (a) 1-2-3-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi (b) 1-2-3 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi.....	92
Şekil 6.41. (a) 1-2-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi (b) 1-2 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi.....	92
Şekil 6.42. (a) 1-3-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi (b) 1-3 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi.....	93
Şekil 6.43. (a) 1-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi (b) 1 No.lu tabakanın sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi	93
Şekil 6.44. (a) 2 No.lu tabakanın sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi (b) 2-3-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi	94
Şekil 6.45. (a) 2-3 No.lu tabakalarının sıvılaşması kesme kuvvetlerinin değişimi (b) 2-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi.....	94
Şekil 6.46. (a) 3-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi (b) 3 No.lu tabakanın sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi	95
Şekil 6.47. (a) 4 No.lu tabakanın sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi.....	95
Şekil 6.48. (a) 0,8 g maksimum yer ivmesi durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi (b) 0,4 g maksimum yer ivmesi durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi	96
Şekil 6.49. Sıvılaşan tabaka kalınlığının kazık başındaki kesme kuvveti değerlerine etkisi.....	97
Şekil 6.50. Kum/kil geçişindeki (8.0m) kesme kuvvetleri.....	98

Şekil**Sayfa**

Şekil 6.51. Sıvılaşmayan tabaka kalınlığının (kabuk) artması ile kesme değerlerinin değişimi (a) PGA=0,4 g ile yapılan analizler (b) PGA=0,8 g ile yapılan analizler.....	99
Şekil 6.52. (a) PGA=0,4 g ile yapılan 1, 2, 3 ve 4 No.lu analizlerde kesme kuvvetlerinin değişimi (a) PGA=0,8 g ile yapılan 1, 2, 3 ve 4 No.lu analizlerde kesme kuvvetlerinin değişimi.....	100
Şekil 6.53. Tüm tabakanın sıvılaşması ve sıvılaşmaması durumlarında elde edilen kesme kuvvetleri (a) PGA=0,4 g ile yapılan analizler (b) PGA=0,8 g ile yapılan analizler	101
Şekil 6.54. 1-2-4, 1-3-4 ve 1-2-3-4 No.lu analizlerden elde edilen kesme kuvvetleri (a) PGA=0,4g ile yapılan analizler (b) PGA=0,8g ile yapılan analizler	102

RESİMLERİN LİSTESİ

Resim	Sayfa
Resim 3.1. Kawasgishi-cho apartmanları, 1964 Niigata depremi	11
Resim 3.2. Showa köprüsü, 1964 Niigata depremi.....	12
Resim 3.3. Port Island’da kazık destekli iskelenin etrafındaki zeminin sıvılaşma kaynaklı oturması, 1995 Kobe Depremi	12
Resim 3.4. Port Island’da bir depoda kırık bir betonarme kazık, 1995 Kobe depremi ..	13
Resim 3.5. 1999 Adapazarı depremi sıvılaşma sonrası hasar gören yapı sıvılaşma kaynaklı taşıma gücü kaybı.....	14
Resim 3.6. 1999 Adapazarı depremi sıvılaşma sonrası zemin oturması ve gömülmüş bina.....	14
Resim 3.7. (a) Atatürk Bulvarı'nda alttaki zeminin sıvılaşmasının ardından zemin yüzeyine fışkıran su birikintileri ve düşey deformasyon, (b) Otobüs durağındaki çökeltir ve devrilen çöp kutusu, İskenderun, Hatay.....	15
Resim 6.1. Yapı ve yapıya ait kazıklı temel planı	46
Resim 6.2. Kocaeli ilinin genel jeolojisi.....	49
Resim 6.3. Masw-1 kayma dalgası hızı sonuçları.....	50
Resim 6.4. Plaxis analizi için oluşturulan model.....	56
Resim 6.5. Plaxis model görüntüsü.....	58
Resim 6.6. Aşırı boşluk suyu basıncı oranı.....	69
Resim 6.7. Plaxis analizinde kullanılan idealize zemin profili	70

SİMGELER VE KISALTMALAR

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

Simgeler

Açıklamalar

$\emptyset$	İçsel Sürtünme Açısı
a_{maks}	Maksimum yer ivmesi
A_p	Kazık uç alanı
c	Kohezyon
C_B	Sondaj delgi çapı düzeltme katsayısı
C_E	Enerji oranı düzeltme katsayısı
C_M	Moment büyüklüğü düzeltme katsayısı
C_N	Jeolojik gerilme düzeltme katsayısı
C_R	Tij boyu düzeltme katsayısı
C_S	Numune alıcı tipi düzeltme katsayısı
E	Young elastisite modülü
E_{oed}	Odometrik deformasyon modülü
E_{py}	Reaksiyon modülü
f_1	Zeminin doğal frekansı
G	Kayma Modülü
K_σ	Örtü yükü düzeltmesi
m	Metre
M_w	Moment büyüklüğü
N	Ham SPT verisi
$N_{1,60}$	Düzeltilmiş SPT sayısı
N_c	Taşıma gücü faktörü
P_a	Atmosferik basınç
r_d	Gerilme azaltma katsayısı
R_{inter}	Dayanım azaltma faktörü
r_u	Aşırı boşluk suyu basıncı oranının
T	Periyot
u	Boşluk suyu basıncı

Simgeler**Açıklamalar**

V_s	Kayma dalgası hızı
W	Ağırlık
w_n	Doğal su içeriği
γ	Birim hacim ağırlık
ν	Poisson oranı
σ_v	Toplam gerilme
σ'	Efektif gerilme
ξ	Sönüm oranı

Kısaltmalar**Açıklamalar**

CPT	Kone Penetrasyon Testi
CRR	Çevrimsel Kayma Direnci Oranı
CSR	Çevrimsel Kayma Gerilmesi Oranı
GS	Güvenlik Sayısı
IDI	İnce dane içeriği
LL	Likit Limit
MC	Mohr-Coulomb Modeli
MSF	Deprem Büyüklüğünü Düzeltme Faktörü
PGA	En büyük yer ivmesi
PI	Plastisite İndisi
PL	Plastik Limit
SPT	Standart Penetrasyon Deneyi

1. GİRİŞ

Zemin mekaniği ve geoteknik mühendisliği; yapıların güvenliği, performansı ve dayanıklılığı açısından inşaat mühendisliğinin büyük öneme sahip bir dalıdır. Bu alan, zemin ve yapı arasındaki etkileşimleri, zemin özelliklerinin yapı üzerindeki etkilerini ve zemin davranışını inceleyerek mühendislik çözümleri üretir. Özellikle deprem gibi dinamik yük etkisi altında olan zeminlerin davranışı, araştırmaların yoğunlaştığı önemli bir konudur.

Sıvılaşma, deprem yüklemeleri sırasında suya doygun, gevşek ve kumlu zeminlerin, taşıma kapasitesini kaybederek sıvı gibi davranmaya başlaması olayıdır. Bu olay, yerleşim yerlerinde ve alt yapılarda ciddi hasarlara neden olabilmektedir. Dolayısıyla, sıvılaşmanın anlaşılması ve yönetilmesi, modern geoteknik mühendisliğinde hayati bir araştırma alanıdır.

Zemindeki taşıma gücü ve oturma problemlerini ortadan kaldırmak amacıyla çeşitli yöntemler kullanılmaktadır. En sık tercih edilenlerden biri ise kazıklı temel uygulamasıdır. Kazıklı temel tasarımlarında statik ve dinamik yükler birlikte hesaba katılmalıdır. Sıvılaşan zeminlerde büyük zemin gerilmeleri veya yanal yayılmalar meydana gelebilmekte ve kazıklarda hasarlara neden olabilmektedir.

Özellikle ülkemizin bulunduğu konum sebebiyle depremler sıklıkla görülmektedir. 1999 Adapazarı ve Düzce depremlerinin büyük yıkımlara ve can kayıplarına yol açmasının nedenlerinden biri de deprem-zemin ilişkisinin doğru bir şekilde hesaba katılmamasıdır (Kocaeli İRAP, 2021). Ayrıca endüstriyel tesisler, nükleer ve enerji santralleri, hastaneler, barajlar ve köprüler gibi kritik yapıların depremlerde hasar görmeleri durumunda ciddi riskler oluşabileceği için deprem-zemin ilişkisi ve zemin-yapı etkileşimi detaylı bir şekilde incelenmelidir.

Tez kapsamında, nümerik modelin oluşturulmasında sismik hareketliliğin ve endüstriyel tesislerin yoğun olduğu Kocaeli ilinin Derince ilçesine ait zemin profili kullanılmıştır. Ayrıca kazıklarda meydana gelebilecek ataletsel ve kinematik etkilerin birlikte incelenebilmesi için kazıklı temele sahip endüstriyel yapı, üst yapı olarak modellenmiştir. Nümerik analiz, Plaxis 3D yazılımı ile gerçekleştirilecek olup UBC3D-PLM zemin modeli kullanılmıştır. Ayrıca zeminin sıvılaşabilirliği, standart penetrasyon testi (SPT) sonuçlarına

göre basitleştirilmiş sıvılaşma yöntemi ile değerlendirilmiştir. SPT sonuçlarına ve buna bağlı korelasyonlar kullanılarak yapılan zemin idealizasyonu belirsizlik içermektedir. Bu belirsizliklerin, kazıklarda oluşturabileceği dinamik etkilerin incelenmesi için parametrik bir çalışma yapılmıştır. Bu parametrik çalışmada, seçilen 3 adet deprem kaydının iki farklı maksimum yer ivmesi kullanılarak sıvılaşan tabakanın farklı kalınlık ve derinliklerdeki değişimi ile oluşturulan 16 adet model üzerinde analizler yapılmış ve kazıklarda oluşabilecek tesir kuvvetleri incelenmiştir.

Bölüm 2’de bu çalışmanın temelini oluşturan literatür çalışmalarına yer verilmiştir. Bu bölümde, konu ile ilgili daha önce yapılmış araştırmalar ve bu araştırmaların bulguları incelenmiştir. Literatür taramasıyla, çalışmanın teorik çerçevesi oluşturulmuş olup ilerleyen bölümlerde ele alınacak konular için bir temel sağlanmıştır.

Bölüm 3’te sıvılaşmanın genel tanımı, sıvılaşma türleri, sıvılaşmayı etkileyen faktörler, sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesi açıklanmıştır. Bu bölümde, sıvılaşma analizlerinde kullanılan temel yöntemler ve hesaplama teknikleri de özetlenmiştir.

Bölüm 4’te sıvılaşan zemin içerisindeki kazıkların çevrimsel ve yanal yayılma fazlarındaki davranışları açıklanmıştır. Bu bağlamda, literatürde yer alan sıvılaşan zeminlerde kazık göçme teorilerine de değinilmiş ve kazıkların zemin içerisindeki davranış mekanizması ele alınmıştır.

Bölüm 5’te sıvılaşan zeminlerde zemin-kazık-yapı etkileşiminin modellenmesinde kullanılan p-y eğrileri ve sonlu elemanlar yöntemlerine yer verilmiştir. Sonlu elemanlar yöntemi kapsamında zemin davranışının modellenmesini sağlayan zemin modelleri tanıtılmıştır. Bu modeller zeminin mekanik özelliklerini ve sıvılaşma davranışlarını temsil etmek için kullanılmıştır.

Bölüm 6’da sıvılaşan zeminlerde bulunan kazıklarda meydana gelebilecek etkilerin incelenmesi için oluşturulacak modele ait yapı ve zemin bilgileri sunulmuştur. Dinamik analiz gerçekleştirmek için uygun geometri modelinin Plaxis 3D ile oluşturulması, zemin bünye modelinin parametreleri, deprem kayıtlarının (girdi hareketinin) seçilmesi ve ölçeklenmesi, nümerik yöntem ve TBDY(2018)’e göre sayısal yöntem ile sıvılaşma değerlendirilmesi yapılmıştır. Ayrıca bu bölümde farklı kalınlık ve derinliklerdeki zemin

sıvılaşması varyasyonlarının sonucunda elde edilen ivme değerleri ve kazıklar üzerindeki moment, kesme kuvvetlerinin nasıl etkilediğini belirlemek için yapılan parametrik çalışmanın sonuç ve değerlendirmesine yer verilmiştir.

Bölüm 7'de yapılan parametrik çalışma sonucunda elde edilen veriler özetlenmiştir. Bu özet, çalışma sırasında elde edilen bulguları ve sonuçları kapsayacak şekilde sunulmuştur. Ayrıca, mevcut sonuçların ışığında gelecekte yapılabilecek çalışmalar için önerilerde bulunulmuştur.





2. LİTERATÜR ÇALIŞMALARI

Kazıklı temeller, sismik yüklere karşı yapıların dayanıklılığını artırmada kritik bir rol oynamaktadır. Bu nedenle farklı zemin koşulları altında kazık davranışının anlaşılması büyük önem taşır. Özellikle sıvılaştırılabilir zeminler gibi karmaşık geoteknik koşullar, kazıklı temellerin performansını önemli ölçüde etkilemektedir. Bu bağlamda, birçok araştırmacı, kazıklı temellerin yanal yükler altındaki davranışını, zemin-kazık etkileşim mekanizmalarını ve sıvılaşmanın bu sistemler üzerindeki etkilerini kapsamlı bir şekilde incelemiştir. Çalışmalar, kazık grupları ve tekil kazıkların çevrimsel ve yanal yüklemelerden nasıl etkilendiğini, sıvılaşmanın zemin rijitliğinde nasıl değişimlere yol açtığını ve bu değişimlerin kazıklı temellerin stabilitesine olan etkilerini ortaya koymaktadır. Ayrıca, bu araştırmalar, deprem sonrası kazık sistemlerinde gözlemlenen hasar mekanizmalarını, kinematik kuvvetlerin kazıklar üzerindeki etkilerini ve çeşitli parametrik analizler yoluyla kazık tasarımında dikkate alınması gereken kritik faktörleri detaylandırmaktadır. Bu bölüm, kazıklı temellerin sismik yükler altındaki performansını anlamak için yapılan kapsamlı araştırmaların bir özetini sunmaktadır.

Brown, Morrison ve Reese (1988) tarafından yapılan çalışmada, kazık grubu ve tekil kazık, çevrimsel yüklemeye tabi tutulmuştur. Bu testler, sıkıştırılmış bir kum zeminde gerçekleştirilmiştir. Kazıkların tepkileri ve grup içindeki zemin direncindeki değişimler detaylı bir şekilde izlenmiştir. Kazık grubunda daha fazla eğilme momenti ve deplasman gözlenmiştir. Kazık grubundaki bu verim kaybı, özellikle "gölgelenme" olarak adlandırılan bir durumla ilişkilendirilmiştir. Gölgelenme, arka sıradaki kazıkların zemin direncindeki kayıp olarak tanımlanmıştır. Ön sıradaki kazıklar, grup yükünün büyük bir kısmını destekleyip tekil kazık ile benzer bir davranış sergilemiştir. İki yönlü yüklemenin kazıklar arasındaki yük dağılımı üzerinde çok az etkisi olduğu görülmüş, ancak hem tekil kazık hem de grup kazıklarının etrafındaki kumun yoğunlaşma eğilimi gösterdiği belirlenmiştir.

Ishihara ve Cubrinovski (1998) tarafından yapılan çalışmada, 1995 Kobe depremi sırasında hasar gören küçük çaplı, prekast ve betonarme kazıklar için geri analizler yapılmıştır. Daha sonra, yerinde dökme betonarme fore kazıklar gibi büyük çaplı kazıkların davranışına odaklanarak sıvılaşmış zeminlerin rijitlik kaybı derecesini incelemek için ek çalışmalar yapılmıştır. Sıvılaşmanın beklendiği bölgelerde zemin rijitliğini düşürmek için Winkler yay

modeli yatak katsayıları kullanılmıştır. Bu çalışmaların sonucunda, sıvılaşmış zeminlerin rijitliğinin 2×10^{-4} ila 2×10^{-2} arasında bir faktörle azaltılması gerektiği belirtilmiştir.

Bhattacharya ve Bolton (2004) tarafından yapılan araştırma, yapısal mühendislikte göçme olgusunun incelenmesine odaklanmaktadır. Araştırmanın sonuçları, göçmenin genellikle yetersiz güvenlik katsayılarından ziyade, tasarımcılar tarafından göz ardı edilen veya ikincil olarak değerlendirilen yüklerden kaynaklandığını göstermektedir. Özellikle, sıvılaşabilir bölgelerdeki sismik kazık tasarımında, yük etkisinin önemli olduğu vurgulanmaktadır. Mevcut kazık tasarımında dikkate alınması gereken hususların yetersizliğine ve mevcut yönetmeliklerin, sıvılaşma sırasında kazık üzerindeki eksenel yükün etkilerini göz ardı etmesine dikkat çekilmektedir. Ayrıca, eğilme ve burkulma mekanizmalarının farklı olduğu ve bu mekanizmaların tasarımında farklı yaklaşımların gerektiği belirtilmektedir. Eğilme kararlı bir mekanizma iken, burkulma geometrik rijitliğe bağlıdır ve mukavemetten neredeyse bağımsızdır. Çalışmada, kazık tasarımında sıvılaşabilir zeminin derinliğine bağlı olarak minimum çapa ihtiyaç duyulduğu vurgulanarak, mevcut uygulama kurallarının gözden geçirilmesi gerektiği önerilmektedir. Özellikle, sıvılaşabilir bölgelerde kazıkların uzunluk/çap oranının yaklaşık 12 olduğu belirtilerek, mevcut kazıklı temellerin güvenliğinin yeniden değerlendirilmesi gerektiği vurgulanmaktadır.

Tokimatsu, Suzuki ve Sato (2005) tarafından yapılan çalışmada, atalet ve kinematik kuvvetlerin kazık gerilmeleri üzerindeki etkileri, sıvılaşabilir kum zemine gömülü bir temele sahip kazık-yapı modelleri üzerinde gerçekleştirilen büyük sarsma masası testlerine dayanılarak incelenmiştir. Yapılan testlerin sonuçları, üst yapının doğal periyodunun (T_b), zeminin periyodundan (T_g) daha küçük olduğu durumlarda, zemin deplasmanının üst yapıdan gelen atalet kuvveti ile aynı fazda olma eğiliminde olduğunu ve bu durumun kazığa aktarılan kesme kuvvetini artırdığını göstermektedir. Çalışmada, T_b 'nin T_g 'den büyük olduğu durumlarda, zemin yer değiştirmesinin atalet kuvveti ile faz dışı olma eğiliminde olduğu ve bu durumun kazık tesirlerinin artmasını engellendiğini gözlemlemiştir. Zemin gerilmelerinin gömülü temel ve kazık üzerindeki etkileri de dikkate alındığında, kazıktaki maksimum moment dağılımını tahmin etmek için psödo statik analizler gerçekleştirilmiştir. Bu analizlerde, maksimum momentin $T_b < T_g$ ise atalet ve kinematik etkilerin neden olduğu iki gerilmenin toplamına, veya $T_b > T_g$ ise bu etkilerin karelerinin toplamının kareköküne eşit olduğu varsayılmıştır. Elde edilen tahminler, zemin sıvılaşmasının meydana gelip gelmemesinden bağımsız olarak gözlemlenen sonuçlarla uyumlu bulunmuştur.

Rollins, Gerber, Lane ve Ashford (2005), kazık-zemin-kazık etkileşim değerlendirmek için sıvılaştıran zeminde tam ölçekli bir kazık grubu üzerinde yanal yük testi gerçekleştirmişlerdir. 3x3 kazık grubu; 3,3 kazık çapı aralığına sahip olacak şekilde, gevşek ila orta sıkı kum içine çakılmıştır. Aynı zamanda karşılaştırma yapmak için tekil kazık testi yapılmıştır. Sıvılaşma öncesi testlerin aksine, grup etkileşim etkileri sıvılaşma sonrasında önemsiz bir mertebede olduğu gözlemlenmiştir. Gruptaki her bir kazığın yanal direnci, tekil kazık ile yaklaşık olarak aynı bulunmuştur. P-y eğrileri, %95'lik boşluk suyu basınç oranı (R_u) değerlerine karşılık gelen eğilme momentleri ve derinlik verilerine göre geliştirilmiştir. Sıvılaşmayan kum için p-y eğrilerinin eğimi tipik olarak sürekli sapma ile azalırken, sıvılaştıran kum için geri hesaplanan p-y eğrilerinin eğimi artmaktadır. P-y eğrileri derinlikle ve aşırı boşluk suyu basıncı oranı azaldıkça rijitleşmiştir. Sıvılaştıran kumdaki p-y eğrileri için kazık çapındaki değişimlerin etkisini de hesaba katan eşitlikler geliştirilmiştir.

Castelli ve Maugeri (2009) tarafından yürütülen araştırmada, kazıkların yanal zemin hareketlerine ve kazık başındaki statik yüklere maruz kalma davranışını simüle etmek amacıyla psödostatik analizler gerçekleştirilmiştir. Bu analizde, tekil bir kazık veya kazık grubunun, hiperbolik p-y eğrileri kullanılarak kazık çevresindeki zeminle etkileşimi modellenmiştir. İlk olarak tekil kazık için geliştirilen çözüm, kazık-zemin-kazık etkileşimini dikkate alan ampirik çarpanlar ile kazık grubu durumuna genişletilmiştir. Önerilen basitleştirilmiş yaklaşımla elde edilen sayısal sonuçlar, literatürde bildirilen deneysel ve sayısal sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Araştırma, bu yöntemin, bir kazıklı temelin üst yapıdan kaynaklanan yanal kuvvetlerin neden olduğu "eylemsiz" yüklemeye ve zemin hareketinin neden olduğu "kinematik" yüklemeye nasıl tepki verdiğini başarıyla belirleme potansiyeline sahip olduğunu göstermektedir.

Haldar ve Babu (2010) tarafından yapılan çalışmada, deprem yükleri altında sıvılaşabilir zeminlerdeki kazıkların davranışı ele alınmaktadır. Kazık eğilme ve burkulma göçme mekanizması üzerindeki zemin, kazık ve deprem parametrelerinin etkileri incelenmiştir. Analiz, zemin sıvılaşması, mukavemet azalması ve kazık-zemin etkileşimi için doğrusal olmayan bünye modelinin dikkate alındığı iki boyutlu sonlu farklar programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Beton ve çelik kazıklar için sıvılaşma derinlikleri, maksimum yanal yer değiştirmeleri ve maksimum kazık eğilme momentleri, farklı zemin bağıl yoğunlukları, kazık çapları, deprem hakim frekansları ve tepe ivmeleri elde edilmiştir. Parametrik analizlerden belirlenen kazık potansiyel göçme mekanizmaları tartışılmıştır.

Maheshwari ve Sarkar (2011) tarafından zemin-kazık-yapı etkileşiminin sismik davranış üzerindeki önemini vurgulayan bir çalışma yapılmıştır. Sıvılaşabilir zemin ortamında kazık grupları, MATLAB'da geliştirilen sonlu eleman kodu kullanılarak üç boyutlu olarak modellenmiştir. Parametrik bir çalışma yapılarak, yükleme yoğunluğu ve zemin rijitliğinin zemin-kazık sisteminin sismik davranışına etkisi araştırılmıştır. Ayrıca, yapının eylemsizlik etkileşimi analiz edilerek, kazık grubu-zemin sisteminin tepkileri incelenmiştir. Sonuçlar, doğrusal olmayan zemin ortamının ve sıvılaşmanın kazık destekli yapıların tasarımında dikkate alınmasının önemini vurgulamaktadır.

Karafagka, Fotopoulou, Karatzetzou ve Pitilakis (2019) çalışmalarında; sıvılaşmanın, zemin-yapı etkileşiminin (SSI) tipik liman binalarının sismik performansı üzerindeki etkisini inceleyerek sıvılaşmanın ve SSI'nın önemini vurgulamışlardır. Çalışmada, farklı sayısal modelleme yaklaşımları kullanılmış olup ilk yaklaşımda, sıvılaşmayı ve SSI'yı ihmal ederek sabit tabanlı bir yapı modeli üzerinde çalışırken, ikinci yaklaşımda sıvılaşmayı dikkate almışlardır. Diğer iki yaklaşımda ise sıvılaşmayı ihmal eden ve sıvılaşmayı dikkate alan SSI sistemleri üzerinde durulmuştur. Çalışmanın sonuçları, sıvılaşmanın ve SSI'nın liman binalarının yapısal performansında önemli bir rol oynadığını ortaya koymuştur.

Kumar, Choudhury ve Katzenbach (2016) birlikte yürüttükleri çalışmada, kazıklı temel sisteminin zemin-yapı davranışını; statik, psödostatik ve dinamik yükleme altında incelemişlerdir. Dinamik analizde zemin ortamının doğal frekansı ve deprem hareketi özellikleri dikkate alınırken, psödostatik analizde giriş hareketlerinin sadece maksimum yer ivmesi dikkate alınmıştır. Çalışma sonucunda psödostatik analizden elde edilen sonuçların dinamik analizden elde edilen sonuçlarla çok az farklılık gösterdiği vurgulanmıştır.

M. Saeedi, Dehestani, Shooshpsha, Ghasemi ve B. Saeedi (2019) yaptıkları çalışmada, sismik sıvılaşmaya maruz kalan kum zemin içinde, tekil bir kazığın kütleli ve uçtan mesnetli hareketini incelemişlerdir. Sıvılaşma altında kazıkların dinamik tepkilerini incelemek için doğruluğu deneysel sonuçlarla desteklenmiş etkili bir sonlu fark modeli oluşturulmuştur. Zemin ve kazık özellikleri, deprem baskın frekansı gibi bazı parametrelerin, kazıkların dinamik tepkileri üzerindeki etkileri detaylı bir şekilde araştırılmıştır. Elde edilen sonuçlar, depremin baskın frekansı, kazık rijitliği, zemin bağıl yoğunluğu ve zemin-kazık bağıl rijitliği gibi faktörlerin, kazıkların dinamik tepkilerini önemli ölçüde etkileyebileceğini göstermektedir. Ayrıca, kazık malzeme yoğunluğunun, genellikle ihmal edilebilir etkilere

sahip olduğu tespit edilmiştir. Nihai sonuçlar, kazık rijitliği, zemin bağıl yoğunluğu ve zemin-kazık bağıl rijitliğinin artmasıyla kazıklardaki maksimum momentlerin arttığını, depremin baskın frekansının artmasıyla ise kazıklardaki maksimum momentlerin ve sıvılaşma derinliğinin azaldığını göstermektedir. Ek olarak, momentin maksimum olduğu derinliğin sadece kazık rijitliğiyle ilişkili olduğu belirtilmiştir.

Kwon ve Yoo (2020) çalışmalarında, sıvılaşma sırasındaki dinamik zemin-kazık davranışını tahmin etmek için üç boyutlu sayısal modelleme kullanmışlardır. Önerilen sayısal modelin geçerliliği, deneysel sonuçlarla uyumlu olduğu göz önünde bulundurularak doğrulanmıştır. Daha sonra, sıvılaşma sırasında kazıklı temelin dinamik davranışını daha iyi anlamak için parametrik bir çalışma yapmışlardır. Bu parametrik çalışmada, eğilme momentinin sıvılaşmış ve sıvılaşmamış tabakalar arasındaki arayüzde maksimuma ulaştığı ve sıvılaşabilir tabakanın kalınlığının azaldıkça yanal kazık yer değiştirmesinin belirgin şekilde azaldığı gözlemlenmiştir. Sıvılaşabilir tabakanın bağıl yoğunluğu arttıkça, sıvılaşmış derinliğinin ve dinamik kazık tepkilerinin önemli ölçüde azaldığı tespit edilmiştir. Zemin deformasyonunun neden olduğu kinematik kuvvetin özellikle sıvılaşabilir kumda baskın olduğu, ancak üst yapının neden olduğu atalet kuvvetinin nispeten önemsiz olduğu belirlenmiştir.

Kwon ve Yoo (2020), sayısal model kullanılarak gerçekleştirdikleri bir dizi parametrik çalışma sonucunda elde edilen bulgulara dayanarak, kazıklı temellerin tasarım aşaması için bazı önerilerde bulunmuşlardır. Özellikle çok katmanlı zemin koşullarında kazıklar inşa edilirken dikkatli olunması gerektiği, zemin katmanları arasındaki arayüzde beklenmedik olağandışı keskin dinamik tepki artışlarının meydana gelebileceği belirtilmiştir. Benzer şekilde, zemin bağıl yoğunluğundaki farklılıkların, kazıkların dinamik tepkilerinde önemli varyasyonlara neden olabileceği, çünkü sıvılaşmış durumda kinematik kuvvetin baskın olduğu ifade edilmiştir.

Castelli, Grasso, Lentini ve Sammito (2021) tarafından gerçekleştirilen çalışma, petrokimya tesislerinde yer alan endüstriyel bir yapı olan soğutma kulesinin zemin-yapı etkileşimini ele almaktadır. Sistem, dinamik etkilerin incelenmesi amacıyla sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak üç boyutlu Plaxis yazılımı ile analiz edilmiştir. Çalışma kapsamında, zemin profilinin geoteknik özelliklerini belirlemek amacıyla laboratuvar ve saha deneyleri gerçekleştirilmiştir. Ayrıca, farklı deprem hareketleri kullanılarak parametrik bir çalışma

yapılmıştır. Zemin için Mohr-Coulomb modeli benimsenirken, yapısal elemanlar elastik bünye modeli ile modellenmiştir. İki ayrı dikey hizalama durumunu içeren analizler, hem serbest alan koşullarını hem de zemin-yapı etkileşimini dikkate alarak gerçekleştirilmiştir. İvme değerleri, tepki spektrumları ve büyütme fonksiyonları açısından detaylı bir inceleme yapılmıştır. Castelli vd. (2019), bu incelemeler sonucunda, zemin-yapı etkileşimi dikkate alındığında yapının varlığının daha düşük bir amplifikasyon oluşturduğunu belirtmişlerdir. Son olarak, zemin-yapı sisteminin sismik tepkisi, kazık boyunca pik eğilme momentleri açısından ele alınmış ve kazıklarda sismik etkinin neden olduğu kinematik bir etkileşim olasılığı vurgulanmıştır. Yazarlar, kinematik etkilerin göz ardı edilmesi ve sadece atalet etkilerinin dikkate alınması durumunda, kazık uzunluğu boyunca maksimum eğilme momenti dağılımının olduğundan daha az tahmin edilebileceğini belirtmişlerdir.

Castelli, Grasso, Lentini ve Sammito (2024) tarafından yürütülen başka bir çalışmada sıvılaştırılabilir zemin üzerine oturan bir yapının dinamik analizleri gerçekleştirilmiştir. Sayısal analizler, sıvılaştırılabilir zeminlerin sismik tepkisini simüle etmek amacıyla PLAXIS-3D yazılımı tarafından benimsenen UBC3D-PLM modeli kullanılarak yapılmıştır. Geliştirilen UBC3D-PLM modeli, çevrimsel doğrudan basit kesme deneyleri ile kalibre edilmiştir. Sıvılaştırılabilir zemin üzerindeki zemin-yapı sisteminin sismik davranışı, 1908 Messina depreminin üç sismogramı altında sıvılaşma potansiyeli, ivmeler, tepki spektrumları ve yer değiştirmeler açısından değerlendirilmiştir. Ayrıca, sıvılaştırılabilir tabakanın varlığını dikkate alan yapı-zemin etkileşim durumu, bina üzerindeki sarsıntı ve yapısal performans açısından farklılıkların altını çizmek amacıyla sıvılaşma olgusu dikkate alınmadan elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Yapının periyodu için spektral ivmeler sıvılaşma dikkate alınmadan elde edilenlere kıyasla %50 veya daha fazla azalmaktadır. Ayrıca, sonuçlar sıvılaşmanın zamanlamasının derinlikle birlikte arttığını ve sıvılaşmanın ilk olarak yüzeye yakın yerlerde meydana geldiğini göstermektedir. Bu durum, sıvılaşmış tabakada ivme değerlerinin derinlikle birlikte artmasını doğrulamaktadır. Bu husus, zeminin üst katmanlarıyla etkileşim halinde olan sığ temelli binalar için temel bir öneme sahiptir.

3. SIVILAŞMA

Sıvılaşma, çevrimsel yükleme sırasında artan boşluk suyu basıncı nedeniyle doygun kohezyonsuz bir zeminin kayma mukavemetini kaybetmesidir. Deprem sırasında zeminde meydana gelen sıvılaşma yapının hasar almasına sebep olabilmektedir.

Sıvılaşma ve buna bağlı olarak gelişen zemin deformasyonu oldukça karmaşık bir olgudur ve 'sıvılaşma' terimi çeşitli zemin davranışlarını tanımlamak için kullanılmaktadır (Bird, Boulanger ve Idriss, 2005).

Geçmişte meydana gelen bazı büyük depremlerde, zemin sıvılaşmasının neden olduğu temellerin oturması, yapıların yıkılması ve eğimli arazilerde toprak kaymaları gibi olumsuz etkiler gözlemlenmiştir. Örneğin, taşıma gücü kaybı nedeniyle binalarda meydana gelen devrilme Resim 3.1'de, büyük yanar yer değıştirmeler sonucunda kazıklarda meydana gelen yenilme ise Resim 3.2'de sunulmuştur. Ayrıca ek olarak, zeminin sıvılaşma kaynaklı oturması ve yanar yayılması nedeniyle hasar alan kazık örnekleri sırasıyla Resim 3.3 ve Resim 3.4'te verilmiştir.



Resim 3.1. Kawasgishi-cho apartmanları, 1964 Niigata depremi (Kramer ve Elgamal, 2001)



Resim 3.2. Showa köprüsü, 1964 Niigata depremi (Kramer ve Elgamal, 2001)



Resim 3.3. Port Island'da kazık destekli iskelenin etrafındaki zeminin sıvılaşma kaynaklı oturması, 1995 Kobe Depremi (Soga, 1998)



Resim 3.4. Port Island’da bir depoda kırık bir betonarme kazık, 1995 Kobe depremi (Soga, 1998)

Ülkemizde meydana gelen çok sayıda can ve mal kaybına yol açan 1999 Adapazarı depremi ve 2023 Kahramanmaraş depremlelerinde zemin sıvılaşmaları; yapı çökmesi, altyapının ve ulaşım ağlarının zarar görmesi gibi olumsuz etkilere neden olmuştur. 2023 Kahramanmaraş depremlerinin ardından yapılan değerlendirmeler, özellikle Adıyaman (Gölbaşı) ve Hatay’da (Dört Yol, İskenderun) zemin sıvılaşmasına bağlı taşıma gücü kaybı, zemin oturması ve yanal yayılma gibi hasarların yoğun olduğunu ortaya koymuştur. İlgili bölgelerde zemin sıvılaşması etkisiyle binaların temel sistemi özelliklerine bağlı olarak zemine batması, binanın tamamının yana yatması ya da kısmen sıvılaşan zemine batarak eğik vaziyette göçtüğü de görülmüştür (İstanbul Teknik Üniversitesi [İTÜ], 2023). İlgili depremlerde tespit edilen sıvılaşma kaynaklı hasarlara ait örnekler resimlerde sunulmuştur. 1999 Adapazarı depreminde sıvılaşma sonrasında görülen taşıma gücü kaybı Resim 3.5’te ve zemin oturması sonucunda gömülmüş bir bina örneği Resim 3.6’da verilmiştir. Kahramanmaraş depremlerinde zeminin sıvılaşmasının ardından gözlemlenen zemin yüzeyine fışkıran su birikintileri ve düşey deformasyon & çökelti oluşumları ise Resim 3.7’de sunulmuştur.



Resim 3.5. 1999 Adapazarı depremi sıvılaşma sonrası hasar gören yapı sıvılaşma kaynaklı taşıma gücü kaybı (Turoğlu, 2004)



Resim 3.6. 1999 Adapazarı depremi sıvılaşma sonrası zemin oturması ve gömülmüş bina (Ulusay, 2000)



Resim 3.7. (a) Atatürk Bulvarı'nda alttaki zeminin sıvılaşmasının ardından zemin yüzeyine fişkırarak su birikintileri ve düşey deformasyon, (b) Otobüs durağındaki çökelti ve devrilen çöp kutusu, İskenderun, Hatay (Özener vd., 2024)

3.1. Sıvılaşma Türleri

Zemin sıvılaşmasını tanımlamak için akma sıvılaşması ve çevrimsel sıvılaşma terimleri kullanılır. Aşağıda bu terimlerin açıklamaları sunulmakta olup ayrıca Çizelge 3.1'de özetlenmiştir.

3.1.1. Akma sıvılaşması

Akma sıvılaşması; zemindeki statik kayma gerilmesi, sıvılaşmış zeminin kayma mukavemetini aştığında meydana gelir. Bu durum, şev üzerine ek yük bindirilmesi gibi statik yükleme veya deprem gibi tetikleyici dinamik yüklemelerle boşluk suyu basıncının artmasıyla ortaya çıkar. Statik kayma gerilmesi zemin mukavemetini azaltıp akma yenilmesine neden olduğunda, devrimsel gerilmeler zemini kararsız hale getirebilmektedir.

3.1.2. Çevrimsel hareketlilik

Çevrimsel hareketlilik zemindeki statik kayma gerilmesinin sıvılaşmış zeminin kayma mukavemetinden daha az olduğunda meydana gelir. Hem çevrimsel gerilmelerden hem de statik kayma gerilmelerinden kaynaklanan deformasyonlar ise yanal yayılmalar olarak adlandırılır. Bu deformasyonlar genellikle hafif eğimli yamaçlarda ve su kütlelerine bitişik ovalarda görülür.

Çizelge 3.1. Akma sıvılaşması ve çevrimsel hareketliliğin karşılaştırılması (Schneider ve Mayne, 1999)

	Akma sıvılaşması	Çevrimsel Yumuşama	
		Çevrimsel sıvılaşma	Çevrimsel hareketlilik
Yükleme Durumu	Statik veya Çevrimsel	Çevrimsel (Gerilmenin tersine çevrildiği)	Çevrimsel (Gerilme tersine çevrilmeden)
Drenaj durumu	Drenajsız	Drenajsız	Drenajsız
Gerilme kontrolü	Statik kayma gerilmesi	Statik ve çevrimsel kayma gerilmesi	Statik ve çevrimsel kayma gerilmesi
Gerilme durumu	Arazi kayma gerilmelerinin minimum drenajsız kayma mukavemetinden daha büyük olması	Efektif gerilme sıfıra ulaşması	Sıfır efektif gerilme durumu gerçekleşmez
Yenilme veya deformasyon potansiyeli	Yeterli zemin kütlelerinin birim deformasyon yumuşaması gerçekleştikten sonra iç geometriye ve gerilme durumuna bağlı olarak kayma veya akma ile sonuçlanması.	Kayma modülünün birim deformasyon yumuşaması sonucunda çevrimsel yüklem sırasında büyük deformasyonlara yol açabilir. Çevrimsel yüklem sona erdiğinde zemin stabilize olma eğilimindedir.	Gevşek zeminlerde akma sıvılaşmasına neden olmadıkça sınırlı deformasyonlar gözlenir.
Zemin türü	Çok gevşek granüler zeminler, çok hassas killer ve lős çökelleri	Tamamı doymuş kumlarda, killi zeminler de ise sınırlı deformasyonlar ile gözlenir.	Tamamı doymuş kumlarda, killi zeminler de ise sınırlı deformasyonlar ile gözlenir.

3.2. Sıvılaşmayı Etkileyen Faktörler

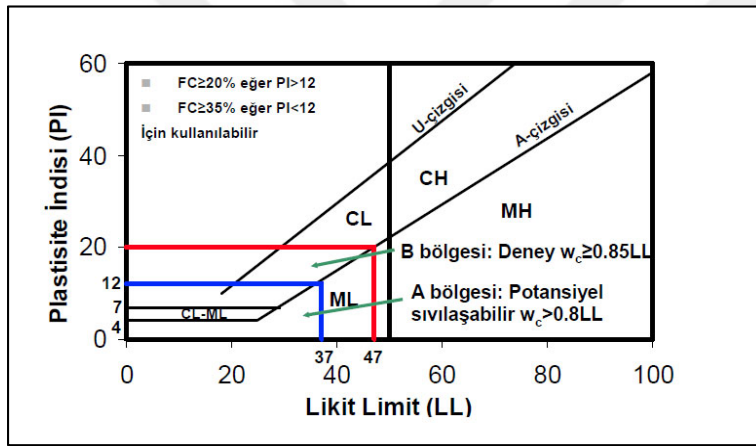
Sıvılaşma potansiyeli belirlemek için yapılan laboratuvar ve arazi çalışmalarında değerlendirilen parametreler genellikle zemin özelliklerine ve sismik harekete bağlı faktörlere dayanmaktadır. Zemin özelliklerine bağlı faktörler; zemin cinsi, dane özellikleri ve şekli, zeminin sıklık derecesi, yer altı suyu konumu, tabakalanma ve drenaj koşulları gibi zemin özellikleridir. Sismik harekete bağlı faktörler ise geçmiş sismik hareketler, deprem büyüklüğü ve depremin süresidir.

Zemin cinsi

Sıvılaşma analizi yapılırken, zemin profilinde sıvılaşma potansiyeli olan zemin gruplarının belirlenmesi gerekmektedir. Depremler sırasında zemin sıvılaşması tehlikesinin genellikle ince ile orta kum ve düşük plastisiteli ince kumlardan oluşan çökeltelerde meydana geldiği bilinmektedir. Ancak nadiren de olsa, çakıllı zeminlerde de sıvılaşma vakaları rapor edilmiştir (Ishihara, 1985). Sıvılaşmaya karşı duyarlı zemin türleri plastik olmayan kohezyonsuz zeminler olup bunlar temiz kumlar, siltli kumlar, silt ve çakıllardır (Day, 2002: 6.8).

Silt ve kil karışımları, mineralleri arasındaki kohezyon bileşeni nedeniyle dinamik yüklere karşı dayanıklı olarak kabul edilmiş ve sıvılaşabilen zeminler olarak değerlendirilmemişlerdir. Ancak Çin'deki Haicheng (1975) ve Tangshan (1976) depremleri sonrasında ağırlıklı olarak ince daneli malzeme içeren zemin profillerinde gözlemlenen yenilmeler sonucunda bu tür zeminlerin sıvılaşma potansiyeli önem kazanmış ve birçok araştırmacı konuyla ilgili çalışmalar yapmaya başlamıştır (Çetin ve Bilge, 2014).

Bunlardan ilki, Seed ve diğerleri (2003) tarafından verilen ve Şekil 3.1'de özetlenen çalışmadır. Çalışma sonuçları deprem sonrası saha gözlemlerine dayanarak likit limit (LL), plastisite indeksi (PI) ve su içeriği ile likit limit oranına (w_c) göre plastisite abağı üzerinde tanımlanmıştır.

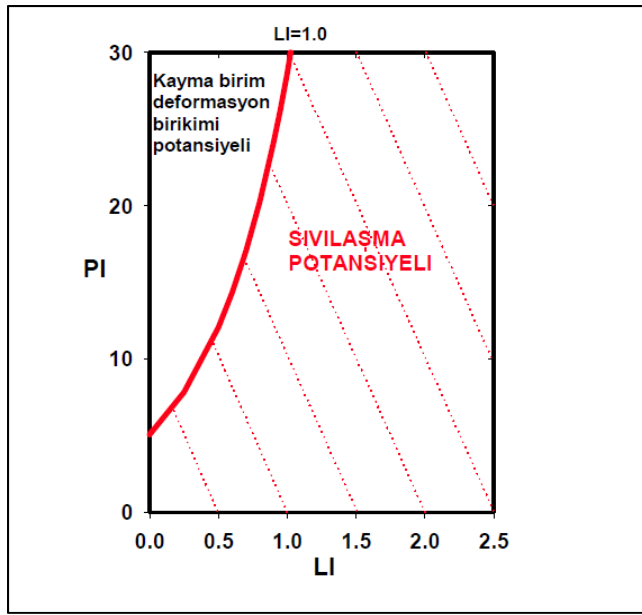


Şekil 3.1. İnce daneli zeminlerde sıvılaşabilirlik (Seed ve diğerleri, 2003)

Seed ve diğerleri (2003) tarafından Şekil 3.1'de verilen kriterler, aşağıdaki PI ve LL değerleriyle sınırlanan Atterberg limitleri çizelgesinde üç bölge ile tanımlanmaktadır. Bölge A zeminleri $PI < 12$ ve $LL < 37$ değerlerine sahiptir ve su içeriğinin LL'nin %80'inden fazla olması durumunda sıvılaşmaya karşı potansiyel olarak duyarlı kabul edilmektedir. Bölge B zeminleri $PI < 20$ ve $LL < 47$ değerlerine sahiptir ve su içeriğinin LL'nin %85'inden fazla olması durumunda ayrıntılı laboratuvar testleri önerilerek potansiyel olarak sıvılaşabilir kabul edilir. C Bölgesi zeminleri $PI > 20$ ve $LL > 47$ 'ye sahiptir ve hassasiyet açısından kontrol edilmeleri gerekse de genellikle klasik çevrimsel sıvılaşmaya duyarlı olmadıkları düşünülmektedir.

Çetin ve Bilge (2014) tarafından önerilen bir diğer yöntem ise Şekil 3.2 ve Eş. 3.1’de verildiği üzere PI ve likidite indisi (LI) değerlerine bağlıdır. Bu yöntemle göre, $PI < \%30$ koşulunun karşılanmadığı zeminler sıvılaşmaz olarak tanımlanmaktadır. Öte yandan, makaslama birim deformasyon birikimi problemi için tetkik yapılması önerilirken, PI değeri $\%30$ ’dan küçük olan zeminler likidite indisinin aşağıdaki koşulu sağlaması durumunda sıvılaşabilir olarak tanımlanmışlardır.

$$LI \geq 0,578 \ln(PI) - 0,940 \quad (3.1)$$



Şekil 3.2. İnce daneli zeminlerde sıvılaşabilirlik (Bilge, 2010)

Zeminin sıkılık derecesi

Kumlu zemin tabakalarının sıvılaşabilirliğinin değerlendirilmesinde arazi sıkılık derecesi ve gerilme durumunun da önemle dikkate alınması gerekmektedir. Sıvılaşma durumunun oluşmasına yol açacak boşluk suyu basıncı artışları zeminin sıkılık derecesi ve başlangıç gerilme durumu ile yakından ilişkilidir (Özaydın, 2007).

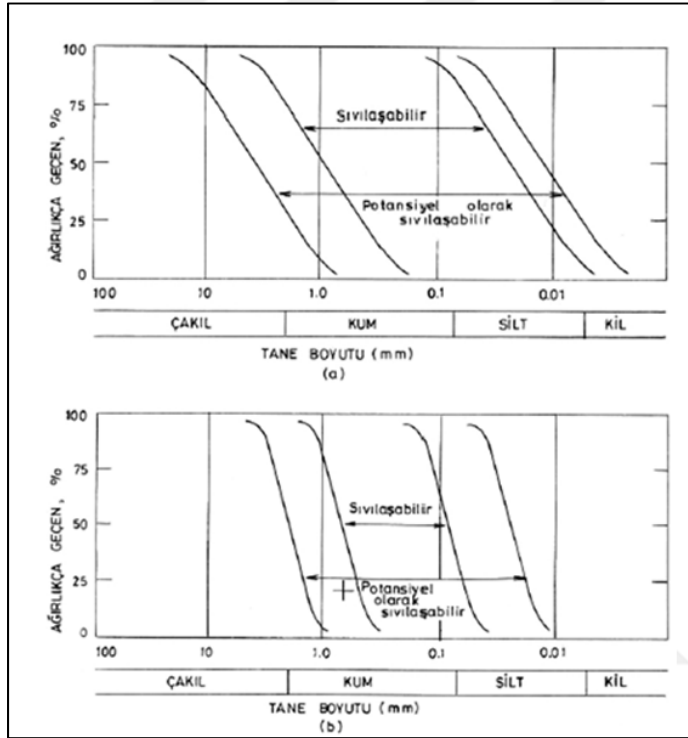
Gevşek bağıl yoğunluk durumundaki kohezyonsuz zeminler sıvılaşmaya karşı hassastır. Gevşek ve plastik olmayan zeminler sismik sarsıntı sırasında sıkışacak ve bu durumda aşırı boşluk suyu basınçlarının oluşmasına neden olacaktır. İlk sıvılaşmaya ulaşıldığında, gevşek kumlar için kayma deplasmanında ani bir artış olacaktır. Sıkı kumlar için, ilk sıvılaşma

durumu, çevrimsel kayma gerilmesinin tersine dönmesi üzerine kumun genleşme eğilimi nedeniyle büyük deformasyonlar üretmez (Day, 2002: 6.8).

Poulos, Castro ve France (1985), zeminin genleşebilir olduğu gösterilebilirse, sıvılaşmaya duyarlı olmayacağı için değerlendirilmesine gerek olmadığını belirtmektedirler. Çünkü genleşebilir zeminlerin drenajsız kayma mukavemetleri drenajlı kayma mukavemetlerinden daha büyüktür.

Dane özellikleri

Zemin dane şekli sıvılaşma potansiyelini etkileyebilir. Örneğin, yuvarlak şekle sahip zeminler, köşeli şekle sahip zeminlere göre daha kolay sıkışma eğilimindedir. Bu nedenle yuvarlak zemin parçacıkları içeren bir zemin, köşeli zemin parçacıkları içeren bir zemine göre sıvılaşmaya karşı daha hassastır (Day, 2002: 6.9). İyi derecelenmiş ve kötü derecelenmiş zeminler için sıvılaşmış ve sıvılaşmamış zeminleri ayıran dane boyutu eğrisi Şekil 3.3'te gösterilmiştir.



Şekil 3.3. (a) İyi derecelenmiş (b) kötü derecelenmiş, sıvılaşmaya duyarlı dane boyut aralığı (Iwasaki, 1986)

Yer altı suyu konumu

Sıvılaşma riski, yer altı suyu derinliği arttıkça azalır. Yer altı suyu derinliğini sadece birkaç metre düşürmek bile, sıvılaşma riskini oldukça azaltabilmektedir. Yer altı su seviyesi yüzeyden 3,0 m derinliğe kadar olan yerlerde sıvılaşma riski yüksek olmaktadır. Ancak, yer altı suyu yüzeyden 15 - 20 m derine indiğinde dahi sıvılaşma olayı görülebilmektedir (Çavuş, 2015).

Tabakalanma ve drenaj koşulları

Kumlu zeminler, ince taneli silt ve kil zeminlere göre daha iyi geçirgenliğe sahiptir. Ancak, kalın ve geniş bir geçirgen kum tabakası varsa, drenaj yolu uzayacağından, deprem sırasında ani yüklemeye maruz kaldığında, bu zeminler drenajsız zemin tabakası gibi davranabilmekte ve sıvılaşma riski artabilmektedir (Çavuş, 2015).

Deprem büyüklüğü ve süresi

Zeminin sıvılaşması için yer sarsıntısının olması gerekmektedir. Sarsıntının ivmesi ve süresi gibi yer hareketinin karakteri, zemin parçacıklarının büzülmesine ve sıvılaşmaya yol açan aşırı boşluk suyu basınçlarının gelişmesine neden olan kayma gerilmelerini belirler. Deprem şiddeti ve sarsıntı süresi arttıkça sıvılaşma potansiyeli de artar. En yüksek büyüklüğe sahip depremler hem en büyük yer ivmesini hem de en uzun yer sarsıntısı süresini üretecektir (Day, 2002: 6.6, 6.7).

Sıvılaşmanın meydana gelmesi için gerekli bir sarsıntı eşiği vardır. Bu eşik değerler, yaklaşık 0,10 g'lik bir tepe yer ivmesi a_{maks} ve yaklaşık $M_w=5,0$ olarak belirtilmektedir (Ulusal Araştırma Konseyi, 1985; Ishihara 1985). Bu nedenle, $a_{maks}<0,10g$ veya $M_w<5,0$ az olan sahalarda için sıvılaşma analizine genellikle ihtiyaç duyulmamaktadır.

Sismik geçmiş

Ayrıca zeminin tarihsel geçmişinin de sıvılaşma potansiyelini etkileyebileceği belirlenmiştir. Örneğin, daha önce sismik sarsıntıya maruz kalmış eski zemin birikintileri, aynı yoğunluğa sahip aynı zeminin yeni oluşmuş bir örneğine kıyasla daha yüksek sıvılaşma

direncine sahiptir (Finn, Bransby ve Pickering, 1970; Seed, Mori ve Chan, 1975). Kum tabakaları, geçmişte deprem etkisi altında kaldığında sıvılaşmaya karşı direnç kazanmaktadır.

3.3. Sıvılaşma Potansiyelinin Değerlendirilmesi

Belirli bir sahadaki sıvılaşma potansiyelini değerlendirmek için kullanılan ve genellikle basitleştirilmiş yöntem olarak adlandırılan yaklaşım ilk olarak Seed ve Idriss (1971) tarafından yayınlanmıştır. Bu yöntem, bir depremin neden olduğu kayma gerilmelerini, zeminin ampirik verilerle hesaplanan sıvılaşma direnci ile karşılaştırır.

Seed ve Idriss (1971) deprem kaynaklı çevrimsel gerilmeleri, en yüksek çevrimsel gerilmenin %65'ine eşit temsili bir değer olarak kullanmışlardır.

3.4. Zeminin Sıvılaşma Direnci

Zeminin sıvılaşma direnci genellikle arazi deneylerinden standart penetrasyon deneyi (SPT) sonuçları kullanılarak hesaplanabilmektedir. Sıvılaşma potansiyeli için güvenlik koşulu; $M_w = 7,5$ için hesaplanan zemin sıvılaşma direnci oranının (CRR), zeminde deprem nedeniyle oluşan ortalama tekrarlı gerilme oranına (CSR) bölümüdür.

$$GS = \frac{CRR}{CSR^*} = \frac{CRR}{CSR/(MSF \times K_\sigma)} \quad (3.2)$$

Burada;

CRR: $M_w=7,5$ ve $\sigma'_{v0}=1$ atm koşulları için normalize edilmiş tekrarlı direnç oranı,

CSR*: tekrarlı gerilme oranı,

GS: sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısıdır.

Düz arazilerde CSR veya CRR değerlerinin hesaplanması için, deprem moment büyüklüğü (MSF) ve örtü yükü düzeltmesi (K_σ) yapılmalıdır. Bu düzeltmeler aşağıda sunulmaktadır.

Deprem büyüklüğü düzeltme faktörü

Deprem büyüklüğü düzeltme faktörü genellikle CSR yerine CRR'ye uygulanır ve 7,5 büyüklüğündeki depremler için 1'e eşittir. 7,5 dışındaki büyüklükler için Youd ve Idriss (2001) Eş. 3.3'ten hesaplanan MSF değerini önermektedir;

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7,5} \right)^{-2,56} \quad (3.3)$$

Burada; M_w moment büyüklüğü olup, sınılaşma direnci hesaplamaları için tercih edilen ölçektir. Eş. 3.3, Idriss (1997) tarafından hesaplanan revize edilmiş MSF değerlerine dayanmaktadır.

Örtü yükü ölçekleme katsayısı (K_σ)

K_σ , Çetin vd. (2018) tarafından önerilen Eş. 3.4 kullanılarak hesaplanabilir. Bu bağıntı örtü yükü ölçekleme katsayısı değerlerinin 0,8 ila 1,6 aralığında olması durumunda kullanılabilir.

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{-0,336} \quad (3.4)$$

3.4.1. Tekrarlı gerilme oranı (CSR)

Sınılaşma tetiklenme analizleri kapsamında, depremden kaynaklı ortaya çıkan tesirler tekrarlı kayma gerilme oranı olarak ifade edilmekte olup bu değer Eş. 3.5 yardımıyla hesaplanabilecektir;

$$CSR = 0,65 \times CSR_{maks} \quad (3.5)$$

Burada; CSR: tekrarlı gerilme oranı ve CSR_{maks} : maksimum tekrarlı gerilme oranıdır.

Maksimum tekrarlı gerilme oranı (CSR_{maks}) Seed ve Idris (1971) tarafından önerilen Eş. 3.6 kullanılarak hesaplanabilecektir.

$$CSR_{maks} = 0,65 \frac{\tau_{maks}}{\sigma'_{v0}} = 0,65 \left(\frac{a_{maks}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d \quad (3.6)$$

Burada;

τ_{maks} : deprem kaynaklı oluşan maksimum kayma gerilmesi,

σ_{v0} : ilgili derinlikteki toplam örtü yükü,

σ'_{v0} : ilgili derinlikteki efektif örtü yükü,

a_{maks} : ilgili deprem düzeyi için maksimum yer ivmesi değeri (g),

g: yer çekimi ivmesi

r_d : doğrusal olmayan kayan kütle etkisinin yansıtıldığı kayma gerilmesi azaltma katsayısıdır.

Gerilme azaltma katsayısı (r_d) değerinin hesaplanmasında Liao ve Whitman (1986) tarafından önerilen Eş. 3.7 kullanılabilir.

$$r_d = \begin{cases} z < 9,15 \text{ m için;} & 1,00 - 0,000765z \\ 9,15 \text{ m} < z < 23 \text{ m için;} & 1,174 - 0,0267z \end{cases} \quad (3.7)$$

Burada; z metre cinsinden yüzeyden itibaren derinliği ifade etmektedir.

3.4.2. Tekrarlı direnç oranı (CRR)

Tekrarlı direnç oranı, zeminin sıvılaşmaya karşı direncini temsil etmektedir. CRR'yi değerlendirmenin makul bir yöntemi, örselenmemiş zemin numunelerinin alınması ve laboratuvarda test edilmesidir. Ancak, granüler zeminlerden alınan numuneler genellikle örselenmekte ve zeminin arazideki gerilme durumları laboratuvar ortamında yeniden oluşturulamamaktadır. Numune alma ve laboratuvar testleriyle ilgili zorluklardan dolayı saha testleri, sıvılaşma riskinin belirlenmesinde yaygın hale gelmiştir. Sıvılaşma direncinin değerlendirilmesi için SPT, CPT ve kayma dalgası hızı ölçümleri (Vs) dahil olmak üzere çeşitli saha testleri ortak kullanım alanı kazanmıştır. SPT ve CPT genellikle daha kapsamlı veri tabanları ve geçmiş deneyimler nedeniyle tercih edilir, ancak diğer testler çakıllı çökeltilerin altında kalan veya büyük ekipmanla erişimin sınırlı olduğu alanlarda uygulanabilir. Testlerin avantajları ve dezavantajları Çizelge 3.2'de listelenmiştir.

Çizelge 3.2. Sıvılaşma direncinin değerlendirilmesinde çeşitli saha testlerinin avantaj ve dezavantajlarının karşılaştırılması (Youd ve Idriss, 2001)

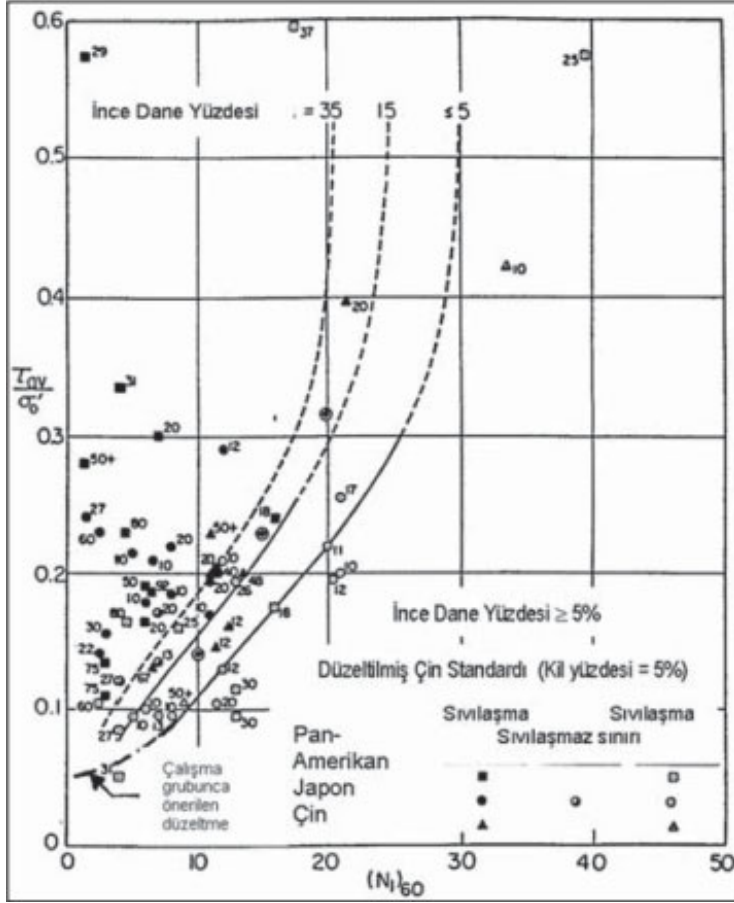
Özellik	Test Tipi		
	SPT	CPT	V_s
Sıvılaşma sahalarında geçmiş ölçümler	Çok	Çok	Sınırlı
Gerilme-gerinim davranışını etkileyen test türü	Kısmen drenajlı, büyük gerinim	Drenajlı, büyük gerinim	Küçük gerinim
Kalite kontrol ve tekrarlanabilirlik	Kötü-iyi	Çok iyi	İyi
Zemin değişkenliğinin tespiti	Yakın aralıklı deneyler için iyi	Çok iyi	Yeterli
Testin önerildiği zemin türleri	Çakılsız	Çakılsız	Hepsi
Zemin örneği alınabilinmesi	Evet	Hayır	Hayır
Test ölçüm indisi veya mühendislik özelliği	İndis	İndis	Mühendislik

3.4.3. SPT'ye dayalı sıvılaşma değerlendirmesi

SPT'ye dayalı sıvılaşma direncinin değerlendirilmesine yönelik kriterler yıllar içinde oldukça gelişmiştir. Bu kriterler büyük ölçüde Şekil 3.4'te gösterilen CSR'ye karşı düzeltilmiş SPT darbe sayısı ($N_{1,60}$) grafiğinde yer almaktadır. Şekil 3.4, yaklaşık 7,5 büyüklüğündeki geçmiş depremlerden sonra sıvılaşma etkilerinin gözlemlendiği veya gözlemlenmediği alanlardan hesaplanan CSR ve buna karşılık gelen düzeltilmiş SPT darbe sayısı (N_1)₆₀ verilerinin bir grafiğidir. Bu grafikteki CRR eğrileri, sıvılaşmayı gösteren verilere sahip bölgeleri, sıvılaşmamayı gösteren verilere sahip bölgelerden ayırmak üzere konumlandırılmıştır. Eğriler, çizimde gösterildiği gibi %5 veya daha az, %15 ve %35 ince dane içerikli granüler zeminler için geliştirilmiştir. İnce dane içeriği <%5 için CRR eğrisi, basitleştirilmiş yöntem için temel kriterdir ve bu eğri SPT temiz kum taban eğrisi olarak adlandırılmaktadır. Şekil 3.4'teki CRR eğrileri yalnızca 7,5 büyüklüğündeki depremler için geçerlidir. CRR eğrilerini diğer büyüklüklere uyarlamak için ölçeklendirme faktörleri gereklidir.

SPT temiz-kum taban eğrisi

Temiz kum taban eğrisi Şekil 3.4'te sunulmaktadır.



Şekil 3.4. Sıvılaşma vaka geçmişlerinden verilerle birlikte 7.5 büyüklüğündeki depremler için spt temiz kum taban eğrisi (Seed, Tokimatsu, Harder ve Chung (1985) tarafından değiştirilmiştir)

Çevrimsel dayanım oranı ise Eş. 3.8 yardımıyla hesaplanmaktadır;

$$CRR_{7,5} = \frac{1}{34 - N_{1,60}} + \frac{N_{1,60}}{135} + \frac{50}{[10N_{1,60} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (3.8)$$

Eş. 3.8 $(N_1)_{60} < 30$ için geçerlidir. $(N_1)_{60} \geq 30$ için temiz daneli zeminler sıvılaşmaz olarak değerlendirilir.

İnce dane oranının etkisi

Seed ve diğerleri (1985), ince tane içeriğinin artmasıyla birlikte CRR'nin belirgin bir şekilde arttığını belirtmiştir. Mevcut ampirik verilere dayanarak, Seed ve diğerleri (1985); Şekil 3.4'te gösterilen çeşitli ince tane içerikleri için CRR eğrileri geliştirmişlerdir. İnce dane içeriğinin (IDI), CRR üzerindeki etkisine yönelik düzeltmeler olarak Eş. 3.9 ve Eş. 3.10'da verilmiştir. Zeminin plastisitesi gibi diğer dane özellikleri, ince dane içeriğinin yanı sıra sıvılaşma direncini de etkileyebilir ancak bu faktörler için yaygın olarak kabul edilen düzeltmeler geliştirilmemiştir. Bu nedenle düzeltmeler yalnızca ince dane içeriğine dayalıdır. Eş. 3.9 ile Eş. 3.12 aralığındaki bağıntılar, $(N_1)_{60}$ 'ın eşdeğer bir temiz kum değerine $(N_1)_{60f}$ düzeltilmesi için Idriss ve Seed (1982)'in yardımıyla geliştirilmiştir.

$$N_{1,60f} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad (3.9)$$

Burada α ve β değişkenleri IDI değerine göre aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır (Eş. 3.10 – 3.12). Bu eşitlikler sıvılaşma direnci hesaplamaları için kullanılmaktadır.

$$IDI < \%5 \text{ için; } \alpha = 0,0 \text{ ve } \beta = 1,0 \quad (3.10)$$

$$\begin{aligned} \%5 < IDI < \%35 \text{ için; } \alpha &= \exp[1,76 - (190 - IDI^2)] \\ \beta &= 0,99 + \frac{IDI^{1,5}}{1000} \end{aligned} \quad (3.11)$$

$$IDI > \%35 \text{ için; } \alpha = 5,0 \text{ ve } \beta = 1,2 \quad (3.12)$$

Diğer düzeltmeler

İnce dane içeriği ve dane özelliklerine ek olarak çeşitli faktörler Çizelge 3.3'de belirtildiği üzere SPT sonuçlarını etkilemektedir ve bu düzeltmeler Eş. 3.13'te sunulmuştur.

$$(N_1)_{60} = N \ C_N \ C_E \ C_B \ C_R \ C_S \quad (3.13)$$

Burada; N : ölçülen standart penetrasyon direnci değeri; C_N : örtü yükü düzeltme faktörü; C_E : enerji düzeltme faktörü; C_B : delgi çapı düzeltme faktörü; C_R : tij uzunluğu düzeltme faktörü ve C_s : tüp tipi düzeltme faktörüdür.

Çizelge 3.3. SPT düzeltme katsayıları (Skempton, 1986)

Faktör	Sembol	Açıklama	Düzeltilme Değeri
Örtü yükü	C_N	İlgili sondaj derinliğinde örtü yükü göre düzeltme (sadece granüler zeminlerde)	$(P_a/\sigma'_{v0})^{0.5}$ $C_N \leq 1.7$
Enerji düzeltmesi	C_E	Halka / donut tipi şahmerdan	0,5-1,0
		Güvenli / emniyet tipi şahmerdan	0,7-1,2
		Otomatik tip şahmerdan	0,8-1,3
Kuyu çapı düzeltmesi	C_B	65-115 mm	1,00
		150 mm	1,05
		200 mm	1,15
Tij boyu düzeltmesi	C_R	<3	0,75
		3-4 m	0,80
		4-6 m	0,85
		6-10 m	0,95
		10-30 m	1,00
Num. Alıcı düzeltmesi	C_s	Standart (iç tüplü) numune alıcı	1,00
		İç tüpsüz numune alıcı	1,10-1,30

Kohezyonsuz zeminlerde SPT- N değerleri artan efektif örtü yüküyle birlikte arttığı için, örtü yükü düzeltme faktörü uygulanır (Seed ve Idriss, 1982). Bu faktör genellikle Eş. 3.14 yardımıyla hesaplanır (Liao ve Whitman, 1986).

$$C_N = (P_a/\sigma'_{v0})^{0.5} \quad (3.14)$$

Burada C_N , N 'yi yaklaşık 100 kPa (1 atm) olan σ'_{v0} efektif örtü yüküne normalize eder. C_N 1.7 değerini geçmemelidir.

Kayen ve diğerleri (1992), maksimum C_N değerini 1.7 ile sınırlayan ve bu yazarların görüşüne göre, Seed ve Idriss (1982) tarafından belirtilen orijinal eğriye daha iyi uyum sağlayan Eş. 3.15'i önermiştir:

$$C_N = 2,2/(1,2 + \sigma'_{v0}/P_a) \quad (3.15)$$



4. KAZIKLI TEMELLER

Kazıklı temeller; üst yapı yüklerinin sağlam zemine güvenli bir şekilde aktarılması, toplam ve farklı oturmaların sınırlandırılması, rüzgar, deprem gibi yatay yüklerin etkilediği yapılarda ilgili yükleri karşılaması, şev hareketlerinden kaynaklı oluşacak yanal deformasyonların engellenmesi, kaldırma kuvveti ve yatay zemin hareketlerinin karşılanması vb. amacıyla kullanılmaktadır.

Kazıklar özellikle deprem durumunda, yanal kuvvetlere karşı dayanım sağlamaktadır. Farklı zemin profillerinde, kazıkların dinamik ve statik yükler altındaki davranışı önemli ölçüde değişiklik gösterebilmektedir. Ayrıca depremlere eşlik eden şiddetli sarsıntılar sırasında boşluk suyu basınçları yükselerek zeminin mukavemetinin bir kısmını kaybetmesine ve taşıma gücü kaybının oluşmasına neden olabilmektedir. En uç durumda, zemin mukavemetini tamamen kaybedebilir ve ortaya çıkan zemin sıvılaşması binalarda, köprülerde ve diğer mühendislik yapılarında ciddi hasara neden olabilir. Özellikle, nehir yataklarının yakınında ve kıyı bölgelerinde imal edilen kazıklı temeller sıvılaşmaya karşı duyarlıdır.

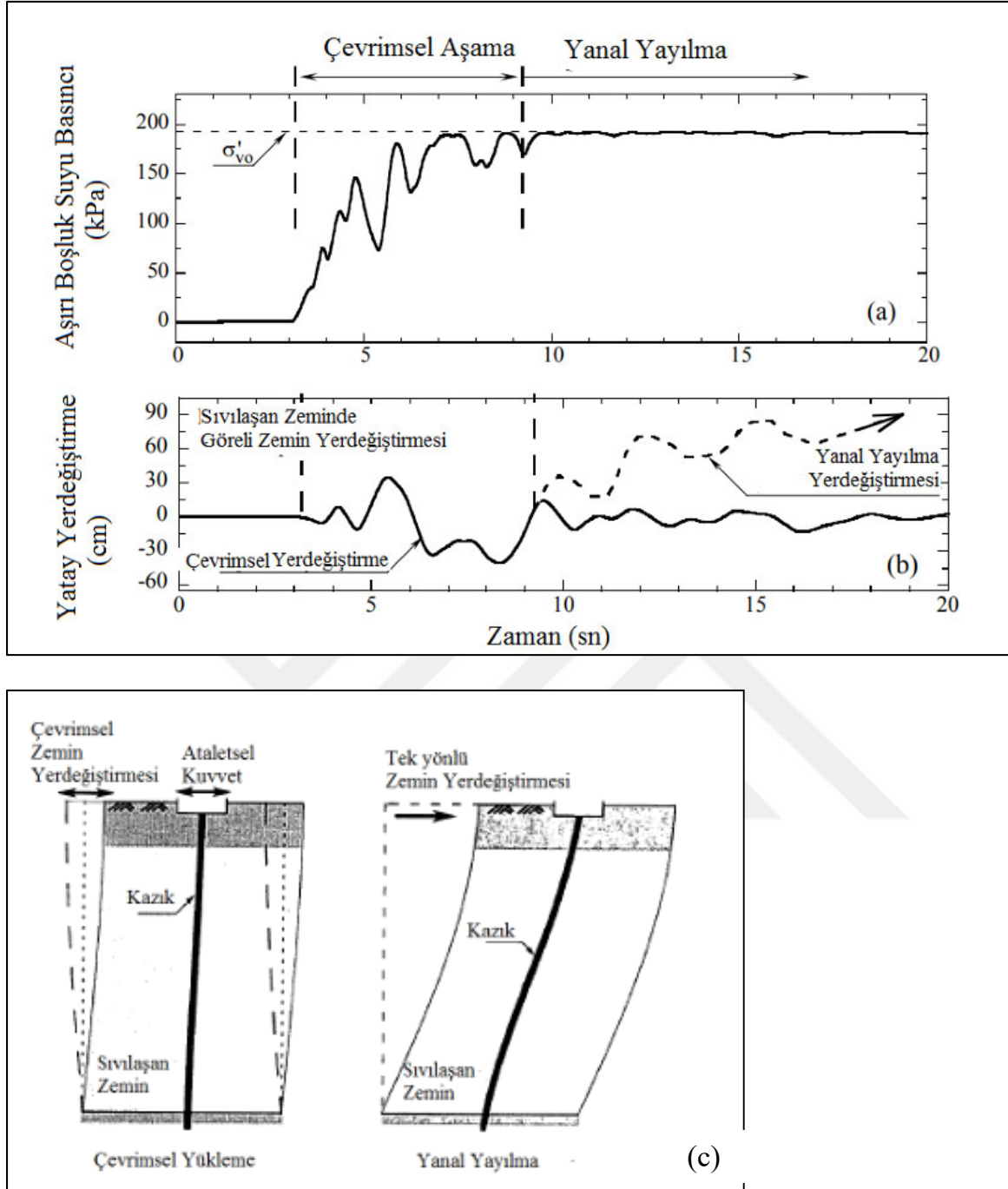
Bu nedenle, tasarım sürecinde zemin özelliklerinin doğru bir şekilde belirlenmesi ve kazıklı temellerin bu özelliklere uygun olarak tasarlanması gerekmektedir. Bu durum, yapıların güvenliği ve dayanıklılığı açısından hayati bir öneme sahiptir.

4.1. Sıvılaşan Zeminlerde Kazık Davranışı

Şiddetli yer sarsıntısı sırasında zemin sıvılaşması, sıvılaşmış zeminde mukavemet ve rijitlik kaybına ve bunun sonucunda büyük yanal yer değiştirmelere neden olmaktadır. Hem şiddetli yer sarsıntısı ve sıvılaşma gelişimi sırasındaki çevrimsel yer değiştirmeler hem de özellikle sıvılaşmış zeminlerin yayılması nedeniyle sıvılaşma sonrası yer değiştirmeler kazıklar için risk taşımaktadır. Sıvılaşmış zeminlerin özellikleri ve kazıklar üzerindeki yükler, çevrimsel fazda ve sonraki yanal yayılma fazında farklıdır.

Sıvılaşılan zeminlerde zemin-kazık etkileşimi, yer sarsıntısı sırasında ve hemen sonrasında nispeten kısa bir süre içinde zemin özelliklerinde ve etkileşim yüklerinde önemli değişiklikler içeren dinamik bir süreçtir (Cubrinovski, 2007).

Gevşek doygun kumlu zeminlerde yer sarsıntısı sırasında aşırı boşluk suyu basıncı Şekil 4.1.a'da gösterildiği gibi, efektif gerilmeye σ_{v0}' ulaşana kadar hızla artar. Bu aşamada efektif gerilme pratikte sıfıra düşerek zemin sıvılaşmasına yol açmaktadır (Cubrinovski, Haskell ve Bradley, 2012). Şekil 4.1.b'de verilen 1995 Kobe Depremi örneğinde aşırı boşluk suyu basıncı sadece 6-7 saniye içinde maksimuma ulaşmıştır. Bu süre zarfında zemin rijitliği ve mukavemeti düşerken, zemin deformasyonunda hızlı bir artış gözlenmektedir. Sıvılaşmadan hemen önce veya sıvılaşma sırasında maksimum yer değiştirmelerin yüksek yer ivmeleriyle birlikte olduğu görülmektedir. Sıvılaşmayı takip eden reaksiyon aşamasında, sıvılaşmış zeminin rijitliği ve mukavemeti düşer. Bu nedenle Şekil 4.1.b'de kesikli çizgi ile gösterilen büyük tek taraflı deplasmanlar oluşabilir. Özellikle bu yanal yayılmalar, yamaçlı bölgelerdeki kazıklarda büyük kalıcı yer değiştirmelerle sonuçlanmaktadır. Bununla birlikte, genel olarak, Şekil 4.1.c 'de şematik olarak gösterildiği gibi, zemin yer değiştirmeleri yanal yayılmalarda daha büyük olup eylemsizlik yükleri ise çevrimsel yüklemeye kıyasla nispeten daha küçüktür.



Şekil 4.1. Sıvılaştan zeminde zemin-kazık etkileşimi ve zemin tepkisi a) aşırı boşluk suyu basıncı b) yanal zemin yer değiştirmesi c) çevrimsel yükleme ve yanal yayılma sırasında kazıklar üzerindeki yükler (Cubrinovski, Haskell ve Bradley, 2012)

Sıvılaştan zeminlerde kazıkların davranışı analiz edilirken, zemin özellikleri ve kazık üzerindeki yükler çevrimsel ile yanal yayılma fazları arasında oldukça farklı olduğundan iki fazın ayrı incelenmesi faydalıdır (Cubrinovski, Haskell ve Bradley, 2012).

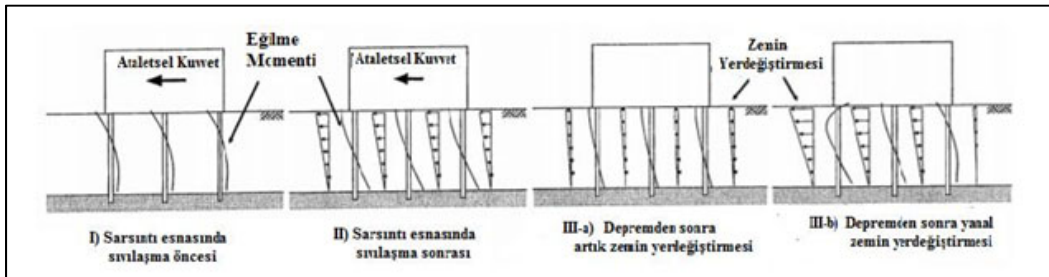
4.2. Sıvılaştan Zeminlerde Kazık Göçme Teorileri

Kazıklı temellerde göçme durumu son zamanlarda meydana gelen şiddetli depremlerin çoğunda gözlenmiştir (Bhattacharya ve Madabhushi, 2008). Sıvılaşabilir zeminlerde depremler sırasında kazıkların yenilmesi, genellikle sıvılaşmanın neden olduğu yanal yayılma veya burkulma etkileriyle ilişkilendirilir (Bhattacharya ve Madabhushi (2008).

Bhattacharya ve Madabhushi (2008) tarafından sıvılaşabilir zeminlerde iki farklı kazık göçme teorisi tanımlanmaktadır: (1) Kazıkların kiriş olarak ele alındığı eğilme mekanizmasıdır. Kazıklar üzerindeki yanal yükler, üst yapıdan kaynaklanan atalet etkilerinden ve zemin hareketinden meydana gelen kinematik etkilerden kaynaklanmaktadır. (2) Kazıkların kiriş-kolon olarak ele alındığı burkulma kararsızlığı, yani kazıklar yanal yükleri taşıyan eksenel yüklü ince kolonlar olarak değerlendirilir. Kazıklar sıvılaşabilir bölgelerde desteklenmeyen kolonlar olarak ele alınır.

Literatürde Tokimatsu ve Asaka (1998), Ishihara (1997) ve Bhattacharya (2003) gibi araştırmacılar tarafından önerilen kazık göçme teorileri aşağıda ana hatlarıyla yer verilmiştir.

Tokimatsu ve Asaka (1998) sıvılaşabilir zeminde zemin-kazık yapı etkileşimini Şekil 4.2’de gösterildiği gibi şematik olarak tanımlamıştır. Boşluk suyu basıncının gelişmesinden önce, üst yapıdan gelen atalet kuvveti baskın olabilmektedir. Bu durum Şekil 4.2’de aşama I olarak adlandırılmaktadır. Sıvılaşmış zeminden gelen kinematik kuvvetler artan gözenek basıncıyla birlikte etki etmeye başlar. Bu, Şekil 4.2’de II. aşama olarak adlandırılmaktadır. Sarsıntının sonuna doğru, kinematik kuvvetler baskın olduğundan özellikle yanal yayılan zeminde kalıcı yer değiştirmeler meydana gelir. Bu durum kazık performansı üzerinde önemli bir etkiye sahiptir.



Şekil 4.2. Sıvılaştan zeminlerde zemin-kazık-yapı etkileşimi (Tokimatsu ve Asaka, 1998)

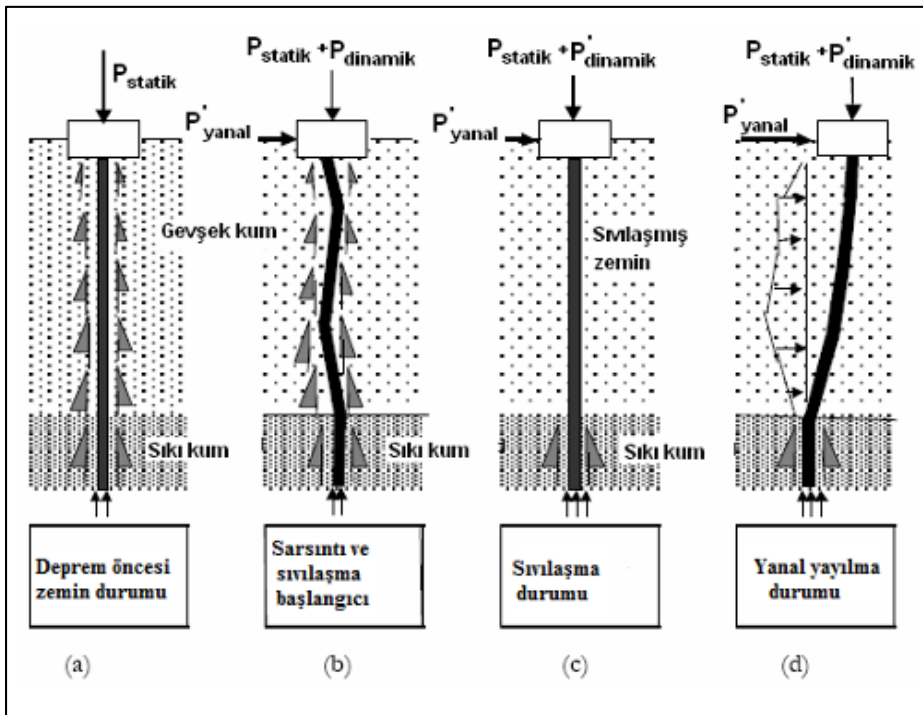
Ishihara (1997), kazık üzerindeki sismik yüklemeyi yukarıdan aşağıya etki ve aşağıdan yukarıya etki kavramlarını tanıtarak özetlemiştir. Yukarıdan aşağıya etki mekanizmasında sarsıntının başlangıcında, üst yapının atalet kuvvetleri kazığın tepesine ve sonrasında zemine aktarılır. Ana sarsıntı sırasında, kumlu zeminlerin sıvılaşma nedeniyle önemli ölçüde yumuşamadığını ve kazıklar ile zemin arasındaki göreceli hareketin küçük olduğunu varsayar. Bununla birlikte, yer hareketinin kazıklarda eğilme momentinin sınır değerini aşmasına neden olacak kadar yüksek olması durumunda kazıkların göçebileceğini varsaymaktadır. Yatay yük üst yapının atalet kuvvetinden kaynaklandığı için bu durum yukarıdan aşağıya etki olarak adlandırılmaktadır. Ishihara (1997) ayrıca şunları bildirmektedir: “Sıvılaşmanın başlangıcının, düzensiz bir zaman geçmişine sahip sismik yük uygulaması sırasında en yüksek ivmenin meydana geldiği an ile yaklaşık olarak aynı zamanda gerçekleştiği bilinmektedir.” Eğimli zeminlerde, sıvılaşmanın başlamasıyla birlikte zemin yatay olarak hareket etmeye başlayacaktır. Bu koşul altında, zemin içerisindeki kazığa yanal kuvvetler uygulanacak ve eğim yönünde kazıkta deplasmanlara yol açacaktır. Sismik hareketin tepe noktasını geçtiği halde sarsıntının daha az yoğunlukla hala devam edebileceğini ve bu nedenle üst yapıdan iletilen atalet kuvvetinin küçük olacağını varsayar. Böyle bir yükleme koşulu altında, kazıkta maksimum eğilme momenti kazık başının yakınında değil, bir miktar derinlikte meydana gelir ve bu durum aşağıdan yukarıya etki olarak adlandırılır.

Bhattacharya (2003) tarafından önerilen sıvılaşan zeminlerde kazık göçme mekanizması, sıvılaşmadan kaynaklanan kazık yenilmelerini açıklamaktadır. Bu durum, Şekil 4.3'te gösterilmiştir. Kazıklar herhangi bir sismik yükleme olmadan sadece üst yapıdan gelen statik yükler altındadır (Şekil 4.3.a). Sarsıntı başlangıcında, kazık etrafındaki mevcut yanal toprak basıncının bu ilk aşamalarda önemli ölçüde azalması beklenmemektedir. Kazığın bu aşamadaki davranışı, zeminin yeterli yanal sınırlama sağladığı elastik bir temel üzerindeki giriş olarak tanımlanabilir. Çevre sürtünmesi etki etmeye devam ettiğinden, kazıktaki eksenel yük değişikliklerine verilen tepki de şiddetli olmayacaktır. Bu durum Şekil 4.3.b'de gösterilmektedir.

Sarsıntı devam ettikçe doygun gevşek kumlu zeminlerde boşluk suyu basıncı artacak ve zemin sıvılaşmaya başlayacaktır. Kazık, sıvılaşmış tabakadaki çevre sürtünmesini kaybetmeye başlayacak ve uç direncini harekete geçirmek için eksenel yükler aşağıya doğru hareket edecektir. Zemin, dayanımını kaybetmeye başlayacak böylece kazık Şekil 4.3.c'de

gösterildiği gibi desteksiz bir kolon gibi davranacaktır. Yüksek narinlik oranına sahip kazıklar daha sonra eksenel kararsızlığa eğilimli olacaktır. Plastik akmanın başlaması nedeniyle eğilme rijitliğinde bozulmalar meydana gelecek ayrıca yatay yükler artacak ve bununla birlikte kazıkta burkulma kararsızlığı oluşacaktır.

Eğimli arazilerde, kazık yukarıdaki yük koşullarında dayansa bile, zeminin yanal yayılması nedeniyle ek yüklemelere maruz kalabilmektedir. Bu koşullar altında, Şekil 4.3.d'de görüldüğü gibi kazık kiriş-kolon (yanal yüklere sahip kolon) gibi davranabilir.



Şekil 4.3. Kazık göçme mekanizması (Bhattacharya, 2003)

5. SIVILAŞAN ZEMİNLERDE ZEMİN – KAZIK – YAPI ETKİLEŞİMİNİN SAYISAL MODELLENMESİ

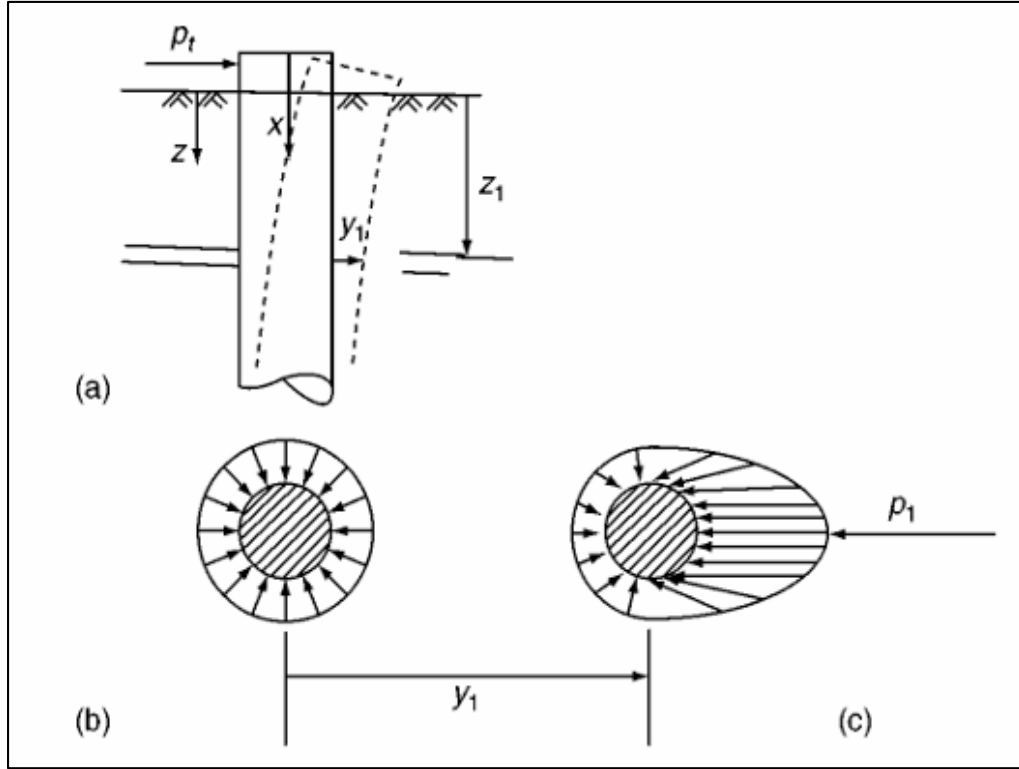
Zemin kazık etkileşiminin modellenmesinde sıklıkla p-y eğrileri yöntemi ve sonlu elemanlar yöntemi kullanılmaktadır. P-y eğrileri zemin-kazık etkileşimini modellerken kullanılan kinematik bir yöntemdir. Bu yöntem, zeminin belirli bir derinliğindeki yatay kuvvet (p) ve buna karşılık gelen zeminin yatay yer değiştirmesi (y) arasındaki ilişkiyi gösterir. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (2018)'de p-y eğrileri yöntemi, zemin-kazık etkileşiminin değerlendirilmesinde kabul edilen bir yöntemdir.

Diğer taraftan zemin-kazık-yapı etkileşiminin daha detaylı ve karmaşık modellenmesi gerektiğinde, sonlu elemanlar yöntemi kullanılmaktadır. Bu yöntem zemin-kazık-yapı sistemlerinin dinamik analizlerini gerçekleştirerek zaman tanım alanında değişen yükler altındaki davranışlarını değerlendirmektedir. Sonlu elemanlar yöntemi, zemin ve karmaşık yapı geometrilerini de hesaba katarak daha gerçekçi sonuçlar elde etmeyi sağlamaktadır.

5.1. P-y Eğrileri Yöntemi

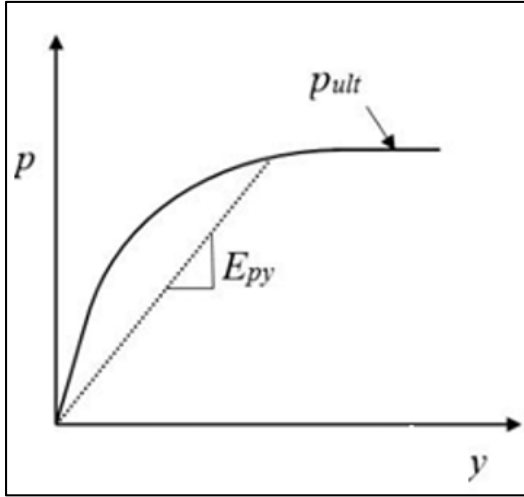
Zeminin yanal yükleme altındaki davranışını temsil eden p-y eğrileri, dinamik zemin-kazık etkileşimi analizlerinde en yaygın olarak kullanılan yöntemlerdendir. P-y yöntemi, Matlock (1970), Reese, Cox ve Koop (1974), Reese ve Welch (1972) gibi birçok araştırmacı tarafından çalışılmıştır. Bu araştırmalar, p-y eğrilerinin oluşturulması ve kazıklı temellerinin tasarımında bu eğrilerin nasıl kullanılacağı konusunda önemli katkılar sağlamıştır. Aynı zamanda, p-y eğrileri için mevcut yöntemler ya statik yükleme deneylerine ya da zemini doğrusal kabul eden dinamik deneylere dayanmaktadır. Bu eğriler, kazık deplasmanı ile zemin direnci arasındaki doğrusal olmayan ilişkiyi ifade eder.

Zemin veya kaya içinde yanal yüklü bir kazığı doğru bir şekilde analiz etmek için kazık deplasmanın bir fonksiyonu olarak zemin direncini sağlayan doğrusal olmayan bir ilişkiye ihtiyaç duyulmaktadır. Yanal yükleme altındaki dairesel bir kazık Şekil 5.1.a'da görülmektedir. Yatay yüke maruz kalmamış kazıkta Şekil 5.1.b'de gösterildiği gibi birim gerilmelerin düzgün bir dağılımı vardır. Kazık z_1 derinlikte, y_1 sapma gösterdiğinde, zemin p_1 direnç ile karşılık vermektedir. Şekil 5.1.c'deki gibi gerilmeler, kazığın arka tarafında azalmış ve ön tarafta birim gerilmeler artmıştır.



Şekil 5.1. Yatay yük altında kazıkların etrafında oluşan gerilme dağılımı (Reese ve Van Impe, 2001)

P-y eğrileri yönteminde ana parametre zeminin reaksiyon modülüdür. Reaksiyon modülü kazık derinliği boyunca belirli noktalarda zeminden gelen direncin o noktadaki deplasmana bölünmesiyle bulunur. Reaksiyon modülü (E_{py}) Şekil 5.2’de gösterildiği gibi p-y eğrisinin sekantı olarak tanımlanır. P-y eğrileri belirli derinliklerde oluşturulur, bu da zemin reaksiyon modülünün hem kazık sapmasının (y) hem de derinliğin (z) bir fonksiyonu olduğunu göstermektedir.



Şekil 5.2. Reaksiyon modülü (E_{py})

P-y eğrileri yöntemi her zemin türü için çeşitli araştırmacılar tarafından sahada ve laboratuvarında yapılan yükleme deneyleri ile bulunmuş olup yük-deformasyon ilişkisini temsil edecek şekilde sunulmaktadır.

5.2. Sonlu Elemanlar Yöntemi

Zemin yapı etkileşimi gibi karmaşık geoteknik problemlerin çözülmesinde, analitik yöntemler yerine sonlu elemanlar yöntemi gibi sayısal yaklaşımlar kullanılmaktadır. Sonlu elemanlar yöntemi, mühendislik problemlerine çözüm bulmak için oldukça yaygın bir araçtır. Bu yöntem, incelenen problemin geometrisini idealize etmek için sonlu sayıda daha küçük alan veya bölgeyi kullanır. Bu küçük alanlara sonlu elemanlar denir ve eleman sınırlarında tanımlanan düğümler aracılığıyla birbirlerine bağlanırlar.

Bu yöntemde, zeminin ve yapının davranışını tanımlamak için matematiksel modeller oluşturulur. Zeminin malzeme özellikleri, yapısal detaylar ve yükler gibi faktörler de dikkate alınarak, problemin sonlu elemanlarla modellenmesi gerçekleştirilir. Ardından, başlangıç fazı, mevcut durum gibi hesaplama adımları tanımlanır.

5.2.1. Zemin modelleri

Zemin bünye modelleri, zeminlerin mekanik davranışlarını anlamak ve mühendislik uygulamalarında kullanılabilir hale getirmek için geliştirilmiş matematiksel modellerdir. Bu modeller, zeminlerin yük altında nasıl davrandığını, deformasyonlarını ve mukavemet özelliklerini tahmin etmeye çalışır. Zeminlerin karmaşık ve heterojen yapısı nedeniyle, farklı zemin türleri ve durumları için çeşitli bünye modelleri geliştirilmiştir. Bu modellerin başlıcaları arasında Mohr-Coulomb, UBC3D-PLM, pekleşen zemin modeli gibi modeller bulunur. Bu tez çalışması kapsamında analizlerde Mohr-Coulomb ve UBC3D-PLM modelleri kullanılmıştır.

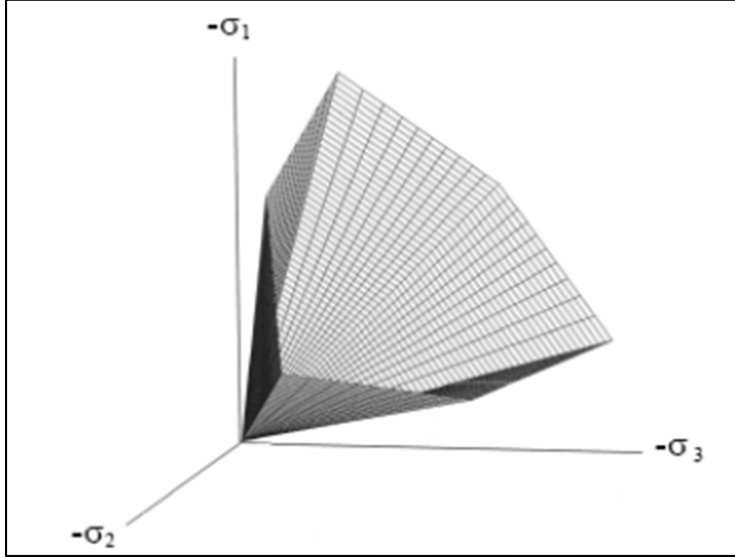
Mohr-Columb zemin modeli

Genellikle zemin davranışını modellemek için sıklıkla kullanılan Mohr-Coulomb modeli doğrusal elastik mükemmel plastik modeldir. Bu model zemin ve kaya davranışının birinci dereceden bir yaklaşımını temsil etmekte olup genel gerilme durumunda, modelin gerilme ve gerinimi, Hooke yasası kullanılarak türetilen tanımlayıcı parametrelerle (Young modülü, E ve Poisson oranı, ν) artmaktadır. Yenilme kriterini tanımlayan iki parametre (içsel sürtünme açısı, ϕ ve kohezyon, c) ve ayrıca akış kuralını tanımlayan bir parametre (kesme kaynaklı hacimde meydana gelecek plastik değişimleri modellemek için kullanılan dilatans açısı, ψ) vardır.

Mohr-Coulomb modeli, plastik davranışı tanımlamak için sadece iki mukavemet parametresi içeren basit ve üç boyutlu gerilme uzayı modeline uygulanabilir bir modeldir (Şekil 5.3). Bu model, dayanım davranışı açısından daha iyi performans göstermektedir (Kok, Bujang ve Gue 2017). Araştırmacılar, araziden alınan zemin örneklerinde yenilmeye neden olan gerilme kombinasyonlarının yenilme zarfının altıgen şekliyle oldukça uyumlu olduğunu yerinde üç eksenli testlerle göstermişlerdir (Goldscheider, 1984). Bu model barajların, şevlerin, setlerin, tünellerin ve yüzeysel ve derin temellerin (kazıkların) stabilitesini analiz etmek için uygulanabilir.

Genellikle drenajlı koşullarda, yenilme davranışının iyi bir şekilde yakalanmasına rağmen, drenajsız malzemelerde izlenen efektif gerilme yolu gözlemlerden önemli oranda sapabilir. Sürtünme açısı sıfıra eşit olacak şekilde drenajsız bir analizde drenajsız kayma

parametrelerinin kullanılması tercih edilir. Yerel kaymaya ulaşmadan önceki rijitlik davranışını tam olarak yansıtmamaktadır. Model, mükemmel plastisite için, zeminin pekleşme ya da yumuşama etkisini içermez (Kok, Bujang ve Gue, 2017).



Şekil 5.3. Asal gerilme uzayında Mohr-Coulomb akma yüzeyi

İçsel sürtünme açısı ve kohezyon parametreleri akma fonksiyonlarını belirler. $\phi=0$ durumu için tüm akma fonksiyonları (altı adet) gerilme uzayında altıgen bir koniyi temsil etmektedir.

Dinamik hesaplamalarda ise Mohr-Coulomb modeli kullanılırken, rijitlik parametrelerinin modelin zeminin dalga hızlarını doğru bir şekilde tahmin edeceği şekilde seçilmesi gerekir (Eş. 5.1 ve Eş. 5.2).

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}, G = \frac{E}{2(1+\nu)}, \rho = \frac{\gamma_{unsat}}{g} \quad (5.1)$$

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (5.2)$$

Burada; E_{oed} : Odometrik deformasyon modülüdür.

Bu genellikle mühendislik deformasyon seviyelerindeki bir rijitlikten ziyade çok daha küçük bir deformasyon rijitliğini gerektirir. Dinamik veya çevrimsel bir yükleme altında, gerilme

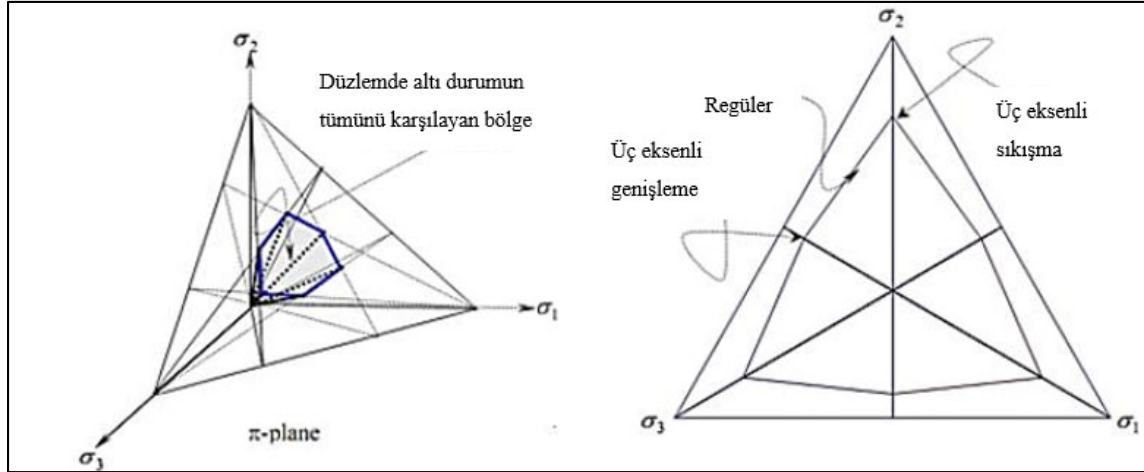
noktaları Mohr-Coulomb yenilme kriterine ulaştığında plastik gerilmeler meydana gelir. Bunun sonucunda dinamik hesaplamalarda bu durum sönüme neden olur. Bununla birlikte, Mohr-Coulomb yenilme zarfı içinde yalnızca elastik gerilmeler oluşturacağı ve (histeretik) sönümleme, boşluk suyu basıncı veya sıvılaşma oluşturmayacağı göz önünde bulundurulmalıdır. Çevrimsel yüklemelerde zeminin sönümleme etkilerini simüle etmek için Rayleigh sönümlemesi tanımlanabilir (Plaxis Malzeme Modelleri Kılavuzu, 2022).

UBC3D-PLM zemin modeli

Bu çalışmada kullanılan UBC3D-PLM modeli; UBCSAND modeline dayanmakta olup Puebla, Byrne ve Philips (1997) tarafından oluşturulmuş ve daha sonra Beaty ve Byrne (1998) tarafından geliştirilmiştir.

Genel olarak, UBCSAND pratikte sıvılaşma problemleri için en yaygın kullanılan bünye modellerinden biridir. Gelişmiş bir model olmasına rağmen, laboratuvar veya yerinde testlerden elde edilebilecek makul sayıda parametreye sahip olduğu için uygulaması nispeten basittir. Model başlangıçta sismik yükleme altında sıvılaşma potansiyeli olan kum benzeri zeminler için geliştirilmiştir. Orijinal UBCSAND modeline benzer şekilde, UBC3D-PLM hiperbolik pekleşme kuralına sahip klasik plastisite teorisine dayalı bir efektif gerilme modelidir. Pekişme kuralı, mobilize sürtünme açısını belirli bir gerilmedeki plastik kayma gerinimiyle ilişkilendirir. UBCSAND ile temel fark, UBC3D-PLM'nin 2 boyutlu asal gerilme uzayı yerine 3 boyutlu Mohr-Coulomb akma kriterini (Şekil 5.4) kullanmasıdır. UBC3D-PLM, Drucker-Prager kriterine dayanan değiştirilmiş bir plastik potansiyel fonksiyonuna sahiptir. Ayrıca, mevcut sürümünde, tekrarlı yükleme sırasında boşluk suyu basınçlarının gelişimini daha iyi tahmin etmek için bir zemin yoğunlaştırma kuralı içerir. Drenajsız davranış durumunda, drenajlı yükleme esnasında oluşacak hacimsel birim şekil değiştirmeler, aşırı boşluk suyu basınçlarının oluşmasıyla dengelenir (Makra, 2013).

Akma fonksiyonu, Şekil 5.4'te gösterildiği üzere asal gerilme uzayında genelleştirilmiş bir 3 boyutlu Mohr-Coulomb modelidir. Burada, üç ana gerilme $\sigma_{\min} \leq \sigma_{\text{int}} \leq \sigma_{\text{maks}}$ şeklinde sıralanabilir. Her bir asal gerilmenin kartezyen gerilme uzayında bir yönü vardır. Asal gerilme uzayında, altı düzlemin birlikte çizilmesi kapsamlı bir 3 boyutlu Mohr-Coulomb kriter yüzeyi oluşturur. Yüzey yalnızca $\sigma_{\min} \leq \sigma_{\text{int}} \leq \sigma_{\text{maks}}$ aralığındaki değerleri gösterir (Gamboa, 2018). Burada; $\sigma_{\min}$, σ_{int} ve σ_{maks} sırasıyla minimum, orta ve maksimum asal gerilmelerdir.



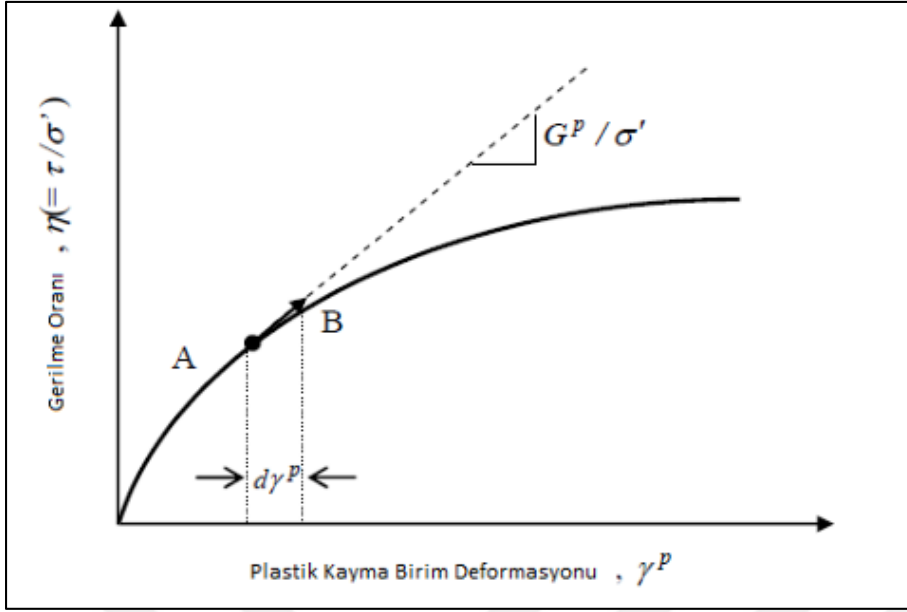
Şekil 5.4. 3 boyutlu asal gerilme uzayında Mohr-Coulomb akma yüzeyi (Petalas ve Galavi, 2013)

Model bir dizi adımda çözülür. İlk adım, özdeğer problemini çözerek gerilme matrisinin temel gerilmelerini hesaplamaktır. Özdeğerler (eigen value) asal gerilmeleri belirlemek için, özvektörler ise bu asal gerilmelerin yönlerini belirlemek için kullanılır. Petalas ve Galavi (2013)'e göre UBC3D-PLM modelinde, asal gerilmelerin yönleri değişmez, bu da malzemenin tepkisinin yöne bağlı olmadığını gösterir. Gerilme düzlemi daha sonra modelde tanımlanır. Modeldeki kritik akma yüzeyi, iki asal gerilme arasındaki farkın maksimum olduğu yüzeydir ($-\sigma_1 \geq -\sigma_2 \geq \sigma_3$) ve bu durum Eş. 5.3 ile temsil edilmektedir.

$$f_m = \frac{\sigma'_{maks} - \sigma'_{min}}{2} - \left(\frac{\sigma'_{maks} - \sigma'_{min}}{2} + c' \cot \varphi'_p \right) \sin \varphi_{mob} \quad (5.3)$$

Burada; σ'_{maks} ve σ'_{min} maksimum ve minumum asal gerilmelerdir, φ'_p ve φ_{mob} sırasıyla pik ve mobilize sürtünme açıları ve c' kohezyondur.

Model, akma yüzeyini geliştirirken üç farklı gerilme yolu oluşturur ve bunları uygun şekilde analiz eder. Model, akma yüzeyleri tarafından tanımlanan bölgede elastik davranış olduğunu varsayar. Ancak, gerilme yolu akma yüzeyine temas eder etmez plastik deformasyon başlar. Elastik deformasyonlar, kayma veya normal efektif gerilme değişimlerinin bir fonksiyonudur. Elastik gerilme sınırı aşıldığında, deformasyonlar kalıcı hale gelir. Modelin plastik deformasyonları, mevcut gerilme oranından elde edilen hiperbolik ilişkiler kullanılarak belirlenir ve bu deformasyonların yönü akma yüzeyinden bağımsızdır. Şekil 5.5 bu durumu grafiksel olarak göstermektedir (Kaymaz, 2024).



Şekil 5.5. Plastik gerinim artışı ve plastik modül (Beaty ve Byrne, 1998)

Gerilmeler ve deformasyonlar arasındaki ilişki kayma modülü, G (Eş. 5.4) ve elastik kütle modülü, K (Eş. 5.5) tarafından belirlenir. Her iki modül de doğası gereği izotropik ve doğrusal değildir, mevcut ortalama gerilme durumuna bağlıdır.

$$G = K_G^{*e} P_{ref} \left(\frac{p'}{P_{ref}} \right)^{ne} \quad (5.4)$$

$$K = K_B^e P_{ref} \left(\frac{p'}{P_{ref}} \right)^{me} \quad (5.5)$$

Burada; G ve K sırasıyla kayma ve elastik kütle modüllerini, P_{ref} referans gerilmeyi temsil etmekte olup K_G^{*e} , K_B^e , me ve ne parametreleri ise Çizelge 5.1'de açıklanmıştır.

Hacimsel değişim, kumların çevrimsel sıvılaşmasında önemli bir faktördür. Gerilme yolu, pik sürtünme açısı ile tanımlanan akma yüzeyine ulaştığında, akış kuralının formülasyonu nedeniyle hacimsel deformasyonların gelişimi sabit hale gelir. Bu sınırlama nedeniyle, gevşek kohezyonlu zeminlerin sıvılaşma sonrası davranışı veya sıkı kohezyonlu kumların çevrimsel hareketliliği gibi deneysel çalışmalarda açıklanan zemin rijitliğindeki azalma tahmin edilememektedir. UBC3D-PLM formülasyonu, zemin elemanının genişlemesi sırasında oluşan plastik sapma deformasyonu nedeniyle plastik kayma modülünü kademeli olarak azaltan bir eşitlik kullanarak bu sorunu ele almaktadır. UBC3D-PLM model

parametrelerinin çoğu çevrimsel basit kesme (CDSS) veya drenajlı üç eksenli deneyler kullanılarak elde edilebilmektedir. Bu testler, zeminin hem mekanik hem de dinamik özelliklerini daha iyi anlamak için laboratuvar ve sahada yaygın olarak kullanılmaktadır. UBC3D-PLM modeli bu testlere dayalı özelleştirilmiş bir formülasyon kullanır ve girdi parametreleri testlerin sonuçlarına göre belirlenir. Model girdi parametreleri Çizelge 5.1’de ayrıntılı olarak verilmiştir.

Beaty ve Byrne (2011) zemin modelini elde etmek için bazı korelasyonlar önermiştir. Bu korelasyonlar $N_{1,60}$ değerlerine dayalı olarak Eş. 5.6 - Eş. 5.10 kullanılarak elde edilir.

$$K_G^e = 21,7 \times 20 \times (N_1)_{60}^{0,333} \quad (5.6)$$

$$K_B^e = 0,7 \times K_G^e \quad (5.7)$$

$$K_G^p = K_G^e \times (N_1)_{60}^2 \times 0,003 + 100 \quad (5.8)$$

$$\phi_{cv} = 20^\circ + \sqrt{15,4 \times (N_1)_{60}} \quad (5.9)$$

$$\phi_{pi} = \phi_{cv} + \frac{(N_1)_{60}}{10} + \max\left(0; \frac{(N_1)_{60} - 15}{5}\right) \quad (5.10)$$

Çizelge 5.1. Model girdi parametreleri

Sembol	Tanım	Birim
ϕ_{cv}	Sabit sürtünme açısı	[°]
ϕ_p	Pik sürtünme açısı	[°]
c	Zemin kohezyonu	[kN/m ²]
K_B^e	Pa =100kPa referans düzeyinde zeminin elastik kütle modülü	[-]
K_G^e	Pa =100kPa referans düzeyinde zeminin elastik kayma modülü	[-]
K_G^p	Drenajlı plastik kayma modülü	[-]
k_B^e, k_G^e, k_G^p	Sırasıyla referans elastik kütle modülü, kayma ve plastik kayma modülü katsayıları	[-]

Çizelge 5.1. (devam) Model girdi parametreleri

Sembol	Tanım	Birim
m_e	elastik kütle modülü üssü	[-]
n_e	elastik kayma modülü üssü	[-]
n_p	plastik kayma modülü üssü	[-]
R_f	Yenilme oranı	[-]
f_{achard}	Pekleşme faktörü	[-]
$(N_1)_{60}$	Düzeltilmiş SPT değeri	[-]
f_{acpost}	rijitlik bozulması sırasında kayma modülünün minimum değerini belirleyen faktör	[-]
P_A	Atmosfer basıncına eşit olan referans gerilme	[kN/m ²]

6. SAYISAL MODELLEME

Bu bölümde, sıvılaşılan zeminlerde bulunan kazıklarda meydana gelebilecek etkilerin incelenmesi amaçlanmaktadır. Bu amaç doğrultusunda oluşturulan modelde, 1990 yılında inşa edilmiş ve kazıklı temele sahip olan bir endüstriyel tesis üst yapı olarak kullanılmıştır. Böylelikle dinamik etkiler ile kazıklarda oluşacak tesir kuvvetlerinde üst yapıdan gelecek olan ataletsel etkiler de göz önünde bulundurulmuştur.

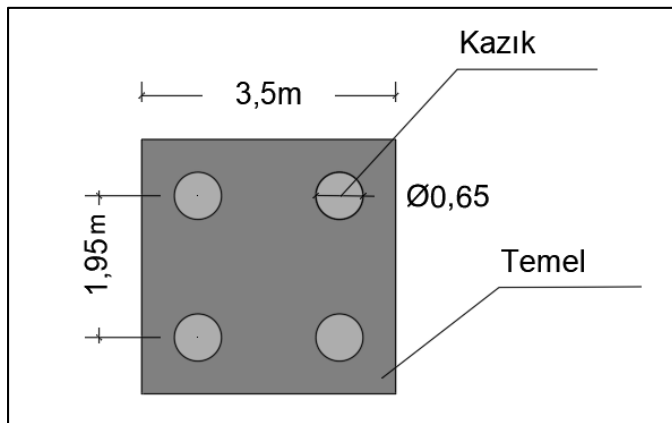
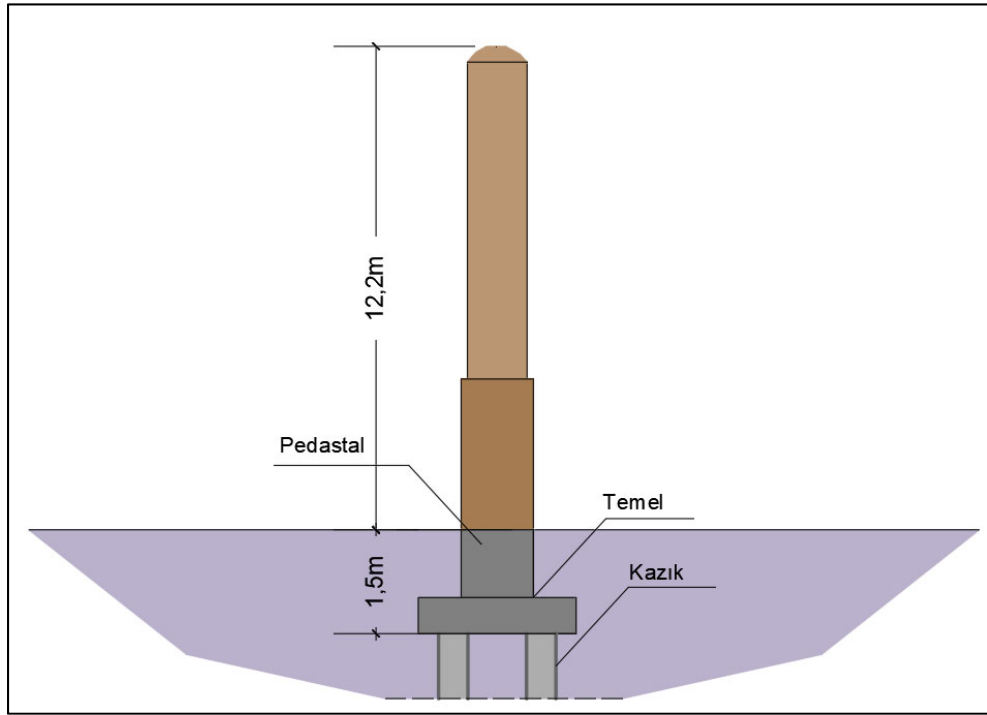
Marmara Bölgesi'nde, özellikle Kocaeli ilindeki İzmit, Derince ve Gölcük gibi ilçelerde endüstriyel tesislerin yoğunlaştığı alanlar bulunmaktadır. Bu ilçeler, genç ve gevşek kuaterner alüvyonlarını içeren çökel (basen) zeminler üzerine inşa edilmiştir (Kocaeli, İRAP). 1999 yılında meydana gelen Gölcük ve Düzce depremleri sonucu oluşan yıkımlar, özellikle deprem ve zemin ilişkisinin yeterince araştırılmadığını göstermiştir. Bu nedenle, deprem ve zemin ilişkisinin daha dikkatli bir şekilde incelenmesi gerekmektedir.

Endüstriyel tesislerin yoğun olarak bulunması sebebiyle çalışma alanı için Kocaeli ili Derince ilçesine ait zemin profili seçilmiştir. Zeminin idealizasyonu yapılırken yaygın olarak kullanılan SPT deney sonuçları ve bunlara bağlı korelasyonlar kullanılmaktadır. 1,5 metre aralıklarla yapılan SPT deneyleri, zemin profilindeki değişiklikleri yansıtamamakta ve yanıltıcı sonuçlar verebilmektedir. Bu durum, belirsizliklerin oluşmasına yol açmaktadır. Bu belirsizliklerin kazıklı temeller üzerindeki etkilerini analiz etmek için parametrik bir yaklaşım benimsenmiştir. Parametrik çalışmada ilgili belirsizlikleri yansıtabilmek için zemin alt tabakalara bölünmüş olup sıvılaşılan zemin tabakasının farklı kalınlık ve derinliklerdeki varyasyonları, değişen maksimum yer ivmesi değerleri (0,4 g ve 0,8 g) kullanılarak analiz edilmiştir.

Parametrik çalışmanın amacı, zemin sıvılaşmasının farklı kalınlık ve derinliklerdeki varyasyonlarının ivme değerlerinin ve kazıklar üzerindeki moment, kesme kuvvetlerinin nasıl etkilediğini belirlemektir. Elde edilen ivme, moment ve kesme kuvveti değerleri, sıvılaşılan zemin kalınlıkları ve derinlikleri ile ilişkilendirilmiş ve sonuçlar detaylı bir şekilde bölüm 6.4'te sunulmaktadır.

6.1. Yapı Bilgileri ve Zemin İdealizasyonu

Endüstriyel yapı Resim 6.1’de gösterildiği gibi 1,32 m çapında, 6,7 m yüksekliğinde, kalınlığı 11 mm olan çelik ve 1,6 m x 1,6 m boyutlarında 5,5 m yüksekliğinde betonarme bölümlerden oluşmaktadır. Yapı, 4 adet 65 cm çaplı 15 m boyunda fore kazıklar yardımıyla kalınlığı 0,8 m olan 3,5 x 3,5 m boyutlarında kare temel ile taşınmıştır.



Resim 6.1. Yapı ve yapıya ait kazıklı temel planı

Zemin davranışını ve özelliklerini belirlemek için saha ve laboratuvar testleri gerçekleştirilmiştir. 27 m derinliğinde sondaj yapılmış olup ayrıca 30 m derinliğe kadar kayma dalgası hızı testleri yapılmıştır. Bu testlerden elde edilen sonuçlar ile zemin

idealizasyonu yapılarak dayanım ve deformasyon özellikleri belirlenmiştir. Yapılan sondajda, yaklaşık 1,0 m dolgu birim, 8,0 m'ye kadar ise siltli kum/kum birim, 8,0 m'den kuyu sonuna kadar ise kil birim tanımlanmıştır.

Bölüm 3.4.3'te verilen düzeltme katsayıları dikkate alınarak kum birim için düzeltilmiş SPT- N_{60} ve SPT- $N_{1,60}$, kil birimler için ise düzeltilmiş SPT- N_{60} değerleri Çizelge 6.1'de verilmiştir.

Çizelge 6.1. Düzeltilmiş SPT- N_{60} ve $N_{1,60}$ değerleri

Derinlik (m)	SPT- N_{arazi}	Tanım	Derinlik Düzeltilme Katsayısı C_N	Enerji Düzeltilme Katsayısı C_E	Tij Boyu Düzeltilme Katsayısı C_R	Sondaj Delgi Çapı Düzeltilme Katsayısı C_R	Numune Alıcı Tipi Düzeltilme Katsayısı C_S	SPT N_{60}	SPT $N_{1,60}$
1,5	5	Kum	1,70	1,00	0,75	1,00	1,00	4	6
3,0	9	Kum	1,33	1,00	0,75	1,00	1,00	7	9
4,5	30	Kum	1,20	1,00	0,85	1,00	1,00	26	31
6,0	14	Kum	1,10	1,00	0,95	1,00	1,00	13	15
7,5	12	Kum	1,03	1,00	0,95	1,00	1,00	11	12
9,0	15	Kil	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	14	-
10,5	16	Kil	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	16	
12,0	25	Kil	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	25	
13,9	22	Kil	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	22	
15,0	15	Kil	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	15	
16,5	19	Kil	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	19	
18,0	35	Kil	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	35	
19,5	37	Kil	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	37	
21,0	40	Kil	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	40	

Çizelge 6.1.(devam) Düzeltilmiş SPT-N₆₀ ve N_{1,60} değerleri

Derinlik (m)	SPT-N _{arazi}	Tanım	Derinlik Düzeltme Katsayısı C _N	Enerji Düzeltme Katsayısı C _E	Tij Boyu Düzeltme Katsayısı C _R	Sondaj Delgi Çapı Düzeltme Katsayısı C _R	Numune Alıcı Tipi Düzeltme Katsayısı C _S	SPT N ₆₀	SPT N _{1,60}
-22,5	42	Kil	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	42	-
24,0	39	Kil	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	39	
25,5	43	Kil	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	43	
27,0	50+	Kil	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	100	

SPT değerlerine göre zemin idealizasyonu yapıldığında siltli kum/kum birim için ortalama değer hesaplanırken 4,5 m derinliğindeki SPT-N değeri zeminin tamamının özelliğini yansıtmadığı için ihmal edilmiştir. Kum birim altında devam eden kohezyonlu birim ise SPT değerlerinin 18,0 m derinlikten itibaren artışı dikkate alınarak iki gruba ayrılmış olup ilgili derinliklere ait SPT-N₆₀ ve N_{1,60} değerleri Çizelge 6.2’de verilmiştir.

Çizelge 6.2. İdealize zemin profili için elde edilen SPT-N₆₀ ve N_{1,60} değerleri

Derinlik (m)	Tanım	SPT N _{60ort}	SPT N _{1,60ort}
1,50-8,00	Siltli kum/kum	9	11
8,00-18,00	Kil-1	21	-
18,00-40,00	Kil-2	40	-

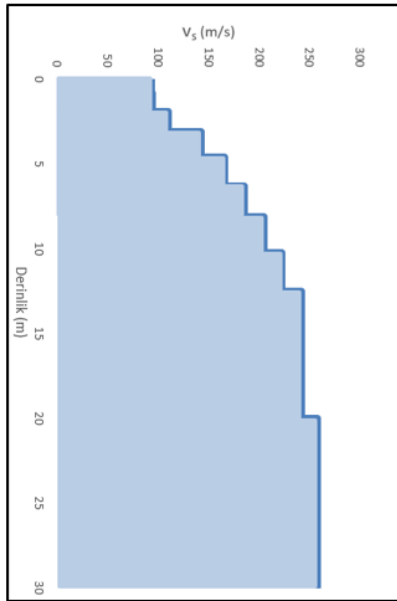
Alınan örselenmiş ve örselenmemiş numunelere su muhtevası, birim hacim ağırlık, dane yoğunluğu ve sınıflandırma deneyleri (atterberg ve dane büyüklüğünün dağılımı) yapılmış ve Çizelge 6.3’te sunulmuştur. Deneyler sonucunda Birleşik Zemin Sınıflandırma Sistemi (USCS)’ne göre kum birim SM ve GP-GM, kil birim ise MH, CH olarak sınıflandırılmaktadır.

Alüvyon tabakası içerisinde gözlenen siltli kum/kum birim arazi ve laboratuvar deney sonuçlarına göre tek bir birim olarak değerlendirilmiştir. Efektif kohezyon, içsel sürtünme açısı ve deformasyon modülü gibi dayanım ve rijitlik özellikleri belirlenirken literatürde SPT deneyine bağlı korelasyonlar kullanılmış olup ilgili parametreler Çizelge 6.4’te sunulmuştur. Temel imalatı için 1,5 m kazı yapılmış olup tesviye kotuna kadar mühendislik dolgusu ile geri doldurulmuştur.

Çizelge 6.4. Analizlerde kullanılan zemin parametreleri

Tanım	γ_{kuru} (kN/m ³)	γ_{doymun} (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ'	E' (kPa)
Siltli kum/kum	18,0	19,0	1	28	10 000
Kil-1	18,0	19,0	5	27	15 000
Kil-2	18,0	19,0	11	28	30 000

Çalışma sahasında bir profilde aktif kaynaklı yüzey dalgası analizi yöntemi (Masw) kullanılarak yüzey dalga kayıtları alınmıştır. İnceleme alanında aynı hat boyunca sismik kırılmalar okunarak V_p hızı, Masw ölçüsü ile dispersiyon eğrilerinden yararlanarak V_s hızı tespit edilmiştir. Kayma dalgası hızı sonuçları Resim 6.3’te verilmiştir.



Resim 6.3. Masw-1 kayma dalgası hızı sonuçları

Masw kullanılarak elde edilen kayma dalgası hızları tabakalara ayrılarak Çizelge 6.5'te sunulmuştur.

Çizelge 6.5. İlgili zemin tabakaları için elde edilen kayma dalgası hızları

Kalınlık (m)	$V_{s(ort)}$ (m/s)
8,5	162
10,0	233
11,5	250

Sahada yapılan sismik çalışmaları neticesinde elde edilen 30 m derinlik için ortalama kayma dalgası hızları (V_{s30}) TBDY (2018) yerel zemin sınıflamasına göre incelendiğinde zeminler ZD yerel zemin sınıfına girmektedir. Ancak sahada gözlenen sıvılaştırılabilir zeminler de dikkate alındığında ZF yerel sınıfına dahil edilip sahaya özel çalışma gerektirmektedir. AFAD interaktif deprem haritalarından elde edilen sismik tehlike haritasına göre kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı (S_{DS}) değeri (ZD zemin sınıfı için) 1,635 olarak elde edilmiştir.

6.2. Dinamik Analiz Yöntemi

Plaxis 3D'de bir dinamik analiz gerçekleştirmek için uygun geometri modeli, zeminin davranışını modelleyecek bünye modelleri (Mohr Coulomb, UBC3D-PLM, Pekleşen Zemin Modeli vb.), girdi hareketinin seçilmesi ve tanımlanması, model yanlarında ve tabanda sınır koşullarının belirlenmesi ve minimum eleman boyutuna göre ağ oluşturulması gerekmektedir.

Ayrıca bu tez kapsamında fore kazık imalatı sırasında zeminde meydana gelecek değişimler ve kazıkların birbiriyle olan etkileşimi ihmal edilmiştir.

6.2.1. Deprem kayıtlarının seçilmesi ve ölçeklenmesi

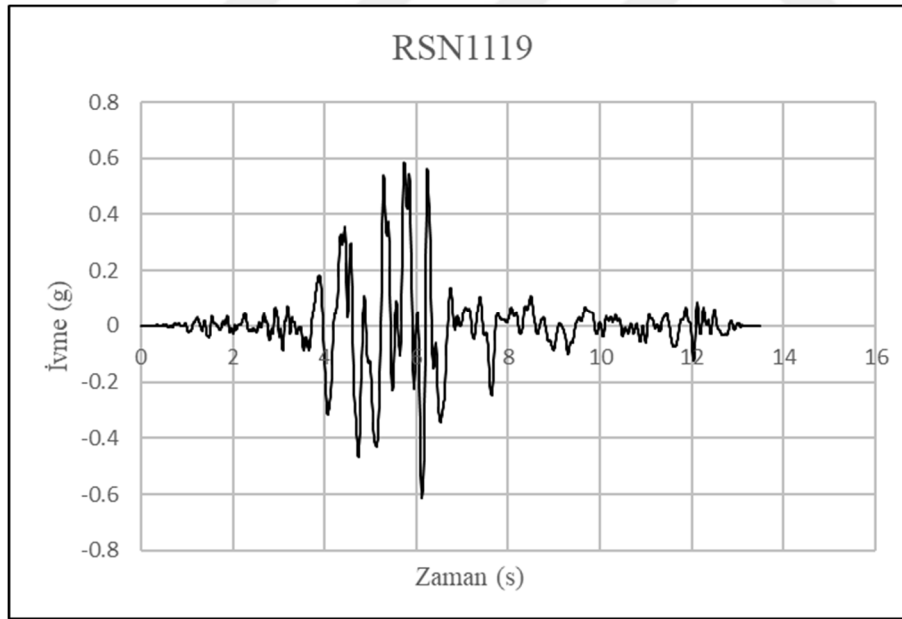
Deprem ivme kayıtlarının elde edilmesinde Pasifik Deprem Mühendislik Araştırma Merkezi

(PEER) veritabanı kullanılmıştır. Deprem kayıtlarının seçilmesinde ise 180-360 m/s arasında kayma dalga hızlarına ek olarak inceleme alanının yer aldığı bölgede daha önceden meydana gelen depremler ve fay tipleri dikkate alınmıştır. Seçilen deprem kayıtlarının özetleri Çizelge 6.6'da verilmiştir.

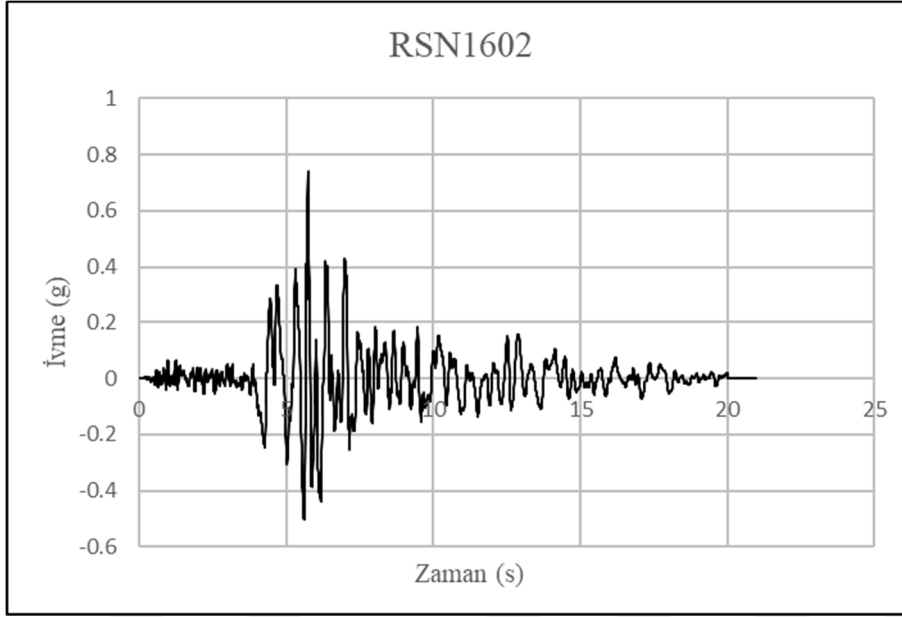
Çizelge 6.6. Seçilen deprem kayıtları için özet bilgiler

Kayıt No	Deprem Adı	Moment Büyüklüğü	Fay Tipi	V_{s30} (m/s)
1119	Kobe, Japonya	6,9	Yanal Atımlı	312
1602	Düzce, Türkiye	7,1	Yanal Atımlı	294
1158	Kocaeli, Türkiye	7,5	Yanal Atımlı	282

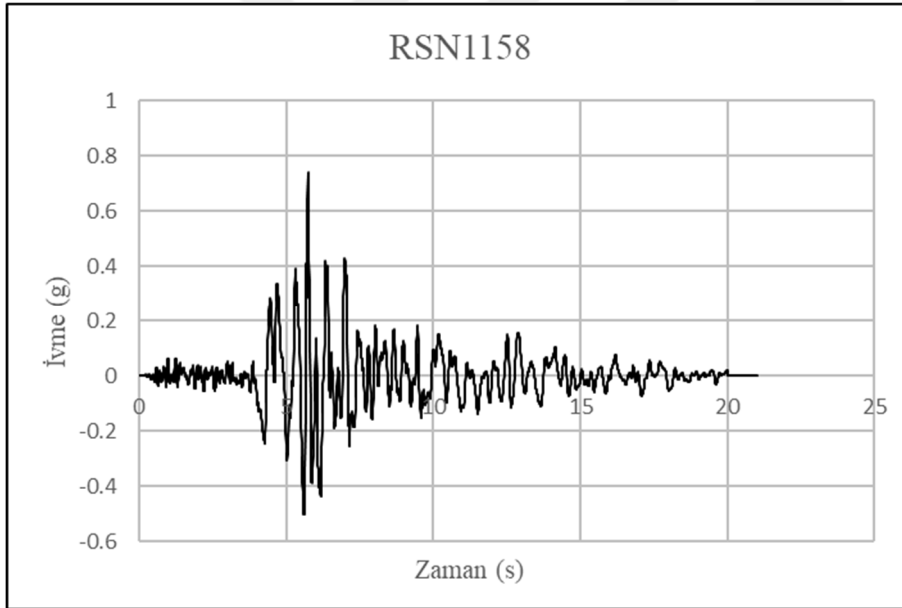
Deprem süresi, Plaxis yazılımında analiz süresi ve bellek kullanımında önemli bir artışa neden olduğu için deprem süreleri kısaltıldıktan sonra ölçeklendirilme yapılmıştır. Seçilen depremlerin ivme-zaman grafikleri Şekil 6.1 ve Şekil 6.3 arasında verilmiştir.



Şekil 6.1. RSN1119 deprem kaydı için ivme-zaman grafiği



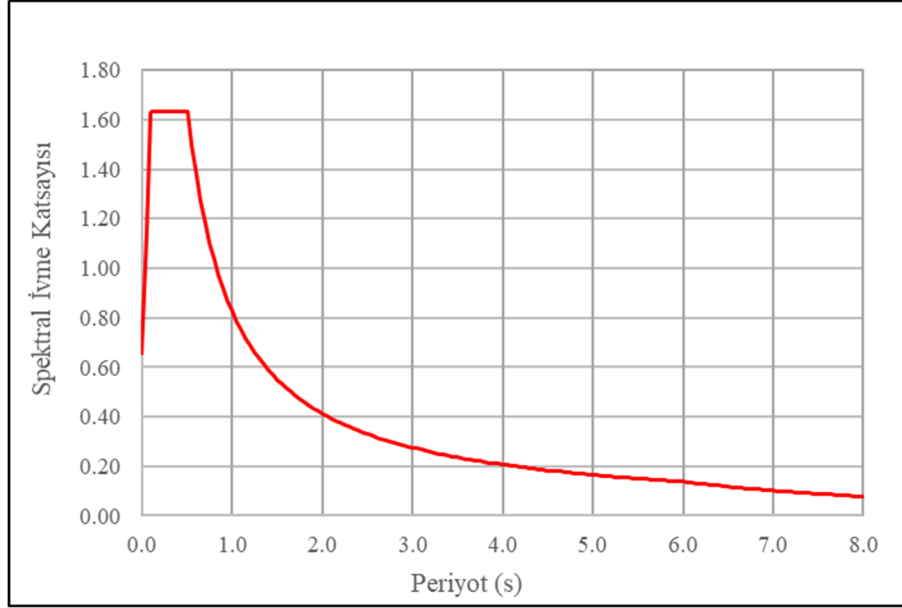
Şekil 6.2. RSN1602 deprem kaydı için ivme-zaman grafiği



Şekil 6.3. RSN1158 deprem kaydı için ivme-zaman grafiği

Spektral eşleştirme, yer hareketi kayıtlarını, değiştirilmiş hareketlerin tepki spektrumları belirli bir periyot aralığında hedef spektrumla eşleşecek şekilde değiştirmek için kullanılan bir tekniktir. PGA için ölçeklendirme diğer periyotlarda çok yüksek genlikli yer hareketleri ile sonuçlanacağından, yaygın ölçeklendirme yöntemi tercih edilmektedir. Bu nedenle, geniş bir periyot aralığında hedef spektrum ile uyumlu yer hareketi kayıtları ile sonuçlanacak spektral eşleştirme tekniği tercih edilmiştir.

Bu çalışmada, Al Atik ve Abrahamson (2010) tarafından önerilen ve SeismoMatch yazılımı tarafından uygulanan spektral eşleştirme tekniği kullanılmıştır. Eşleştirme 0,05-4,00 saniyelik bir periyot aralığında gerçekleştirilmiştir ve bu aralıkta maksimum uyumsuzluk %28 olarak bulunmuştur. Hedef tasarım ivme spektrumu Şekil 6.4'te verilmiş olup ilgili spektrum DD-2 deprem yer hareketi düzeyi ve ZD yerel zemin sınıfına göre elde edilmiştir.

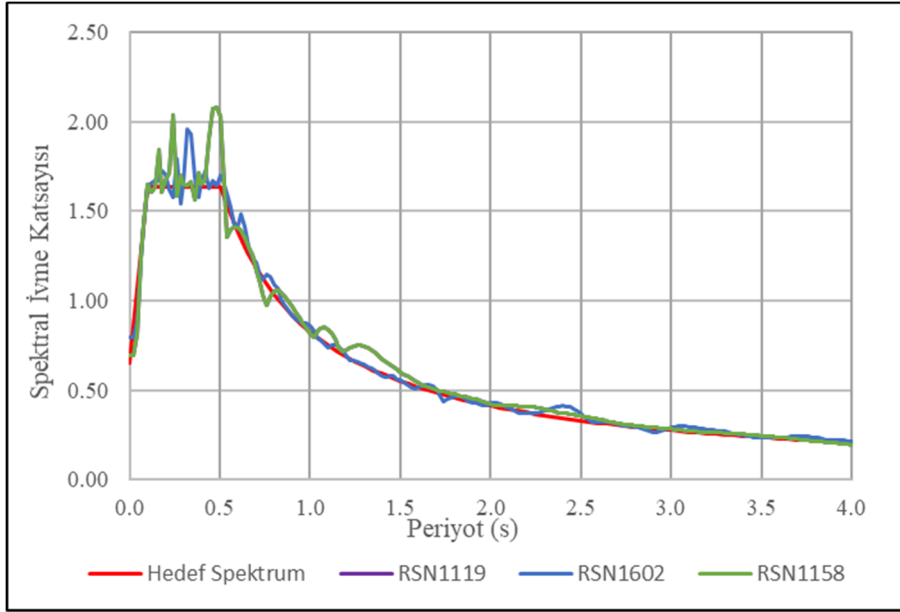


Şekil 6.4. Hedef tasarım ivme spektrumu

Depremlerin ham halleri ve SeismoMatch yazılımı ile yapılan spektral uyuşum sonrasında değişen özellikleri Çizelge 6.7'de, ölçeklendirilmiş deprem kayıtları ise Şekil 6.5'te verilmiştir.

Çizelge 6.7. Analizlerde kullanılan deprem kayıtlarına ait özet bilgiler

Ham hali				Eşleştirme Sonrası			
Kayıt No	1119	1602	1158	Kayıt No	1119	1602	1158
Maksimum ivme (g)	0,61	0,74	0,36	Maksimum ivme (g)	0,69	0,79	0,77
Arias Yoğunluğu	3,89	3,68	1,33	Arias Yoğunluğu	5,26	5,7	6,41
Predominant Periyot (s)	0,48	0,32	0,28	Predominant Periyot (s)	0,48	0,32	0,36
Enerji Süresi (%5-95)	3,52	8,43	10,86	Enerji Süresi (%5-95)	5,31	12,58	13,5

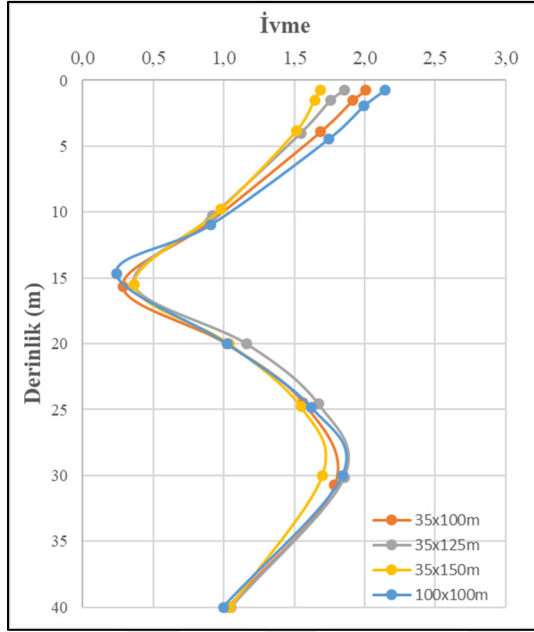


Şekil 6.5. Ölçeklendirilmiş deprem kayıtları

Ölçeklenen deprem kayıtlarına, Seismosignal yazılımında Butterworth tipi lowpass konfigürasyonu kullanılarak filtreleme yapılmıştır ayrıca taban düzeltmesi polinomial tiplerinden lineer seçilerek uygulanmıştır.

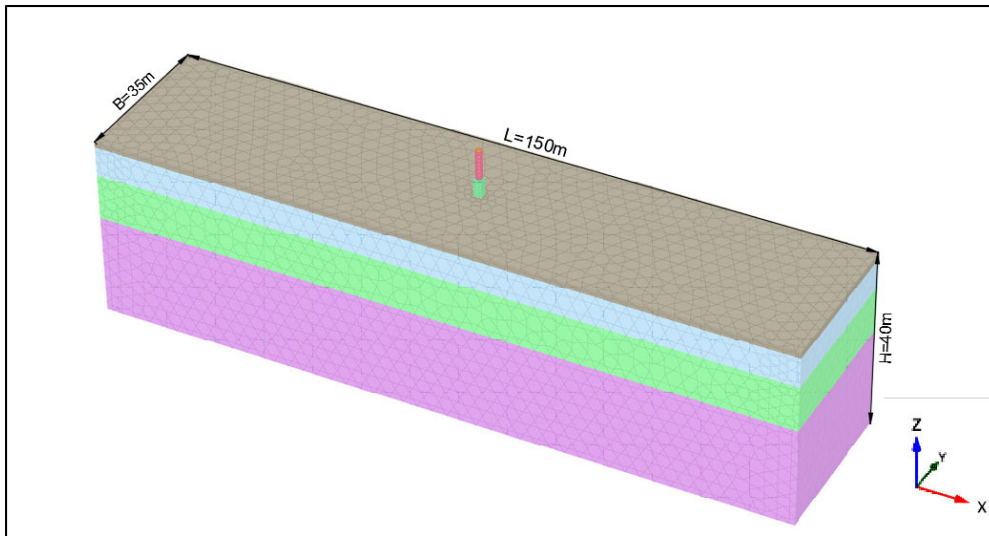
6.2.2. Plaxis 3D’de dinamik analiz için model oluşturulması

Sonlu eleman modelinde dikey sınırlar, oluşturulan yapının deformasyon davranışlarını en aza indirmek için belirli uzaklıkta olmalıdır. Model boyutlarının artması eleman sayısını artırarak analiz süresini ve önemli ölçüde bellek kullanımını arttırmaktadır. Bu çalışmada serbest saha analizleri yapılarak geometrinin ortasından alınan ivmelerin model büyüse dahi model boyutunun ivmeye etkisinin çok az olduğu veya olmadığı durumdaki optimum model boyutu belirlenmesi amaçlanmıştır. Bu amaç doğrultusunda model boyutunun belirlenmesi için 35 x 100 m, 35 x 125 m, 35 x 150 m boyutlar kullanılmış ve sadece x-yönünde serbest saha koşulları dikkate alınmıştır. Serbest saha koşullarının etkisinin de incelenmesi amacıyla 100 x 100 m boyutlardaki modele hem x hem de y-yönünde serbest saha koşulları tanımlanmıştır. Model sınırlarının belirlenmesi için yapılan bu parametrik çalışmada dinamik çarpan olarak sinüs dalgası verilmiştir. Modellerin merkezlerinden elde edilen ivme değerleri Şekil 6.6’da sunulmuştur.



Şekil 6.6. Modellerin merkezinden alınan ivme değerlerinin derinlik ile değişimi

Bu parametrik çalışma sonucuna göre sınır etkilerini en aza indirmek için modelin uzunluğu L (x-yönü boyunca) 150 m'ye eşit olacak seçilmiştir. Sınır etkileri y-yönü boyunca minimum düzeydedir. Bu nedenle, modelin genişliği B, temel boyutunun 10 katına, yani 35 m'ye eşit olacak şekilde seçilmiştir (Resim 6.4).



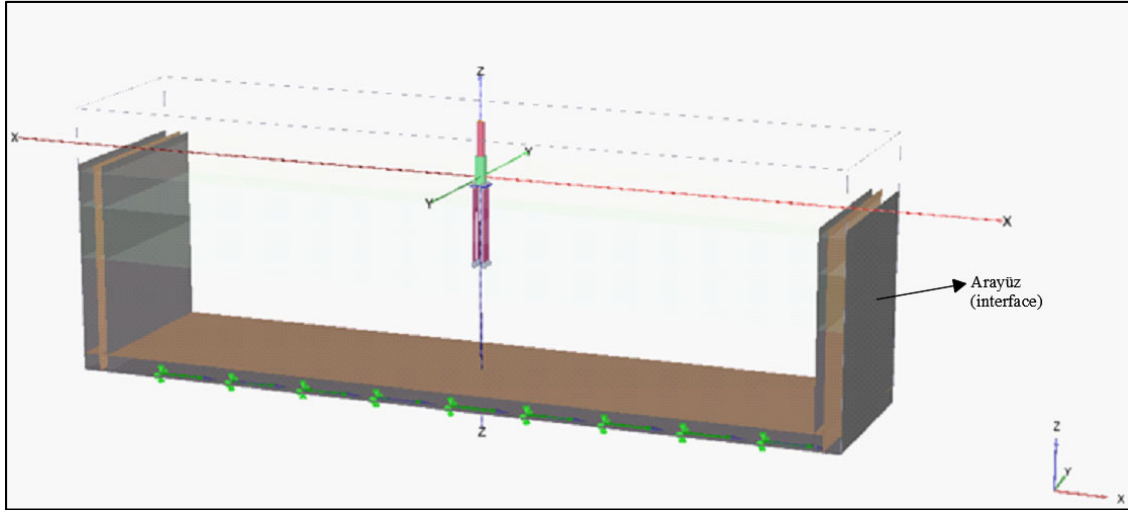
Resim 6.4. Plaxis analizi için oluşturulan model

Sınır koşullarının seçilmesi

Model sınırlarındaki dalga yansımalarını engellemek için Plaxis yazılımında çeşitli yöntemler kullanılabilir. Bu yöntemler arasında yarı-sonsuz elemanlar, viskoz sınırlar, serbest alan sınırları ve uyumlu taban sınırları bulunmaktadır. Özellikle, dinamik model tabanı boyunca uygulanan deprem analizlerinde, yan sınırlar için serbest alan sınırları ve taban için uyumlu taban sınırları kullanılmaktadır. Bu kombinasyon, modelin sınırlarında oluşabilecek dalga yansımalarını minimize ederek, daha doğru ve güvenilir sonuçlar elde edilmesini sağlar.

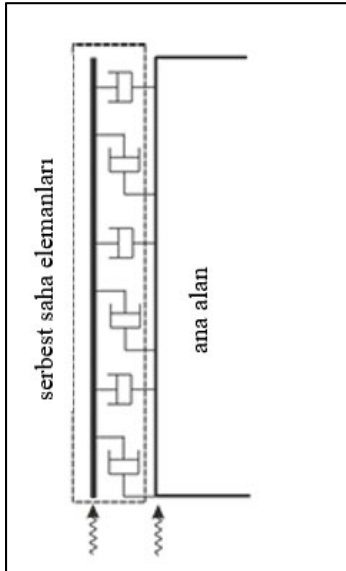
- Serbest alan sınır koşulu (free field), yalnızca yanal sınırlar için geçerlidir ve dalgaların uzak alana minimum yansıma ile yayılmasını simüle eder. Serbest alan elemanları ana alanın her iki tarafında ve zemin katmanlarıyla aynı özelliklere sahip olarak modellenabilmektedir. Serbest alan hareketi, serbest alan elemanlarından ana bölgeye normal ve kesme kuvvetleri uygulanarak aktarılır. Dalgaların iç yapılardan yansıması absorbe edilir, bu nedenle yan sınırın her düğüm noktasına normal ve kayma yönünde iki adet sönüm noktası eklenir. Şekil 6.7’de görülen serbest alan elemanlarının oluşturulması için sınırlarda arayüz (interface) tanımlanır. Bu sınır koşulu, dinamik yük girdisinin model alt sınırı boyunca uygulandığı deprem analizi için tercih edilmektedir.

- Uyumlu taban (compliant base) sınır koşulu, modelin tabanı için uygun olup ve dalgaların derin zeminde devamını simüle eder. Bu sınır, yer değiştirme ve viskoz sınırın birleşiminden oluşur. Deprem sinyali eşdeğer normal ve kesme kuvvetleri uygulanarak modele aktarılır. Viskoz sınır, basınç ve kayma dalgalarını adsorbe etmek için tabanın her düğüm noktasında bir dizi amortisörden oluşur. Yalnızca yukarı doğru yayılan dalgaların dikkate alınması gerekir. Deprem kaydı model tabanından, ivme kaydının yarısı olacak şekilde tanımlanmaktadır. Bu sınır koşulunda, alt sınır boyunca arayüz (interface) elemanları tanımlanır (Resim 6.5). Arayüz elemanları modelin iç kısmına gelecek şekilde atanarak, temel sınır koşulunun oluşması sağlanır. Bu sınır koşulu, dinamik zemin-yapı etkileşim analizi ve saha tepki analizi için kullanılmaktadır.



Resim 6.5. Plaxis model görüntüsü

Bu çalışma kapsamında deprem kaydı, model tabanından belirli bir yer değiştirme miktarı tanımlanarak x yönü boyunca dinamik çarpan olarak etkilmiştir. Model sınırları ise yanlarda ve tabanda arayüz elemanları tanımlanarak sırasıyla serbest alan sınır koşulu (free field) ve uyumlu taban (compliant base) olarak modellenmiştir. Ayrıca sınır koşullarının etkisinin azaltılması için dinamik fazda sınırlarda aynı zemin drenajlı olarak tanımlanmıştır.

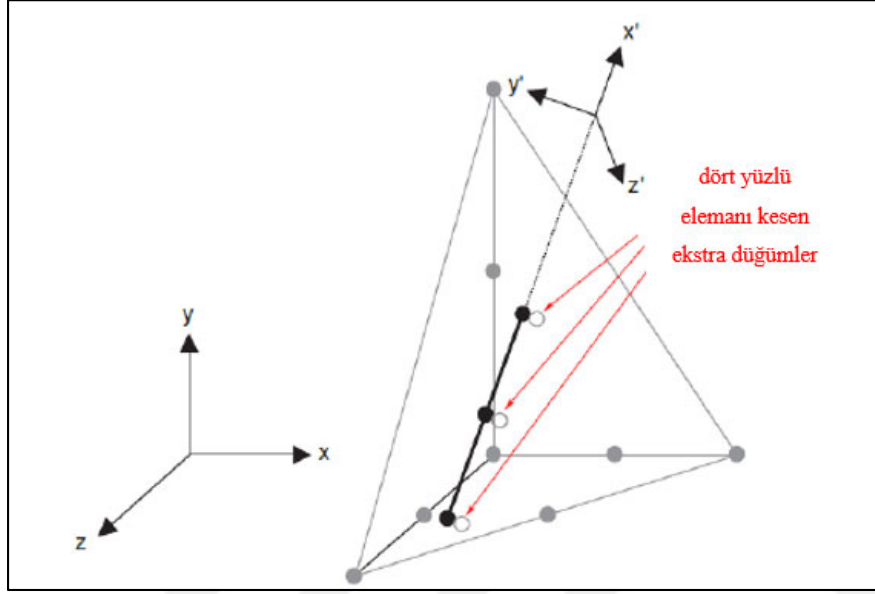


Şekil 6.7. Serbest alan elemanları (Plaxis Bilimsel Kılavuzu, 2021)

Zemin ve yapısal elemanlarının özellikleri

Bu çalışmada kazıklar “gömülü kiriş” olarak modellenmiştir. Gömülü kiriş yaklaşımı Sadek

ve Sharhour (2004) tarafından tanıtılmıştır. Plaxis 3D'de, gömülü kiriş elemanı, herhangi bir yerde herhangi bir yönelimle zemini temsil eden 10 düğümlü dört yüzlü bir elemanı geçebilen üç düğümlü bir çizgi eleman olarak modellenir (Smulder, Hosseini ve Brinkgreve, 2019). Bu elemanın varlığı nedeniyle, 10 düğümlü dörtyüzlü elemanın içine ilave 3 düğüm eklenir.



Şekil 6.8. Gömülü kiriş elemanı (Brinkgreve, Engin ve Swolfs, 2015)

Arayüzün davranışını tanımlamak için elastoplastik bir model kullanılmıştır. Çevre sürtünmesi ve uç direnci için elastik ve plastik arayüz davranışı arasında ayırım yapmak için bir yenilme kriteri kullanılır. Arayüzün elastik kalması için, belirli bir noktadaki kesme kuvveti (t_s) şu şekilde verilmektedir:

Plastik davranış için,

$$|t_s| < T_{maks} \quad (6.1)$$

Burada, T_{maks} belirli bir noktada eşdeğer çevre sürtünmesi direncidir.

Toplam kazık kapasitesi ise Eş. 6.2'de verildiği gibi hesaplanabilir.

$$N_{kazık} = F_{maks} + F_{çevre} \quad (6.2)$$

Burada, F_{maks} uç direnci ve $F_{\text{çevre}}$, eksenel çevre sürtünmesidir (Plaxis 3D, Referans Kılavuzu, 2018; Lodör ve Moczar, 2018).

Kohezyonlu birim içerisinde kalan kazıklarda uç direnci Eş. 6.3 yardımıyla hesaplanabilir.

$$F_{maks} = A_p c_u N_c \quad (6.3)$$

Burada, A_p kazık uç alanı, N_c , taşıma gücü faktörü, 9 olarak kabul edilmiştir. Bu çalışma kapsamında kil-1 birimin drenajsız kayma dayanı 70 kPa olduğundan kazık uç direnci 0,65 cm çaplı kazık için 209 kPa olarak bulunmuştur.

Kazık çevre sürtünmesi, zeminin dayanım özellikleri ile ilgili olup Eş. 6.4-6.6 yardımıyla bulunabilmektedir.

$$\tau_i = c_i + \sigma'_n \tan \varphi_i \quad (6.4)$$

$$c_i = R_{inter} c_{zemin} \quad (6.5)$$

$$\tan \varphi_i = R_{inter} \tan \varphi_{zemin} \quad (6.6)$$

Burada, τ_i , arayüzün yerel kayma dayanım direnci, R_{inter} ise dayanım azaltma faktörü olup 0.7 olarak alınmıştır. Kazıkların malzeme özellikleri Çizelge 6.8’de verilmiştir.

Çizelge 6.8. Kazık özellikleri

Tanım	Kazık Parametreleri
Young Modülü (E), kPa	32 000 000
γ , kN/m ³	24
Çap, m	0,65
Çevre Sürtünmesi	Tabakaya bağlı (layer dependent)
Uç Direnci, kN	209

Ayrıca yapı ve yapı temelinin etkisinin de dikkate alındığı bu tezde endüstriyel tesis ve temel “plak” eleman olarak modellenmiştir. Ağ oluşturma işleminden sonra plak elemanlar düğüm başına 6 serbestlik derecesine sahip 6 düğümlü üçgen elemanlardan oluşmaktadır. Yapı

ağırlığı plak elemana birim hacim ağırlık olarak etki ettirilmiştir. Plak eleman özellikleri Çizelge 6.9’da verilmiştir.

Çizelge 6.9. Plak eleman özellikleri

Tanım	Temel	Üst Yapı
Young Modülü (E), kPa	32 000 000	210 000 000
Kalınlık, m	0,8	0,011
ν	0,2	0,3
Kayma Modülü, kPa	13 000 000	81 000 000

Modelin Plaxis’te oluşturulmasında kullanılan dinamik zemin parametreleri Çizelge 6.10’da verilen ortalama kayma dalgası hızından bulunmuştur. Ayrıca parametrik çalışma kapsamında sıvılaşmayan kum birimin parametresi de verilmiştir.

Çizelge 6.10. Dinamik zemin parametreleri

Tabaka	Zemin Modeli	γ	V_s (m/s)	ν	E'_{ref} (kPa)	G_{ref} (kPa)
Yapısal Dolgu	Mohr Coulomb	20	400	0,30	848 100	326 200
Kil-1	Mohr Coulomb	18	214	0,35	226 900	84 000
Kil-2	Mohr Coulomb	18	250	0,35	309 600	114 700
Kum	Mohr Coulomb	21	250	0,30	347 900	113 800

Sıvılaşan zeminin modellenmesinde UBC3D-PLM bünye modeli kullanılmış olup zemin parametreleri Çizelge 6.11’de verilmiştir.

Çizelge 6.11. Sıvılaştan zemin parametreleri

Tabaka	Zemin Modeli	$(N_1)_{60}$	Rijitlik Parametreleri			Dayanım Parametreleri		
			k^*B^e	k^*G^e	k^*G^p	c (kPa)	ϕ_{cv} (°)	ϕ_p (°)
Siltli Kum/Kum	UBC3D-PLM	11	676	965	450	1	27	28

Gerilmeye bağlı olan m_e , n_e , n_p değerleri ise sırasıyla 0,5, 0,5 ve 0,4 olarak alınmıştır.

Rayleigh sönüm değerlerinin belirlenmesi

Dalgaların zemin içerisinde yayılması ile enerji sönümlenir. Sönüme sebep olan çeşitli faktörler vardır, bu faktörlerin çoğu frekans ile ilişkilidir. Zeminin veya yapısal rijitlik ve dayanım özelliklerinden dolayı malzeme sönümlenmesi, kazık ve zemin arasındaki arayüzden kaynaklanan doğrusal olmayan sönümleme, zeminin radyal sönümlemesi ve kırılma önemli sönümleme faktörlerindendir (Kwaak, 2015). Newmark zaman integrasyon sönümlemesi ve Rayleigh sönümlemesi Plaxis içerisinde bulunan iki farklı sönümleme yöntemidir.

Rayleigh sönümlesi frekans ile ilişkili olup yüzde olarak tanımlanmaktadır. Plaxis'te sönümleme matrisi C (Eş. 6.7), kütle ve rijitlik matrislerinin bir fonksiyonu olup α ve β olarak sönümleme katsayıları ile ilişkilidir. α katsayısı arttıkça düşük frekanslarda, β katsayısı arttıkça yüksek frekanslarda daha güçlü bir sönümlemeye neden olur.

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (6.7)$$

Rayleigh sönümleme oranı ile ξ sönüm oranı arasında bir bağıntı vardır.

$$\alpha + \beta\omega^2 = 2\omega\xi \quad (6.8)$$

$$\omega = 2\pi f \quad (6.9)$$

Eş. 6.7'yi iki farklı hedef frekans ve bunlara karşılık gelen hedef sönüm oranlarıyla çözüm yapılırsa Rayleigh sönüm katsayıları elde edilir. Rayleigh sönümü için mühendislik pratiğinde genellikle %0,5 ile %2,0 arasında değişen değerler kullanılmaktadır (Kwaak, 2015), öte yandan literatürde genellikle geoteknik malzemelerinin sönüm aralıkları % 2 - % 5 arasında olduğu düşünülmektedir (Demir, 2019). Bu çalışma kapsamında ise sıvılaştan

zemin için sönüm oranı % 0,5, diğer zemin tabakaları için ise % 5 olarak alınmıştır.

Plaxis'te f_1 ve f_2 'ye karşılık gelen frekanslar kalibre edilmelidir. Birinci hedef frekansı zeminin doğal periyodunu temsil etmektedir (Hudson, İdriss ve Beirkae, 1994). Hedef 2 ise depremin baskın frekansının zeminin doğal frekansına bölünmesi ile çıkan sayının en yakın tek sayıya yuvarlanması ile elde edilmektedir (Kottke ve Rathje, 2009).

Zeminin doğal frekansı (f_1), zeminin tabaka kalınlığı (H) ve kayma dalga hızı ile ilişkili olup Eş. 6.10 yardımıyla hesaplanabilmektedir.

$$f_1 = \frac{v_s}{4H} \quad (6.10)$$

Tez kapsamında zeminin doğal frekansı f_1 , 1,45 Hz olarak elde edilmiştir. Kazıklar ve gömülü elemanların f_1 ve f_2 değerleri zemin ile aynı alınmış olup yapının frekansı ise Amerikan inşaat mühendisleri derneği (ASCE) tarafından önerilen petrokimya tesislerinin sismik değerlendirmesi ve tasarımı kılavuzunda verilen Eş. 6.11 yardımıyla hesaplanmıştır.

$$T_{yapı} = \frac{7,78}{10^6} \left(\frac{H}{D} \right)^2 \sqrt{\frac{12WD}{t}} \quad (6.11)$$

Burada T = periyot (s), W = ağırlık (lb/ft), H = yükseklik (ft), D = çap (ft) ve t = kalınlıktır (inç). Sabit tabanlı yapının doğal frekansı 0,48 s'ye eşittir.

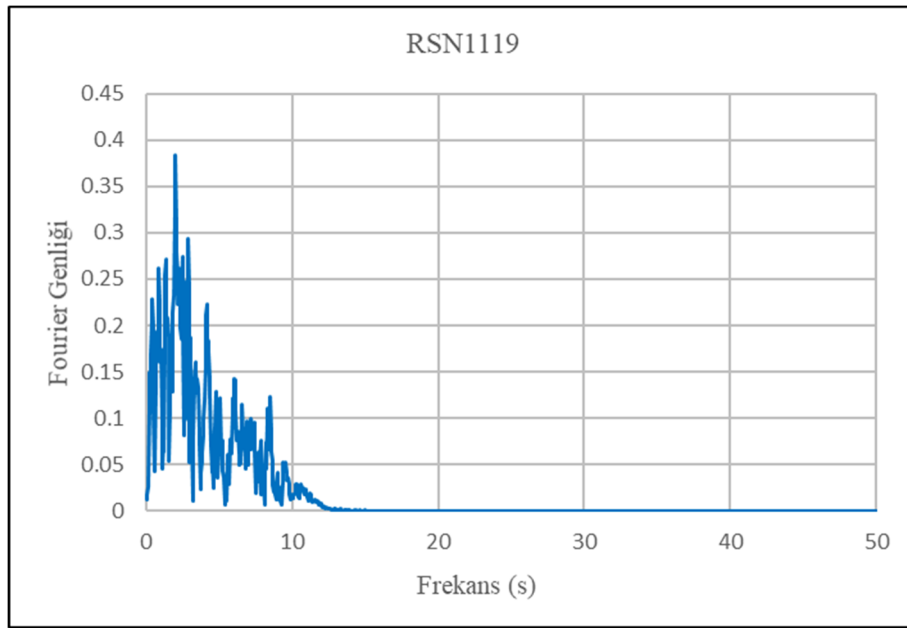
Element boyutlarının belirlenmesi

Ağın oluşturulması Plaxis programı tarafından gerçekleştirilen otomatik bir üçgenleme işlemidir. Üçgen elemanların boyutunun kontrol edilmesi gerekir ve ağ boyutları kenarının ortalama uzunluğu için belirli bir değer elde edilmesi sağlanır. Kuhlemeyer ve Lysmer (1973), giriş dalgasının maksimum frekans bileşeni f_{max} (Fourier genliği-frekans grafiğinden kayda değer enerji içeren en yüksek frekans bileşeni) ile ilişkili dalga boyunun sekizde birine eşit veya daha küçük bir boyut varsayılmasını önermektedir. (Eş.6.12).

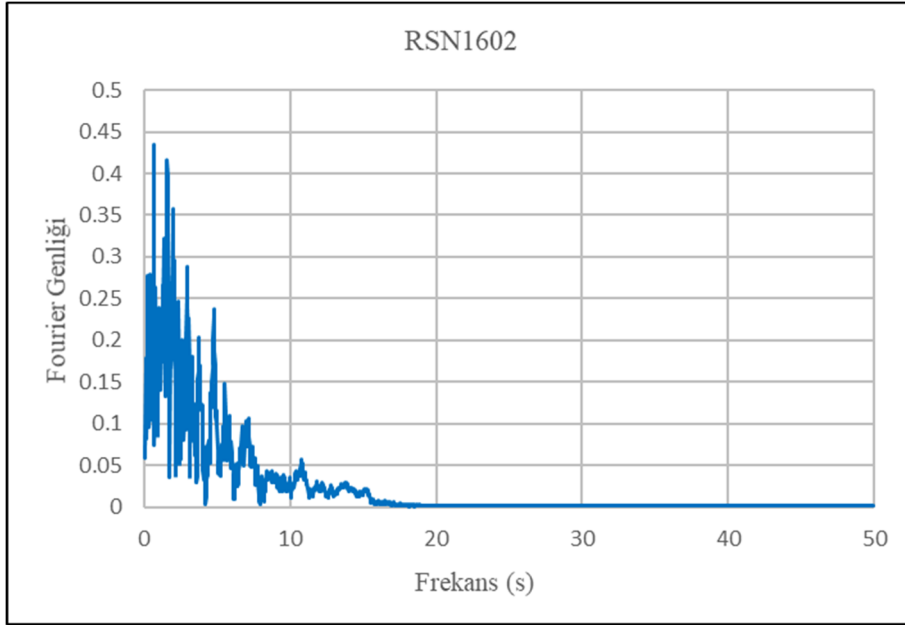
$$\text{Ortalama eleman boyutu} \leq \frac{\lambda}{8} = \frac{v_{s,min}}{8f_{max}} \quad (6.12)$$

Burada zemin profilindeki en küçük kayma dalgası hızı, $V_{s,min}$ olup ortalama eleman boyutunu belirlemede kullanılmaktadır. Depremlerin Fourier spektrumlarından ise maksimum frekans elde edilmektedir.

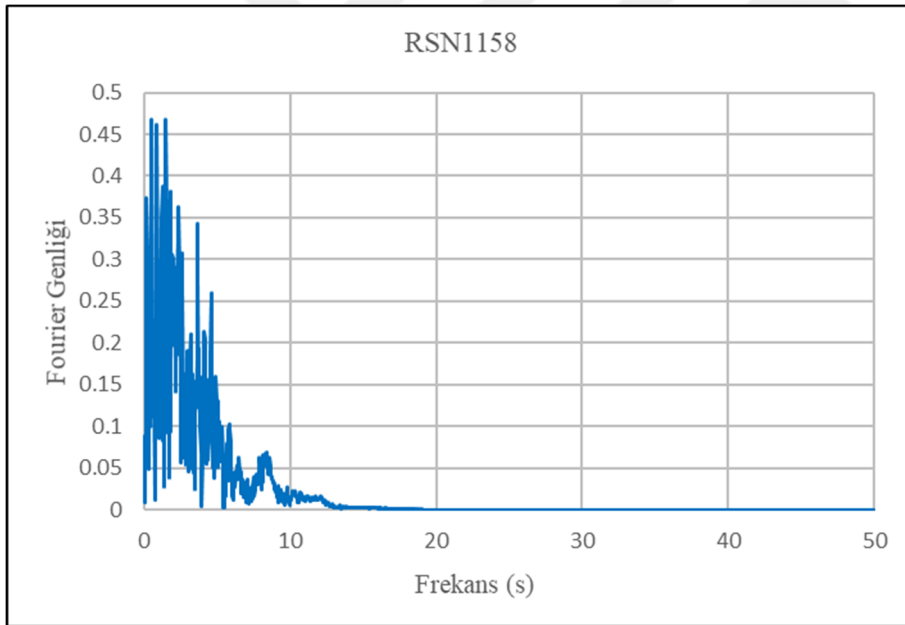
Çalışma kapsamında ortalama element boyutu belirlenirken minimum kayma dalga hızı 162 m/s olarak alınmış maksimum deprem frekansı ise Şekil 6.9 ile Şekil 6.11 arasında verilen Fourier spektrumlarından 10 Hz olarak belirlenmiş olup minimum eleman boyutu 2,0 m olarak bulunmuştur.



Şekil 6.9. RSN1119 deprem kaydı için Fourier genliği-frekans grafiği



Şekil 6.10. RSN1602 deprem kaydı için Fourier genliği-frekans grafiği



Şekil 6.11. RSN1158 deprem kaydı için Fourier genliği-frekans grafiği

Analizlerin maksimum ve alt adımlarının belirlenmesi

Plaxis'te, bir dalganın zaman adımı başına, birden fazla ögeyi geçmemesi sağlanmalıdır. Önerilen maksimum zaman adımı, sonlu elemanlar ağının maksimum frekansına ve ağın boyutuna bağlıdır. Bunun için ilk önce kritik zaman adımı, minimum eleman boyutu ve maksimum kayma dalgası hızına göre belirlenir (Eş. 6.13).

$$\Delta t_{kritik} = \frac{l_{min}}{V_s} \quad (6.13)$$

Zaman adımı sabit olup Eş. 6.14 yardımıyla bulunmaktadır. Δt , deprem zaman aralığını gösterirken m maksimum adımların, n ise alt adımların sayının vermektedir.

$$\delta t = \frac{\Delta t}{m \cdot n} \quad (6.14)$$

Bu tez kapsamında seçilen depremlerin, deprem aralıkları 0,01 sn, kritik zaman adımı ise 0,004 sn'dir. Alt adımların sayısı, depremin zaman aralığının kritik zaman adımına bölünmesiyle 3 olarak bulunmuştur. Maksimum adım sayısı ise deprem süresinin deprem zaman aralığına 0,01'e bölünmesi ile elde edilmiştir.

6.3. Sıvılaşma Değerlendirmesi

Sıvılaşma değerlendirme TBDY (2018) dikkate alınarak analitik yöntemle ve Plaxis 3D sonlu elemanlar programı kullanılarak nümerik yöntemle gerçekleştirilmiştir.

6.3.1. TBDY (2018)'e göre sıvılaşma değerlendirme

Yaygın olarak kullanılan SPT değerlerine dayalı basit sıvılaşma analiz yöntemiyle sıvılaşma potansiyeli belirlenmiştir. Sahadan elde edilen SPT değerlerine bölüm 3.4.3'te verilen t_{ij} boyu, numune alıcı tipi, sondaj delgi çapı, enerji oranı düzeltme katsayıları uygulanmıştır. Kohezyonsuz zeminler için örtü yükü düzeltmesi (C_N) ayrıca uygulanmıştır.

TBDY (2018)'ye göre ince dane içeriğine göre SPT değerine düzeltme uygulanır. Bu düzeltme bölüm 3.4.2'te verilen Eş. 3.9 uygulanarak yapılmaktadır.

TBDY (2018)'de basit sıvılaşma analizi hesaplamalarında sıvılaşma direnci τ_R değeri, moment büyüklüğü 7,5 olan depremler için hesaplanan çevrimsel dayanım oranının ($CRR_{M7.5}$), tasarım moment büyüklüğü düzeltme katsayısı (C_M) ve düşey efektif gerilmenin çarpılmasıyla elde edilmektedir.

$$\tau_R = CRR_{M7.5} C_M \sigma'_{vo} \quad (6.15)$$

TBDY 2018'ye moment büyüklüğü düzeltme katsayısı Bölüm 3.4'te verilen Eş. 3.3 yardımıyla hesaplanmaktadır. Zeminde oluşabilecek kayma gerilmeleri ise S_{DS} ve derinliğe bağlı gerilme azaltma katsayısı ile Eş. 6.16'da verilen formülle hesaplanmaktadır.

$$\tau_{deprem} = 0,65\sigma_{vo}(0,4S_{DS})r_d \quad (6.16)$$

TBDY (2018)'e göre, derinliğe (z) bağlı olarak r_d gerilme azaltma katsayısı Eş. 6.17'de verilmiştir.

$$\begin{aligned} r_d &= 1,0 - 0,00765z & z \leq 9,15 \text{ m} \\ r_d &= 1,174 - 0,0267z & 9,15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m} \\ r_d &= 0,744 - 0,008z & 23 \text{ m} < z \leq 30 \text{ m} \\ r_d &= 0,50 & z > 30 \text{ m} \end{aligned} \quad (6.17)$$

Güvenlik sayısı (GS) sıvılaşmanın meydana gelme olasılığını belirleyen bir göstergedir. GS değerinin 1,1'den küçük olması, zeminin deprem sırasında maruz kaldığı gerilmelerin, zeminin sıvılaşma eşiğini aşabileceğini gösterir (Eş. 6.18). Sıvılaşma analizlerinde, Kuzey Anadolu Fay hattının İstanbul-Adalar segmentinde meydana gelmesi beklenen en büyük deprem büyüklüğü olarak $M_w = 7,5$ esas alınmıştır. İnceleme alanı için yapılan sıvılaşma analiz sonuçları Çizelge 6.12'de verilmiştir.

$$GS = \frac{\tau_{deprem}}{\tau_R} \leq 1,1 \quad (6.18)$$

Çizelge 6.12. Sıvılaşma analiz sonuçları

Numune No	Derinlik (m)	SPT-N	İnce Malzeme Oranı (%)	γ_{sat} (kN/m ³)	σ_{vo}' (kPa)	$(N_1)_{60}$	α	β	$(N_1)_{60R}$	r_d	$CRR_{7.5}$	τ_{deprem}	τ_R	GS
SPT-1	1,73	5	21,3	18	14,1	6	3,82	1,09	10	0,99	0,11	13,4	1,6	0,12
SPT-2	3,23	9	21,3	18	26,4	11	3,82	1,09	16	0,98	0,17	24,8	4,5	0,18
SPT-3	4,73	30	7,7	18	38,7	40	0,24	1,01	41	0,96	-	-	-	-
SPT-4	6,23	14	26,1	18	51,0	18	4,40	1,12	25	0,95	0,29	46,8	14,9	0,32
SPT-5	7,73	12	26,1	18	63,3	14	4,40	1,12	20	0,94	0,22	57,4	13,6	0,24

İnceleme alanında yapılan sıvılaşma analizine göre siltli kum/kum birimde sıvılaşma beklenmektedir.

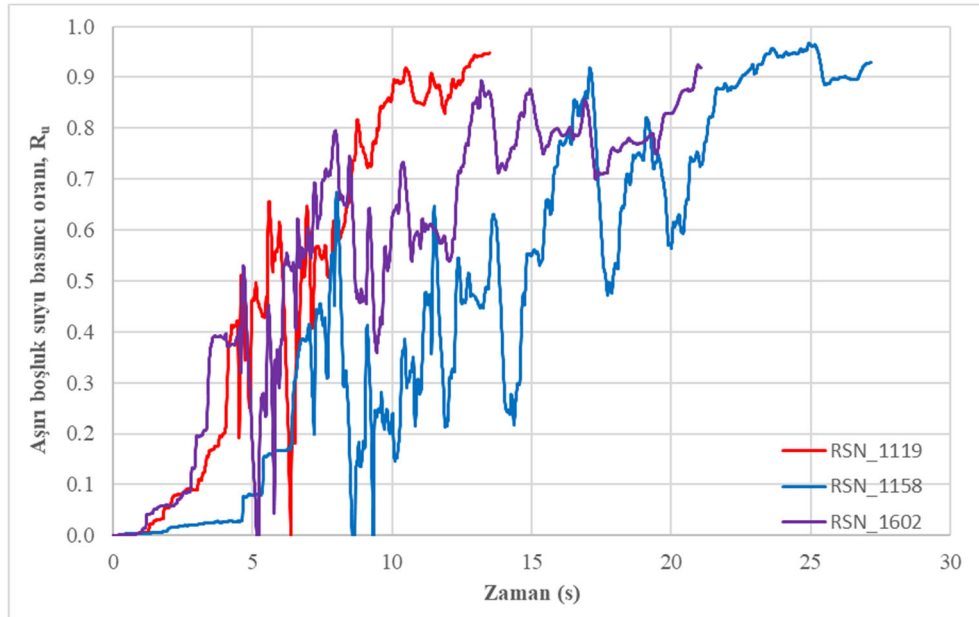
6.3.2. Nümerik yöntemle sıvılaşma değerlendirilmesi

Bölüm 6.1’de tarif edilen endüstriyel yapının kazıklarının sıvılaşan zemin içerisindeki davranışının incelenmesi için Plaxis 3D yazılımı kullanılarak dinamik analiz gerçekleştirilmiştir.

Zeminin sıvılaşma potansiyeli aşırı boşluk suyu basıncı oranı r_u ile ifade edilmektedir. Bu oran, aşırı boşluk suyu basıncı ile o derinlikteki ilk efektif düşey gerilmenin oranını temsil etmektedir (Plaxis, Site Response and Liquefaction Evaluation, 2015). UBC3D-PLM modeli için r_u Eş. 6.19 ile bulunmaktadır.

$$r_u = 1 - \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{vo}} \quad (6.19)$$

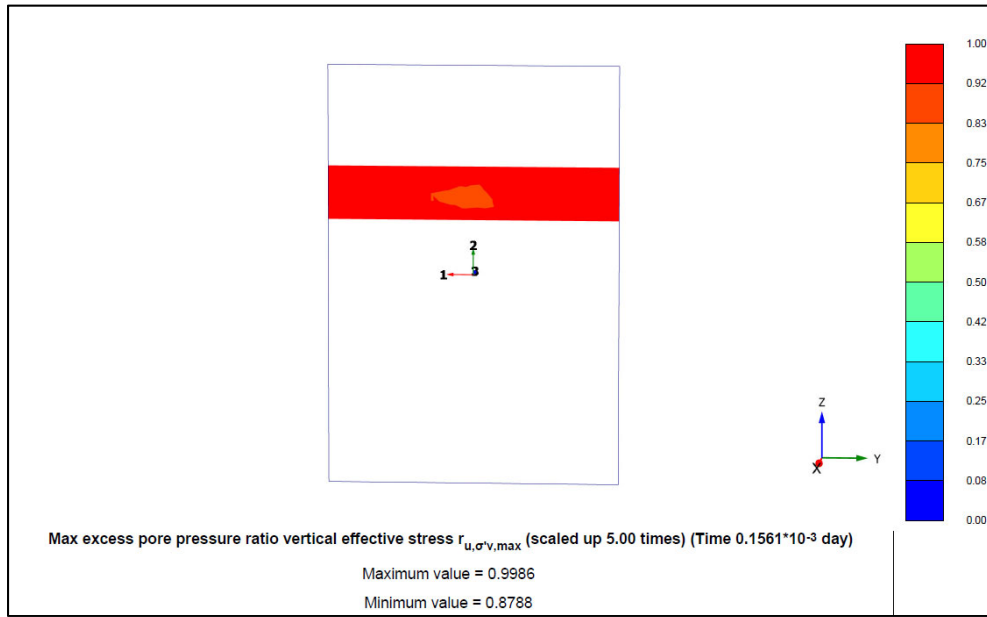
Burada σ'_v dinamik hesaplama sonundaki düşey efektif gerilme, σ'_{vo} ise sismik hareketten önceki ilk efektif düşey gerilmedir. r_u değerinin 1’e eşit olması ilgili tabakanın tamamen sıvılaşmış durumda olduğunu ifade etmektedir. Beaty ve Perlea (2011)’ya göre ise maksimum r_u değerinin 0,7’den büyük olması zeminin sıvılaşmış durumda olduğunu göstermektedir.



Şekil 6.12. Tabaka ortasındaki aşırı boşluk suyu basıncı oranı değerleri

Analizler, 3 deprem kaydı (RSN_1119, RSN_1602 ve RSN_1158) için gerçekleştirilmiş olup tabaka ortasındaki aşırı boşluk suyu basıncı oranı değerleri Şekil 6.12’de sunulmaktadır. Aşırı boşluk suyu basınçlarının değerleri çok yüksek olup, efektif gerilmeler analizler sonunda neredeyse sıfırdır.

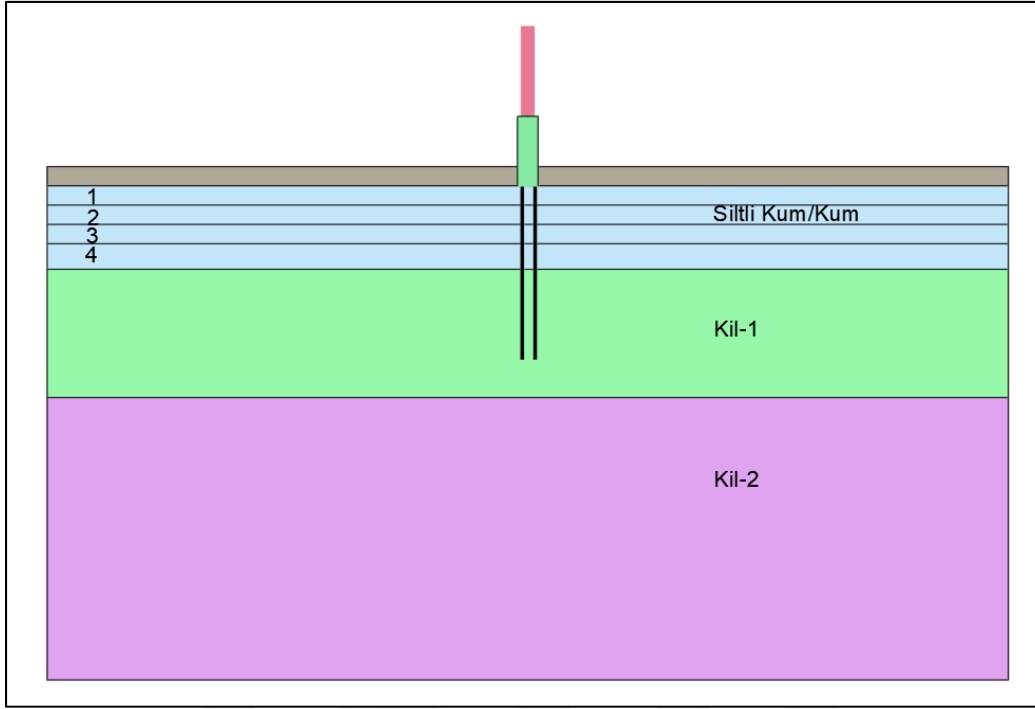
Resim 6.6’da verildiği gibi, r_u parametresi analizin sonunda yaklaşık 1 olması sıvılaşmanın tüm kum tabakasında meydana geldiğini işaret etmektedir.



Resim 6.6. Aşırı boşluk suyu basıncı oranı

6.4. Parametrik Çalışma Sonuç ve Değerlendirme

Toplam sıvılaşan zemin kalınlığı temel altından itibaren 6,5 m olup 1,5-1,5-1,5-2,0 m olarak alt katmanlara bölünmüş ve Resim 6.7’de sunulduğu gibi numaralandırılmıştır.



Resim 6.7. Plaxis analizinde kullanılan idealize zemin profili

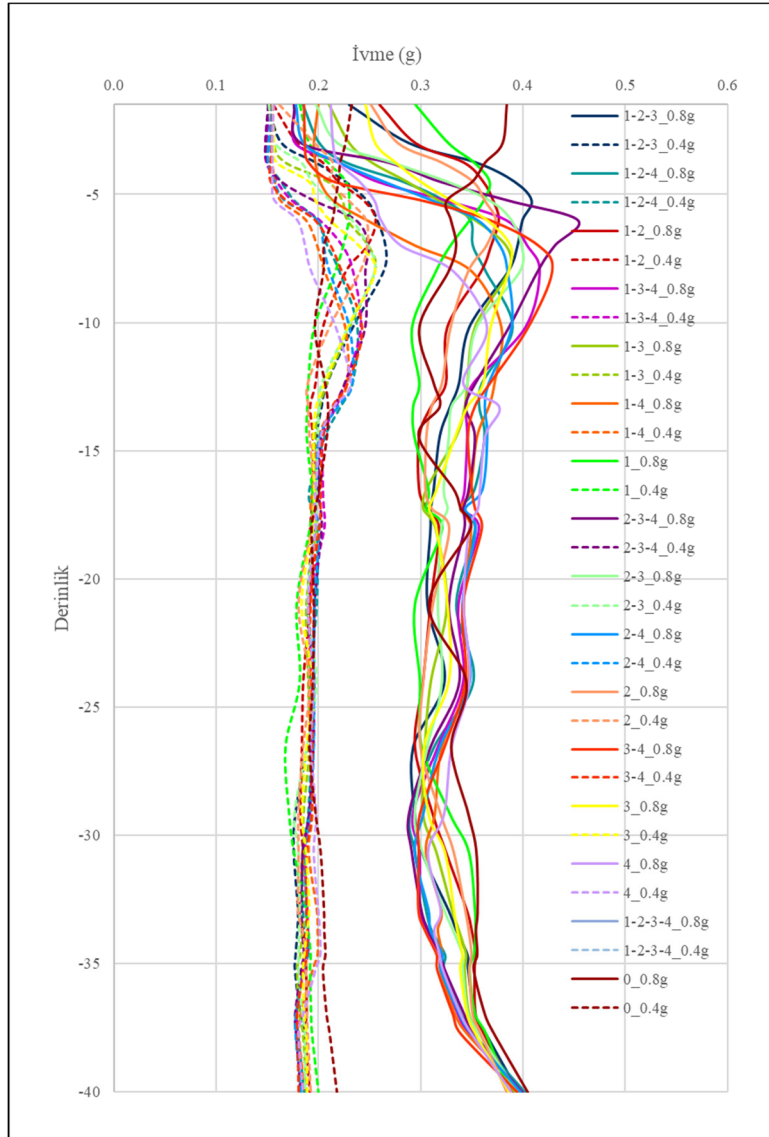
Saha testlerinden gelen belirsizliklerin değerlendirilmesi için 1-2-3 No'lu katmanlar 1,5 m, 4 No.'lu katman ise 2,0 m olacak şekilde alt tabakalara bölünmüş olup zeminin sıvılaşma-sıvılaşmama durumları da birlikte düşünülerek 16 adet analiz modeli oluşturulmuştur. Oluşturulan modellerde sıvılaşan tabakaların numaraları ve toplam kalınlıkları Çizelge 6.13'te verilmiştir. Her bir analiz 3 adet deprem için ve her depremin maksimum yer ivmelerinin ölçeklenerek (0,8 g ve 0,4g olarak) tekrarlanmış olup ivme değerlerinin ve kazıklarda meydana gelen moment, kesme kuvvetlerinin ortalamaları alınarak hesaplanmıştır.

Çizelge 6.13. Plaxis-3D analizleri için oluşturulan analiz kombinasyonları

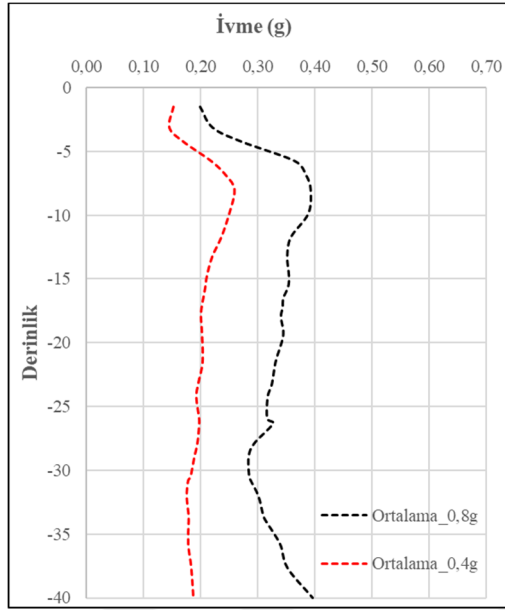
Analiz No	Sıvılaştıran Tabaka No	Sıvılaştıran Tabaka Kalınlığı
1	1	1,5m
2	1-2	3,0m
3	1-2-3	4,5m
4	1-2-4	5,0m
5	1-2-3-4	6,5m
6	1-3	3,0m
7	1-4	3,0m
8	1-3-4	5,0m
9	2	1,5m
10	2-3	3,0m
11	2-3-4	5,0m
12	2-4	3,0m
13	3	1,5m
14	3-4	3,0m
15	4	1,5m
16	0	0,0m

6.4.1. İvme değerlerinin değişimi

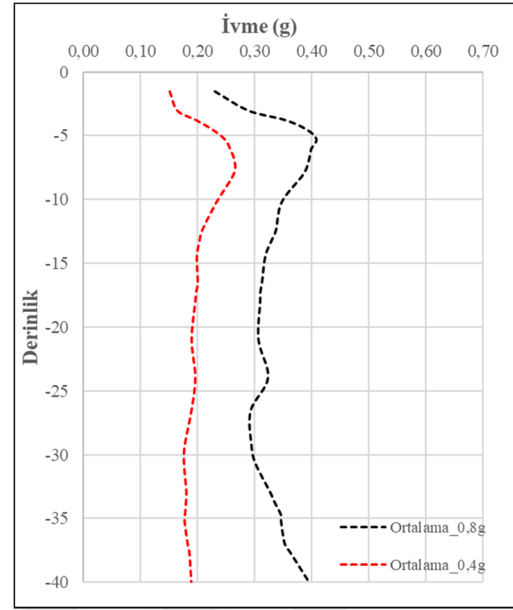
Şekil 6.13'te sunulan analiz sonuçları, Çizelge 6.13'te verilen tüm analizlerin 0,8 g ve 0,4 g maksimum yer ivmeleri için RSN_1119, RSN_1602 ve RSN_1158 no'lu depremlerin sonuçlarından elde edilen ortalama değerlerdir. Ayrıca her bir analiz için elde edilen ivme-derinlik grafikleri Şekil 6.14 - Şekil 6.21'de sunulmaktadır.



Şekil 6.13. İvme değerlerinin derinlik ile değişimi

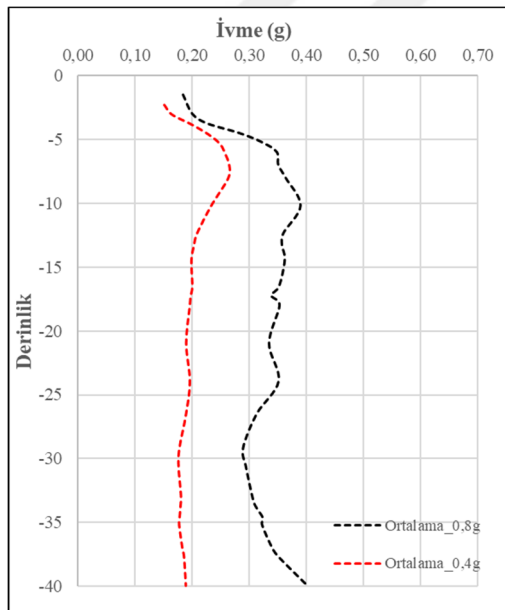


(a)

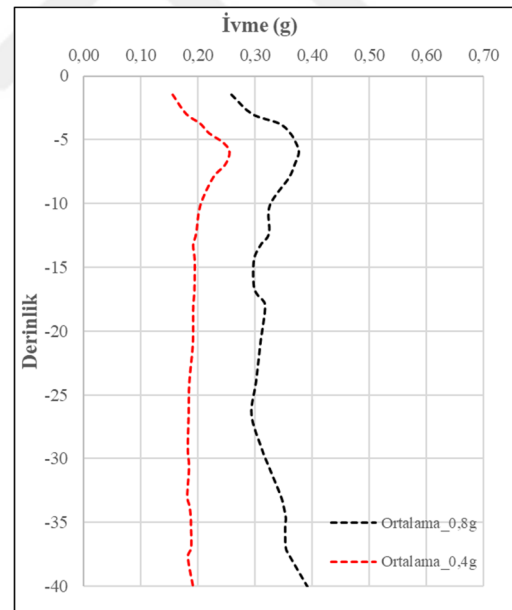


(b)

Şekil 6.14. (a) 1-2-3-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi (b) 1-2-3 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi

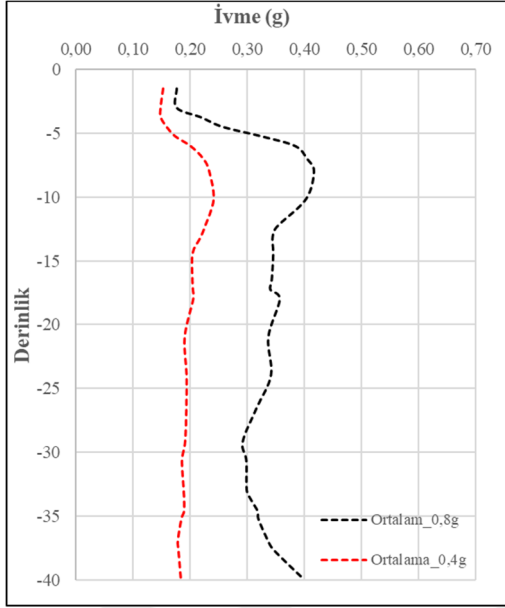


(a)

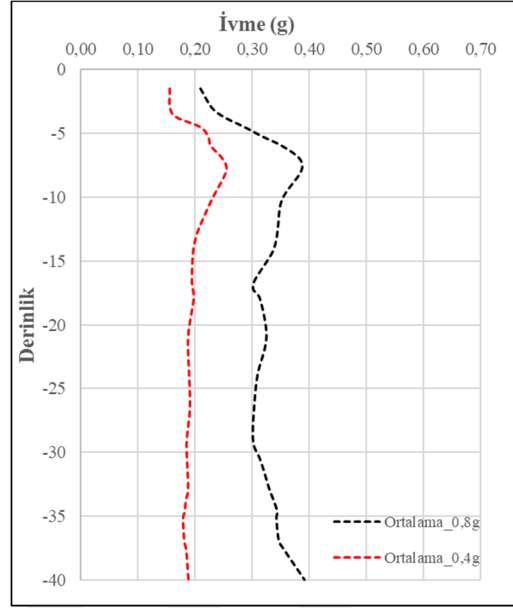


(b)

Şekil 6.15. (a) 1-2-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi (b) 1-2 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi

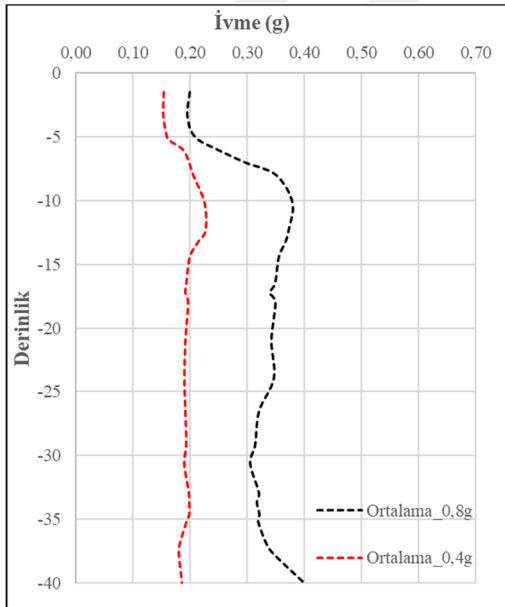


(a)

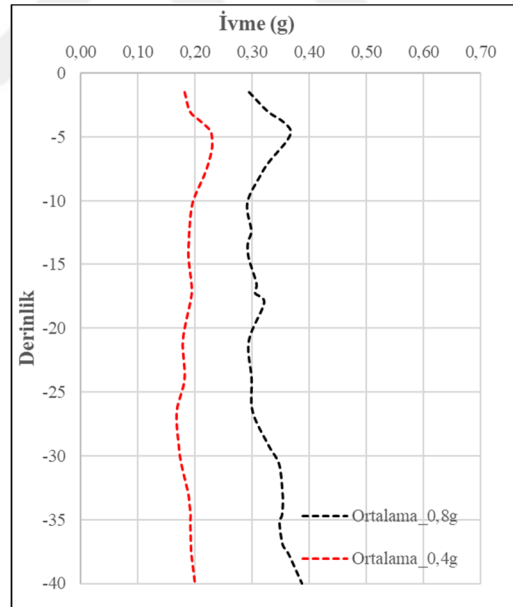


(b)

Şekil 6.16. (a) 1-3-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi (b) 1-3 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi

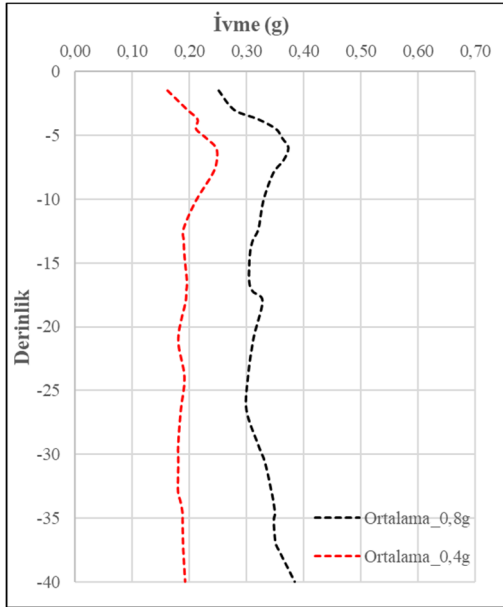


(a)

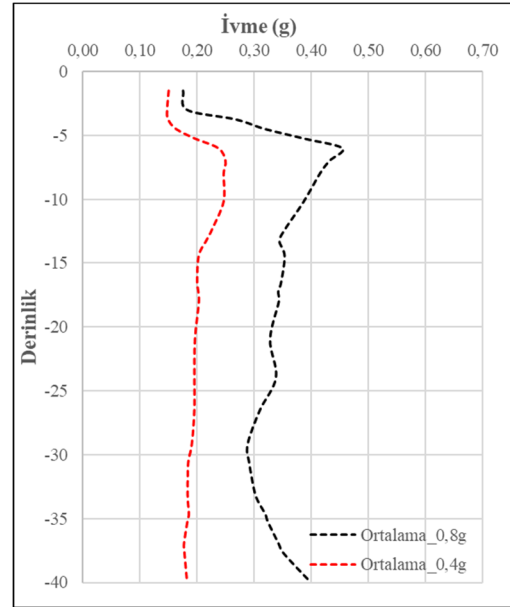


(b)

Şekil 6.17. (a) 1-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi (b) 1 No.lu tabakanın sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi

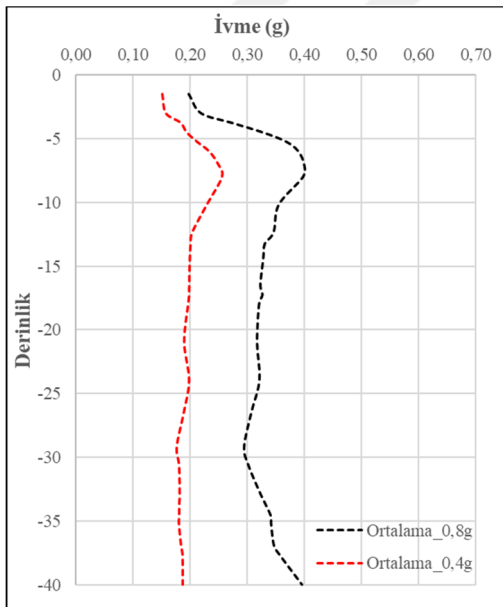


(a)

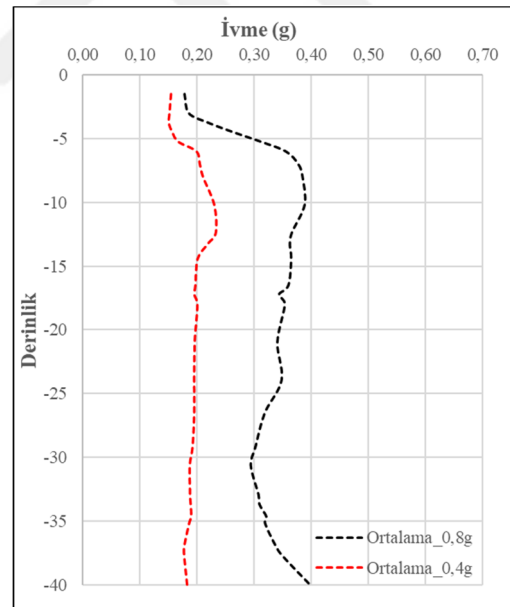


(b)

Şekil 6.18. (a) 2 No.lu tabakanın sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi (b) 2-3-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi

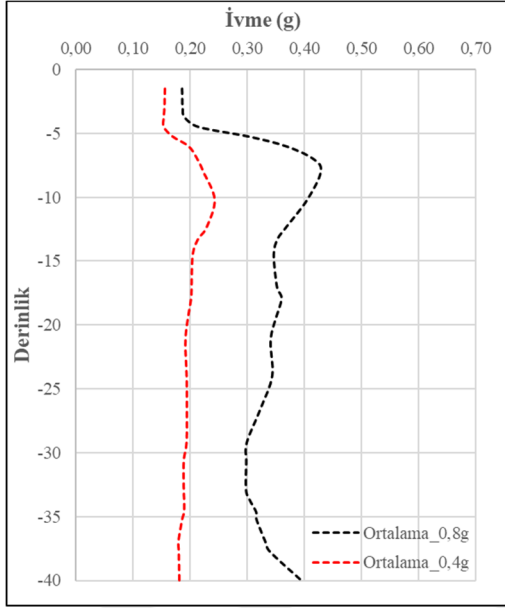


(a)

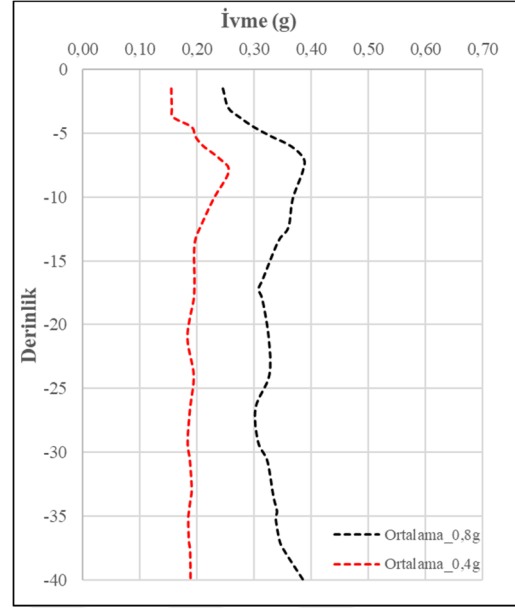


(b)

Şekil 6.19. (a) 2-3 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi (b) 2-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi

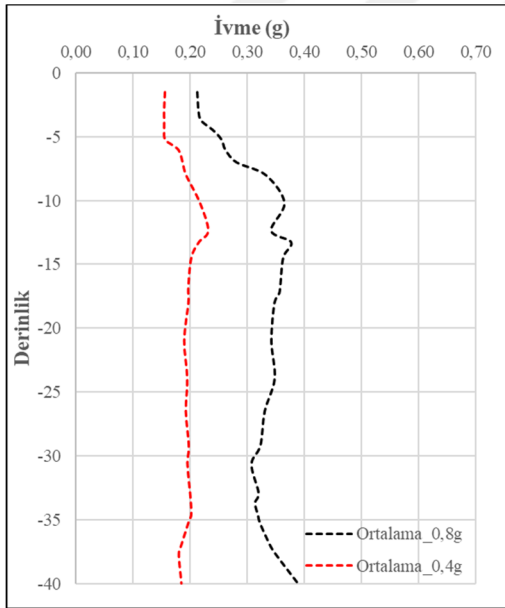


(a)

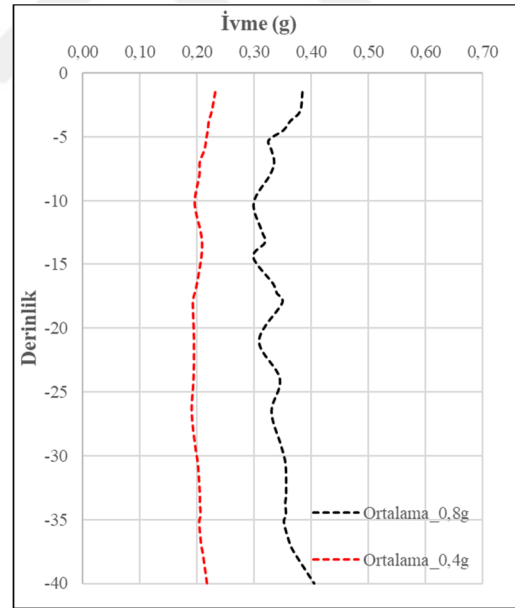


(b)

Şekil 6.20. (a) 3-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi (b) 3 No.lu tabakanın sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi



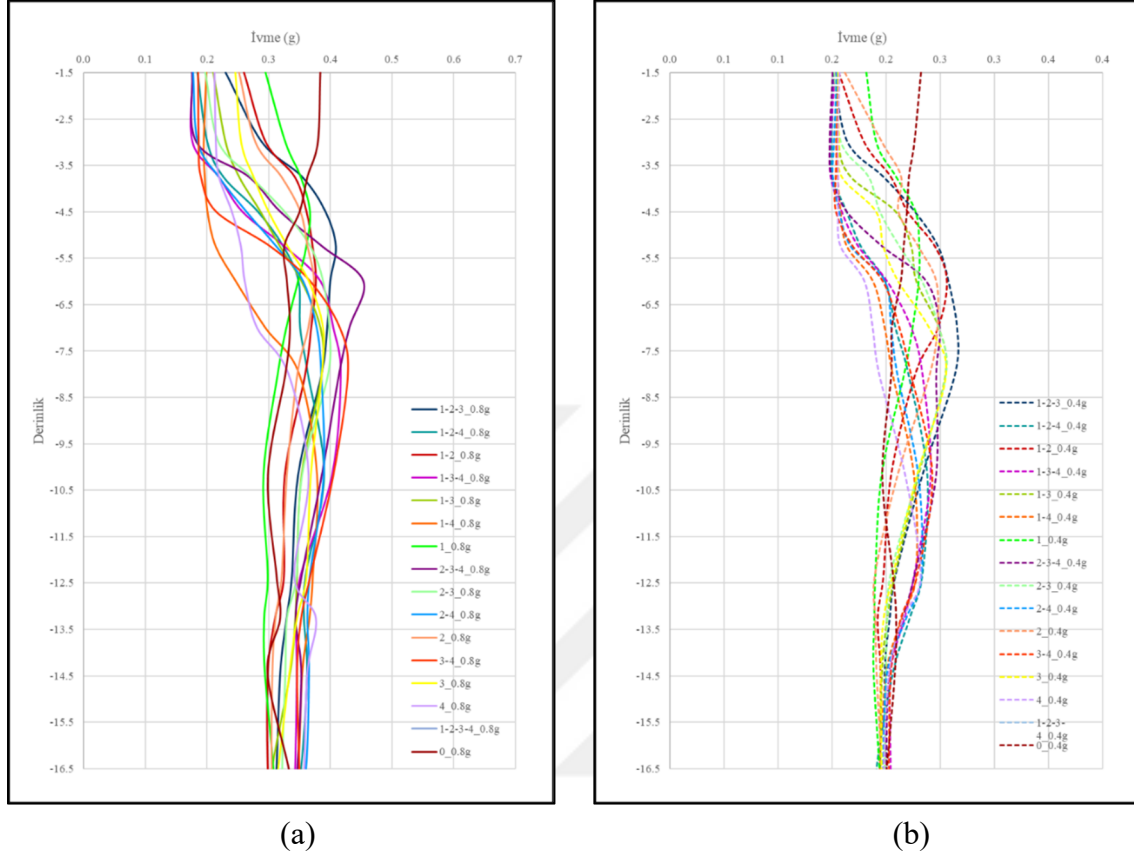
(a)



(b)

Şekil 6.21. (a) 4 No.lu tabakanın sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi (b) Sıvılaşma olmadığı durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi

Tüm zemin profilleri için kazık boyunca ivme-derinlik grafikleri 0,8 g, 0,4 g yer ivmelerine göre Şekil 6.22’de verilmiştir.



Şekil 6.22. (a) 0,8g maksimum yer ivmesi durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi (b) 0,4g maksimum yer ivmesi durumundaki ivme değerlerinin derinlik ile değişimi

Çizelge 6.14. Tabaka geçişleri ivme değerleri özet çizelgesi

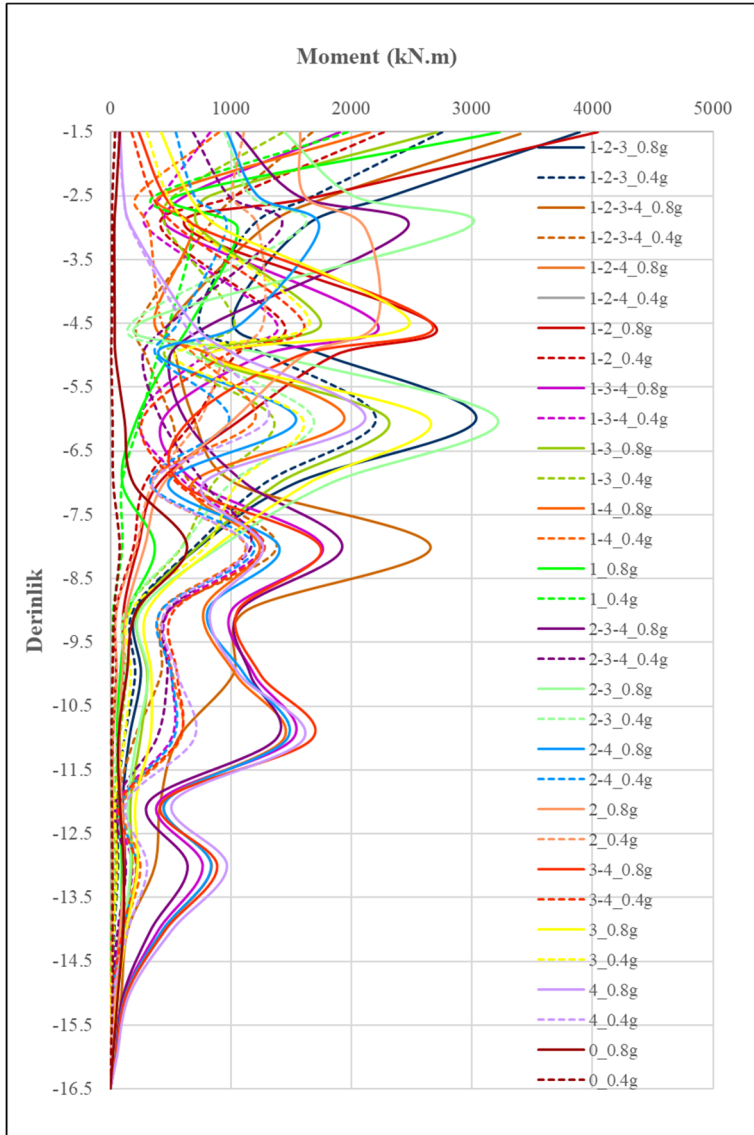
Analiz No Derinlik (m)	0,8g					0,4g				
	1,5	3,0	4,5	6,0	8,0	1,5	3,0	4,5	6,0	8,0
1	0,29	0,35	0,37	0,35	0,31	0,18	0,21	0,23	0,23	0,22
1-2	0,26	0,34	0,36	0,38	0,36	0,16	0,20	0,22	0,26	0,23
1-2-3	0,23	0,29	0,39	0,40	0,39	0,15	0,16	0,23	0,26	0,26
1-2-3-4	0,20	0,22	0,27	0,37	0,39	0,15	0,15	0,17	0,22	0,26
1-2-4	0,18	0,20	0,28	0,35	0,36	0,15	0,15	0,15	0,16	0,20
1-3	0,21	0,23	0,29	0,35	0,39	0,16	0,16	0,21	0,23	0,25
1-3-4	0,18	0,18	0,26	0,38	0,42	0,15	0,15	0,16	0,20	0,23
1-4	0,20	0,20	0,20	0,25	0,35	0,15	0,15	0,16	0,19	0,21
2	0,25	0,28	0,35	0,37	0,35	0,15	0,20	0,21	0,25	0,24
2-3	0,20	0,22	0,33	0,39	0,40	0,15	0,16	0,19	0,23	0,26
2-3-4	0,18	0,18	0,32	0,45	0,41	0,15	0,15	0,16	0,24	0,25
2-4	0,18	0,19	0,26	0,36	0,39	0,15	0,15	0,16	0,20	0,21
3	0,25	0,26	0,30	0,36	0,39	0,21	0,16	0,19	0,21	0,26
3-4	0,19	0,19	0,22	0,37	0,43	0,16	0,15	0,15	0,20	0,22
4	0,21	0,21	0,24	0,26	0,33	0,16	0,16	0,16	0,18	0,19
0	0,38	0,38	0,35	0,34	0,33	0,23	0,23	0,22	0,21	0,20

Çizelge 6.14'te farklı derinliklerdeki; 1,5 m (kazık başında), tabaka geçişlerinde (sıvılaşan/sıvılaşmayan kum) ve 8,0 m (kum/kil) geçişlerindeki ivme değerleri özetlenmiştir. Çizelgeden de görüldüğü gibi ivme değerleri PGA değerlerinin artması ile artma eğilimindedir. Kazık başındaki ivme değerleri genellikle diğer derinliklerle karşılaştırıldığında daha düşük veya benzer seviyelerdedir. 0,8 g'lik deprem analizlerinde kazık başındaki ivme değerleri 0,18 g ile 0,29 g arasında değişmekte olup 0,4 g'lik deprem analizlerinde ise 0,15 g ile 0,21 g arasında değişmektedir. Her iki PGA için de yapılan analizlerde 6,0 m ve 8,0 m derinliklerinde ivme değerleri artmaktadır. Özellikle 8,0 m derinliğinde ivme değerleri genellikle en yüksek seviyededir. Bu durumun siltli kum/kum birimi ile kil birimi arasındaki rijitlik ve sönüm farkından meydana geldiği düşünülmektedir.

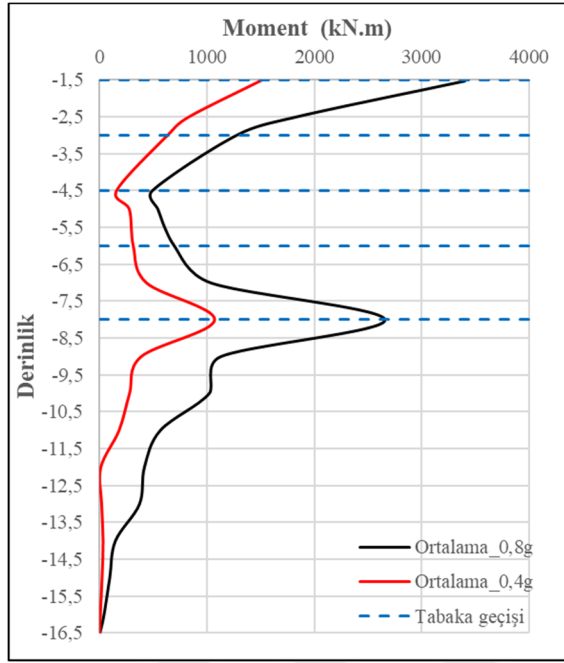
Zeminin sıvılaşmaması durumunda PGA=0,8 g için 1,5 m'de maksimum ivme değeri 0,38g, PGA=0,4 g için ise 0,23 g gelmiştir. Bu değerler ilgili varyasyonlardan elde edilen minimum ve maksimum değerlerden (PGA=0,8 g için 0,18 g, 0,29 g) %29 ila %116'dan daha fazladır. PGA=0,4 g için ise %10 ila %53'ten daha fazla bulunmuştur. Sıvılaşmanın daha etkin olduğu yüksek yer ivmesinde sönüm oranının arttığı görülmektedir.

6.4.2. Moment değerlerinin değişimi

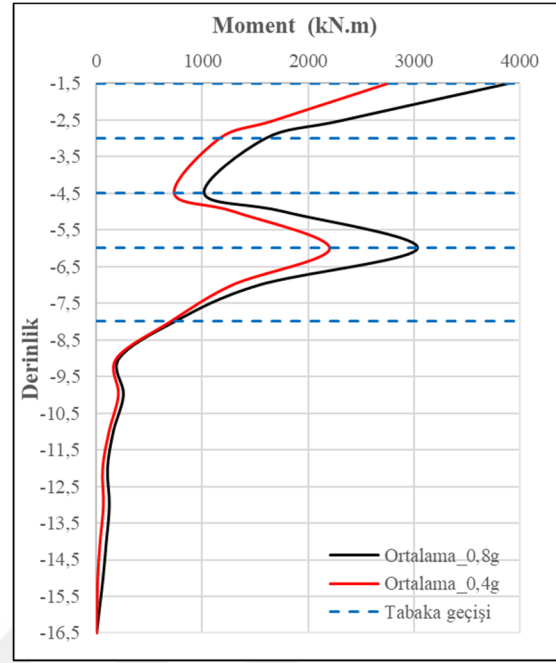
Şekil 6.23'te sunulan analiz sonuçları, Çizelge 6.15'te verilen tüm analizlerin 0,8 g ve 0,4 g maksimum yer ivmeleri için RSN_1119, RSN_1602 ve RSN_1158 no'lu depremlerin sonuçlarından elde edilen ortalama değerlerdir. Ayrıca her bir analiz için kazık boyunca elde edilen ortalama moment değerlerinin grafikleri Şekil 6.24 - Şekil 6.31'de sunulmaktadır.



Şekil 6.23. Moment değerlerinin derinlik ile değişimi

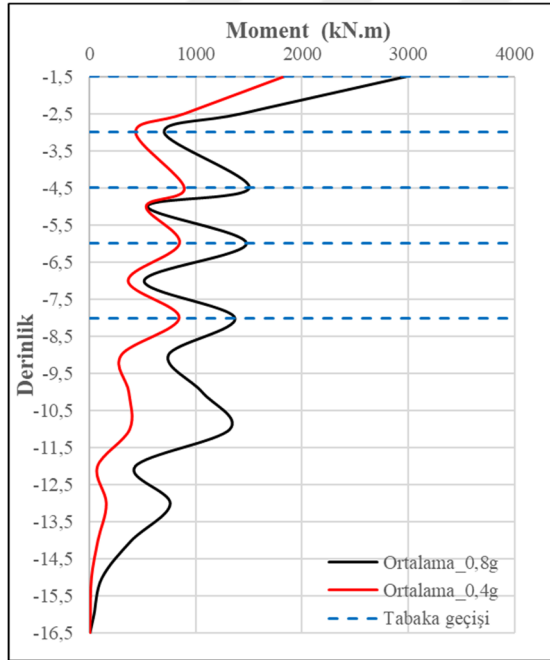


(a)

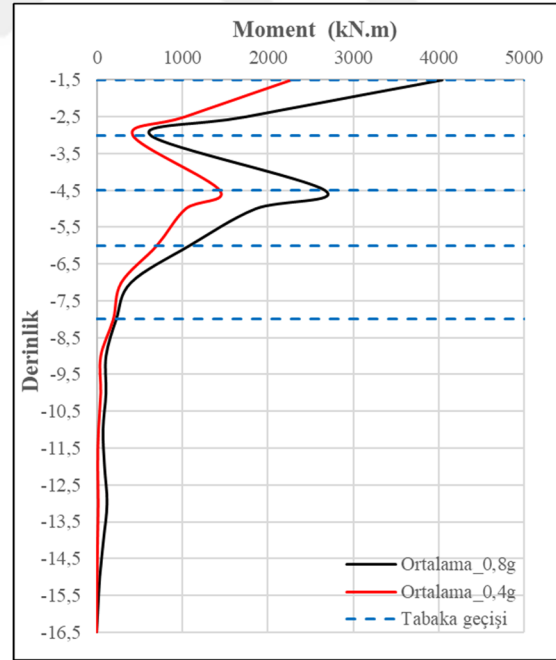


(b)

Şekil 6.24. (a) 1-2-3-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (b) 1-2-3 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi

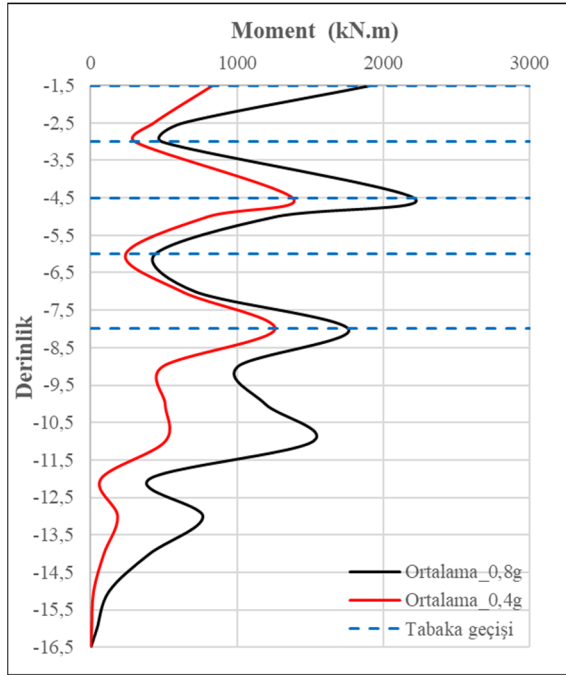


(a)

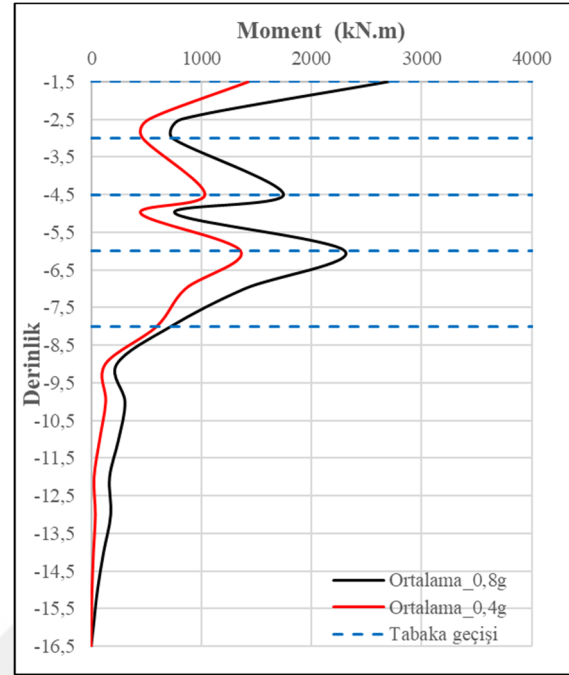


(b)

Şekil 6.25. (a) 1-2-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (b) 1-2 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi

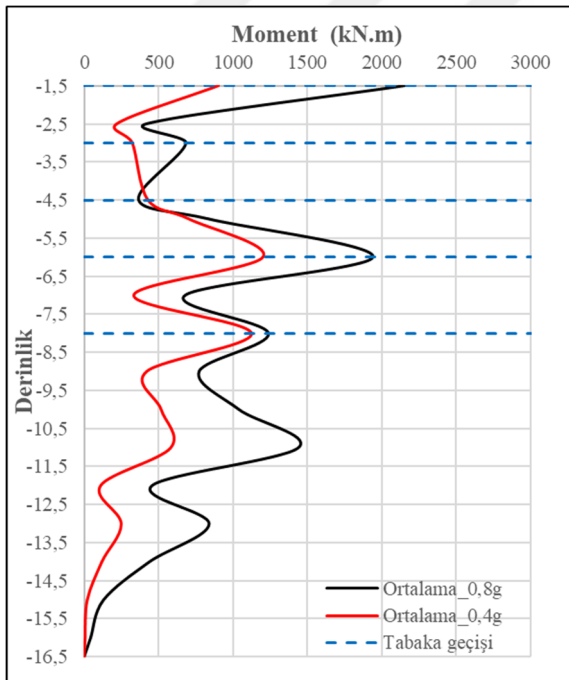


(a)

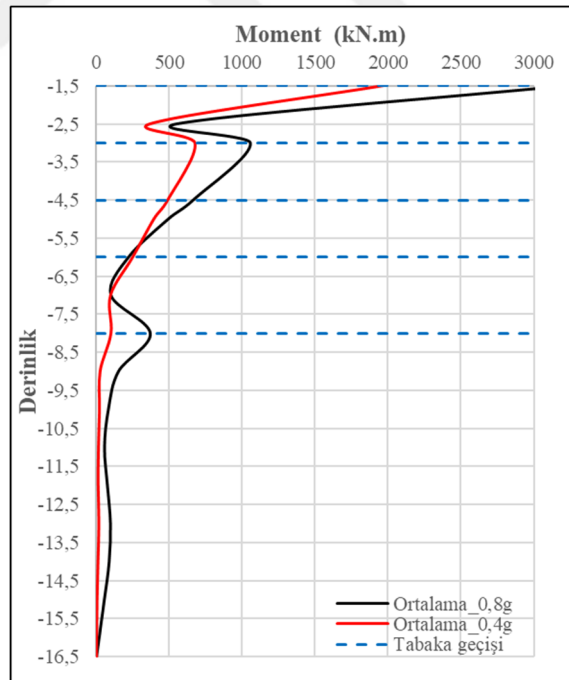


(b)

Şekil 6.26. (a) 1-3-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (b) 1-3 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi

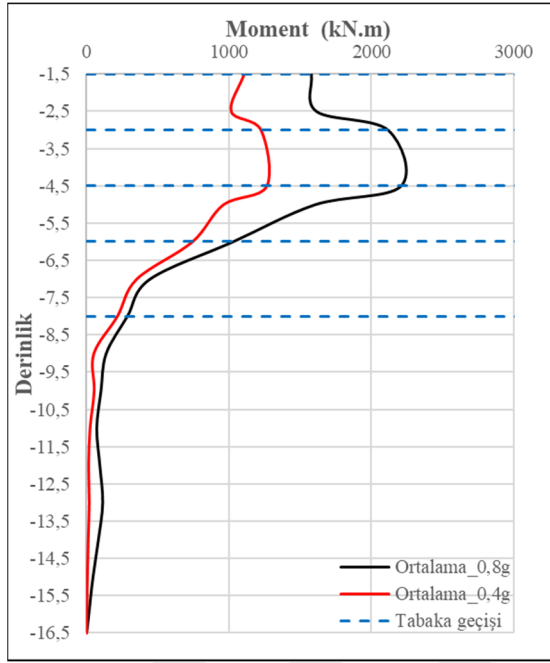


(a)

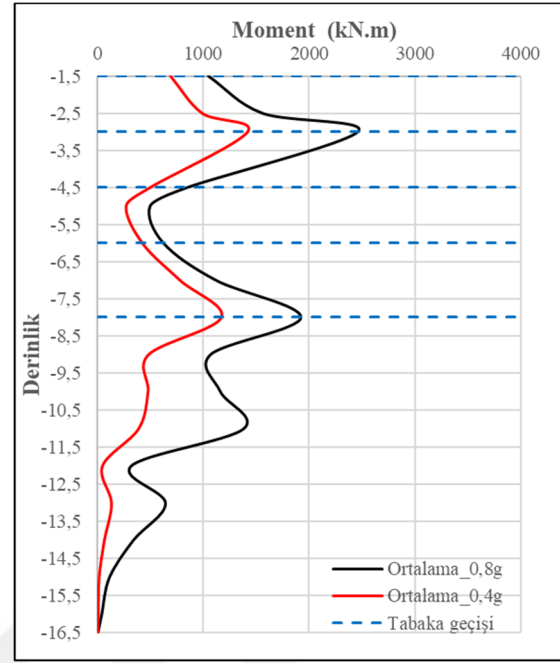


(b)

Şekil 6.27. (a) 1-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (b) 1 No.lu tabakanın sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi

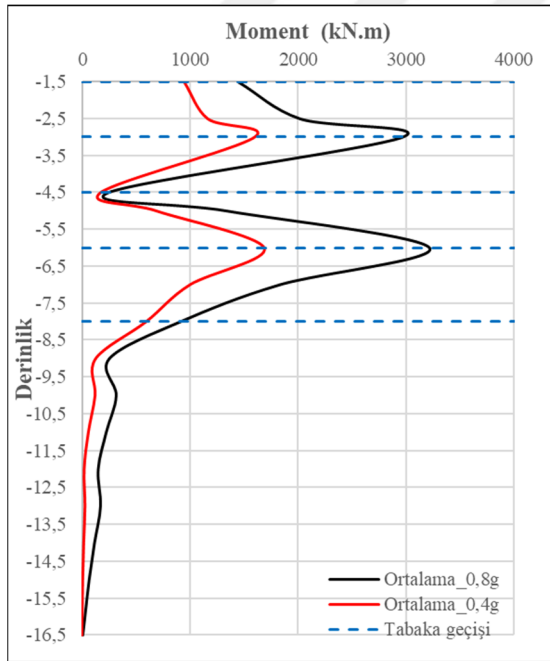


(a)

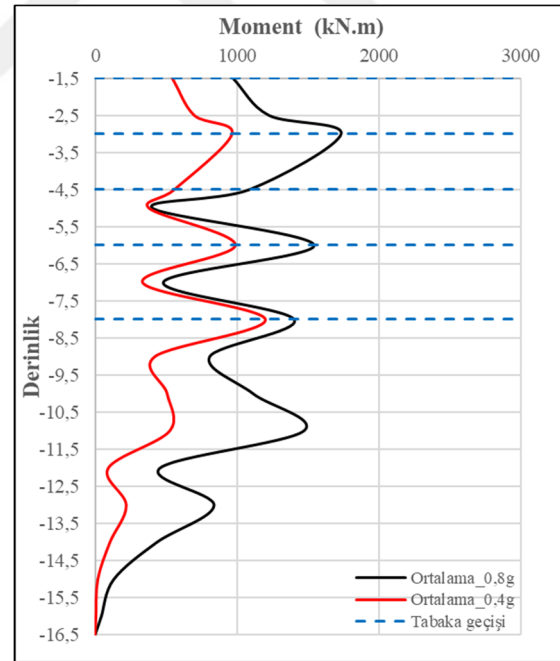


(b)

Şekil 6.28. (a) 2 No.lu tabakanın sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (b) 2-3-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi

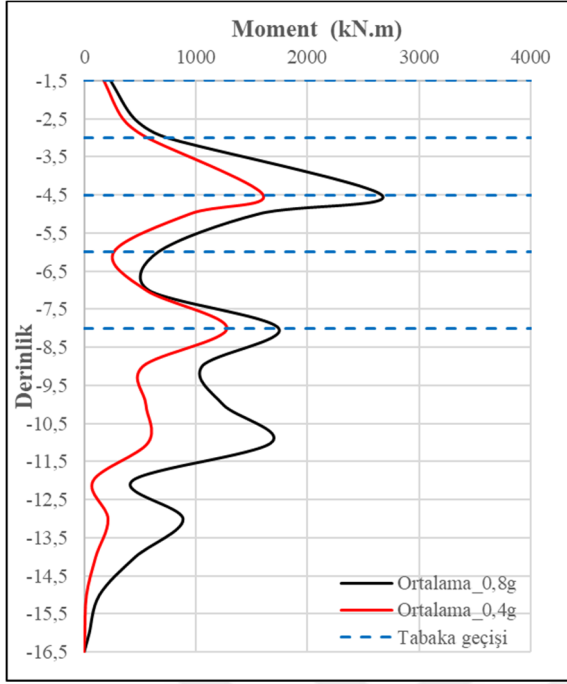


(a)

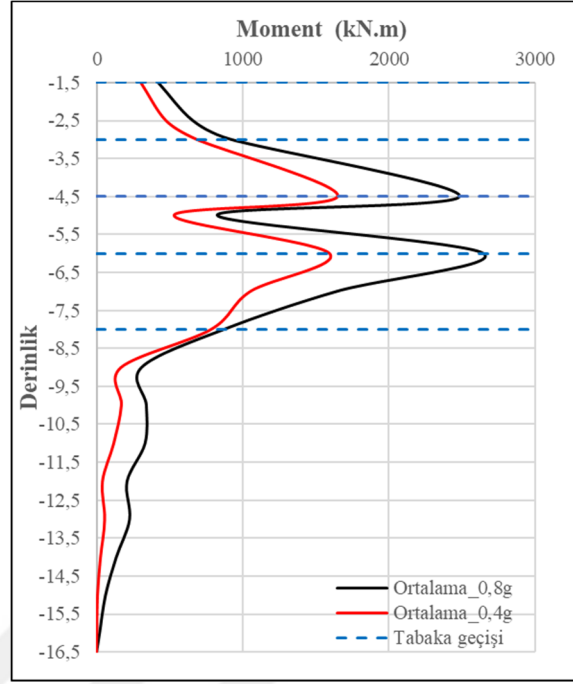


(b)

Şekil 6.29. (a) 2-3 No.lu tabakalarının sıvılaşması moment değerlerinin değişimi (b) 2-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi

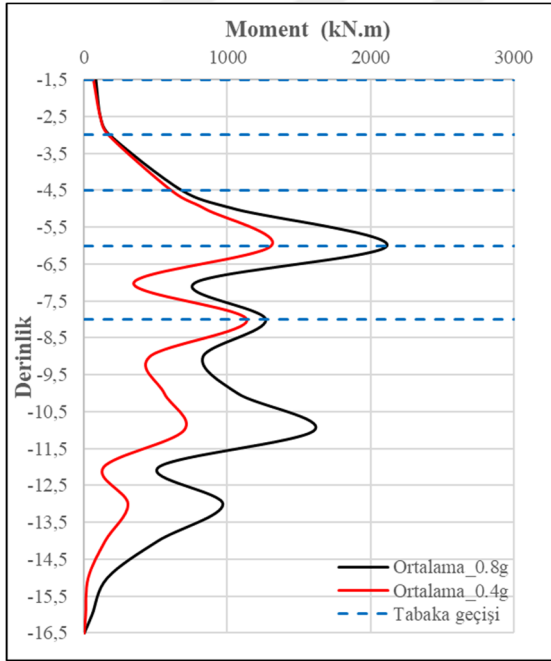


(a)

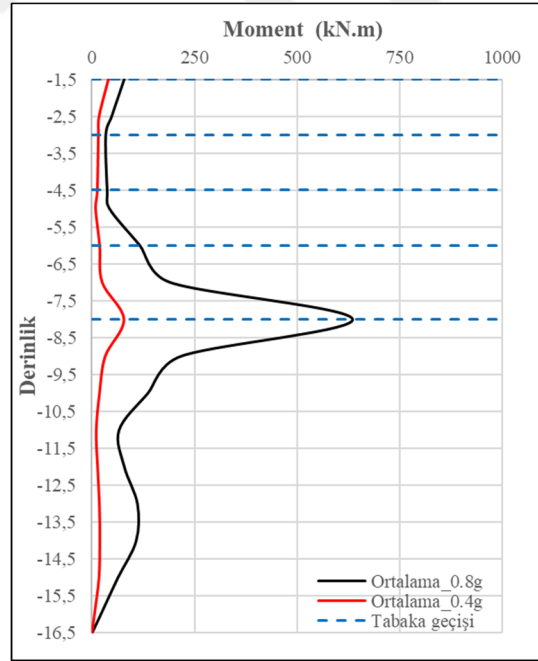


(b)

Şekil 6.30. (a) 3-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (b) 3 No.lu tabakanın sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi



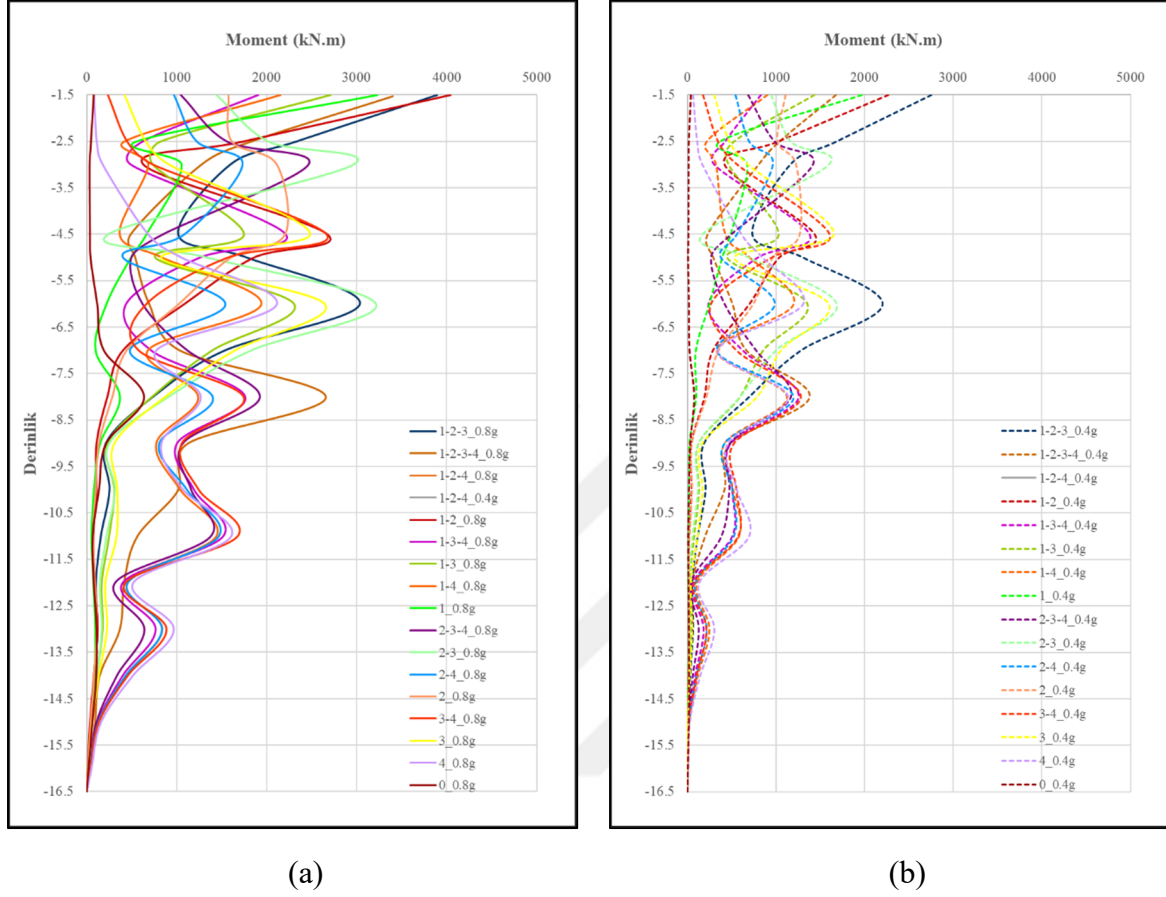
(a)



(b)

Şekil 6.31. (a) 4 No.lu tabakanın sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (b) Sıvılaşma olmadığı durumundaki moment değerlerinin değişimi

Tüm zemin profilleri için kazık boyunca moment-derinlik grafikleri 0,8 g, 0,4 g olacak şekilde Şekil 6.32.'de verilmiştir.



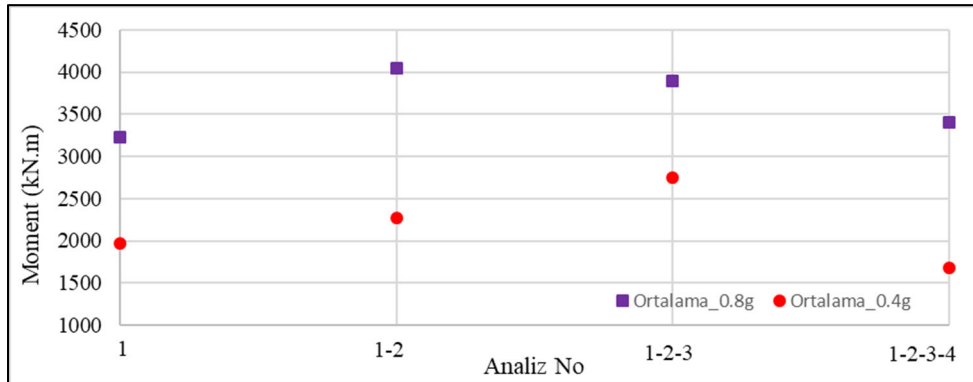
Şekil 6.32. (a) 0,8g maksimum yer ivmesi durumundaki moment değerlerinin değişimi
(b) 0,4g maksimum yer ivmesi durumundaki moment değerlerinin değişimi

Çizelge 6.15. Tabaka geçişlerinde gözlenen moment değerleri (kN.m) özet çizelgesi

Analiz No Derinlik (m)	0,8g					0,4g				
	1,5	3,0	1,5	3,0	1,5	3,0	1,5	3,0	1,5	3,0
1	3231	1056	664	220	369	1970	676	489	249	99
1-2	4043	631	2674	1086	230	2270	421	1438	702	194
1-2-3	3892	1594	1017	3034	735	2751	1159	733	2202	697
1-2-3-4	3404	1274	490	695	2659	1677	803	230	510	1381
1-2-4	2983	699	1499	1473	1364	1833	430	889	844	841
1-3	2706	735	1745	2301	724	1434	466	1031	1355	594
1-3-4	1906	492	2212	438	1762	828	304	1379	237	1256
1-4	2152	684	366	1939	1238	903	324	429	1202	1125
2	1577	2116	2207	1025	285	1105	1223	1264	741	215
2-3	1442	2963	238	3216	907	944	1593	171	1683	592
2-3-4	1047	2464	848	621	1925	686	1416	495	420	1168
2-4	970	1732	1087	1542	1401	544	965	559	988	1200
3	420	917	2485	2646	872	302	684	1652	1594	784
3-4	236	738	2661	663	1741	176	563	1601	266	1278
4	81	179	683	2114	1267	64	170	609	1303	1134
0	79	34	37	117	635	40	16	13	18	78

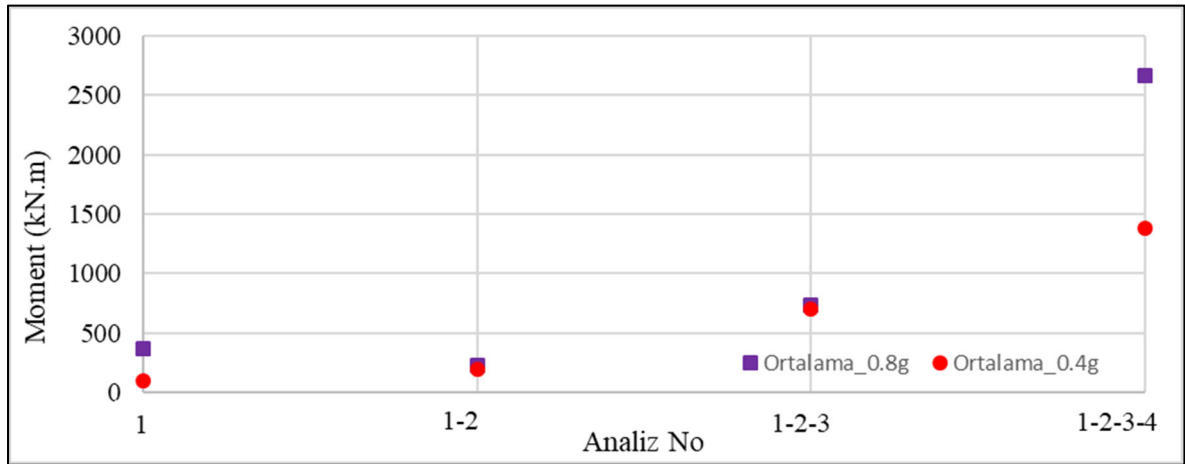
Çizelge 6.15'te farklı derinliklerdeki, 1,5 m (kazık başında), tabaka geçişlerinde (sıvılaştıran/sıvılaşmayan kum) ve 8,0 m (kum/kil) geçişlerindeki moment değerleri özetlenmiştir.

Kazık başındaki moment değerleri ilk tabakanın sıvılaşması durumunu içeren kombinasyonlarda diğer analizlere (2, 2-3, 2-3-4, 2-4, 3, 3-4, 4) göre daha yüksek değerlere sahiptir. En yüksek moment değeri 0,8 g ile yapılan analizlerden 1-2 nolu analizde, 0,4 g ile yapılan analizlerden ise 1-2-3 nolu analizde bulunmuştur. Her iki PGA için de yapılan analizlerde maksimum moment tabaka geçişlerinde veya kazık başında gözlenmiştir.



Şekil 6.33. Sıvılaştıran tabaka kalınlığının kazık başındaki moment değerlerine etkisi

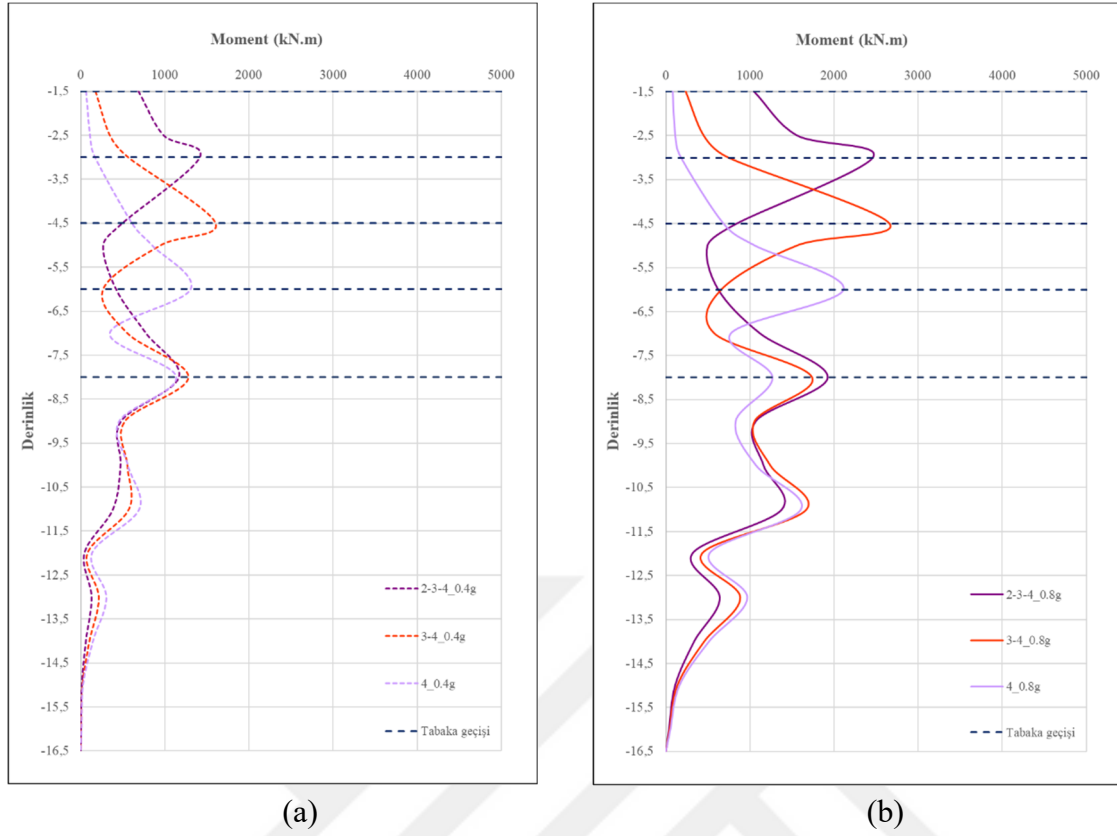
Ayrıca sıvılaşılan tabaka kalınlığının artması ile kazık başındaki moment değerlerinin değişimi Şekil 6.33'te gösterilmiştir. Sıvılaşılan tabaka kalınlığının 1,5 m'den 3,0 m'ye artışında (analiz 1 ve 1-2) kazık başındaki moment değerleri 0,8 g yer ivmesi için yaklaşık %25 artarken, 0,4 g yer ivmesinde 1,5 m'den 3,0 m'ye artışında %15 artmıştır. 0,8g yer ivmesinde sıvılaşılan tabaka kalınlığının 3,0 m'den 6,5 m'ye artışından moment değerlerinde az miktarda düşüş gözlenirken 0,4 g yer ivmesinde ise 4,5 m'den 6,5 m'ye artışında moment değerlerindeki düşüş 0,8 g yer ivmesine göre daha fazladır.



Şekil 6.34. Kum/kil geçişindeki (8.0m) moment değerleri

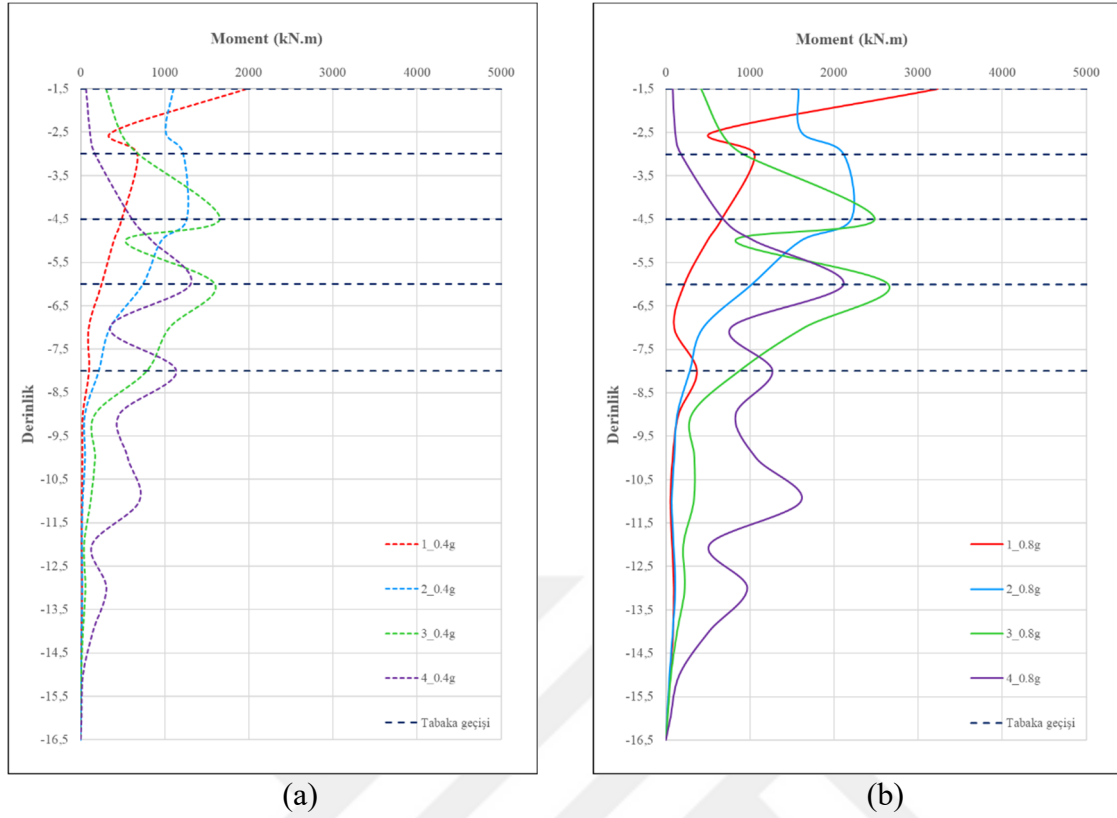
Kum/kil geçişindeki moment değerleri Şekil 6.34'te görüldüğü üzere hem 0,8 g hem de 0,4 g değerlerinde 1,5 m'den 6,0 m'ye kadar benzer gelmekte olup, tüm tabakanın sıvılaşması durumunda maksimum olmaktadır. Ayrıca ivmenin 0,8 g'den 0,4'ye düşmesi ile arayüzdeki moment değeri yaklaşık %50 azalmıştır.

İlk tabakanın sıvılaşmama durumunda ise moment değerleri tabaka geçişlerinde maksimum değerlere ulaşp hiçbir durumda ilk tabakanın sıvılaşması durumundaki kazık başındaki moment değerlerini geçmemektedir. Örneğin; ilgili varyasyonlar arasında PGA=0,8 g için maksimum moment 2-3 No.lu analizde 6 m'de 3216 kN.m olarak bulunmuş olup ilk tabakanın sıvılaşdığı diğer analizler de ise maksimum moment kazık başında 4043 kN.m olarak bulunmuştur. PGA=0,8 g için ilk tabakanın sıvılaşmaması durumunda moment değeri %20 oranında azalmıştır. PGA=0,4 g için yapılan analizlerde ise moment değeri %39 azalmıştır.



Şekil 6.35. Sıvılaşmayan tabaka kalınlığının (kabuk) artması ile moment değerlerinin değişimi (a) PGA=0,4 g ile yapılan analizler (b) PGA=0,8 g ile yapılan analizler

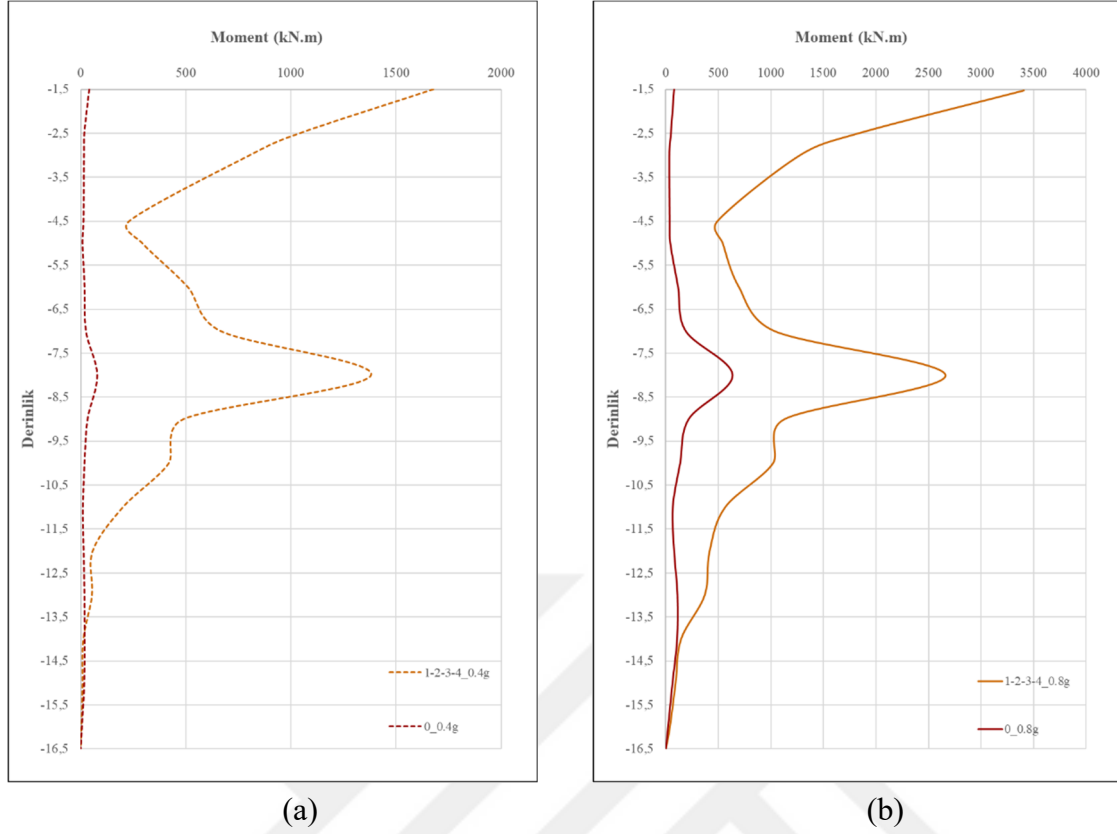
Kazık başından itibaren sıvılaşmayan zemin kalınlığının (kabuk) artması (2-3-4, 3-4 ve 4 No.'lu) ile değişen moment değişimi Şekil 6.35'te gösterilmiştir. Momentler; 0,8 g ile yapılan analizlerde 2-3-4 No.lu analizde 3,0 m'de 2464 kN.m, 3-4 No.lu analizde 4,5 m'de 2661 kN.m, 4 No.lu analizde ise 6,0 m'de 2114 kN.m olarak elde edilmiştir. 0,4 g ile yapılan analizler de ise 2-3-4 No.lu analizde 3,0 m'de 1416 kN.m, 3-4 No.lu analizde 4,5 m'de 1601 kN.m, 4 No.lu analizde ise 6,0 m'de 1303 kN.m olarak elde edilmiştir. Kabuk kalınlığının artması ile moment büyüklüğünde etkili bir değişim olmasada meydana geldiği derinlik değişmektedir. İvme büyüklüğünün azalması ile moment büyüklüğünde %38 ila %42 mertebesinde azalma görülmektedir.



Şekil 6.36. (a) PGA=0,4 g ile yapılan 1, 2, 3 ve 4 No.lu analizlerde moment değerlerinin değişimi (b) PGA=0,8 g ile yapılan 1, 2, 3 ve 4 No.lu analizlerde moment değerlerinin değişimi

1, 2, 3 ve 4 No.lu analizlerde, yani yalnızca tek tabakanın sıvılaşması durumunda PGA=0,8 g ile yapılan analizlerde maksimum moment 1 no.lu analizde kazık başında, 2 No.lu analizde 4,5 m'de, 3 ve 4 No.lu analizlerde 6,0 m'de, PGA=0,4 g ile yapılan analizlerde ise maksimum moment 1 No.lu analizde kazık başında, 2 ve 3 No.lu analizde 4,5 m'de, 4 No.lu analizlerde 6,0 m'de meydana gelmiştir. PGA=0,8 g için tüm varyasyonlardan gelen ilgili derinliklerdeki maksimum moment değeri ile karşılaştırıldığında ise %17 ila %34 arasında daha düşük değerlere sahiptir. PGA=0,4 g için tüm varyasyonlardan gelen ilgili derinliklerdeki maksimum moment değeri ile karşılaştırıldığında ise %6 ila %28 arasında daha düşük değerlere sahiptir.

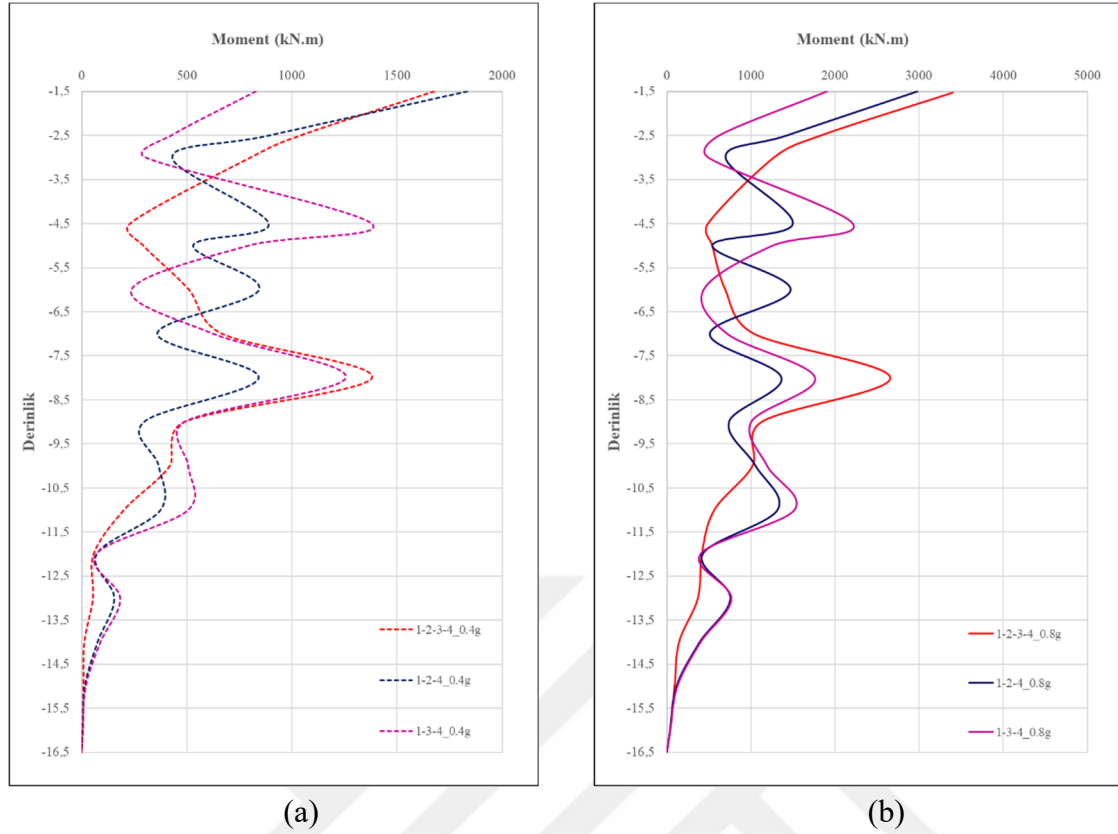
Bu derinlikler tabaka geçişleri olup PGA değerinin düşmesi ile momentlerde %38 ila %43 arasında azalma olmaktadır.



Şekil 6.37. Tüm tabakanın sıvılaşması ve sıvılaşmaması durumlarında elde edilen moment değerleri (a) PGA=0,4g ile yapılan analizler (b) PGA=0,8g ile yapılan analizler

Tüm tabakanın sıvılaşma ve sıvılaşmama durumunda elde edilen moment değerleri Şekil 6.37’de gösterilmiştir. Sıvılaşmanın olmadığı durumda maksimum moment değeri tabakalar arası rijitlik farkından meydana gelmiş olup arayüzde elde edilmiştir. Sıvılaşmanın olduğu durumda ise maksimum moment kazık başında elde edilmiştir. Kum/kıl geçişindeki moment değeri sıvılaşma olmadığında yüksek yer ivmesinde (PGA=0,8 g) %76 azalmıştır. PGA=0,4 g ile yapılan analizlerde ise %94 azalma görülmüştür.

Bu tez kapsamında Bölüm 6.3’te Çizelge 6.12’de sunulan basit sıvılaşma değerlendirmesine göre SPT-3 seviyesinde sıvılaşma gözlenmemiştir. Sıvılaşan birim içerisinde sıvılaşmayan tabakaya sıklıkla karşılaşılmaktadır. İlgili durum ile karşılaşıldığında ise genellikle tüm tabakanın sıvılaşmış kabulü ile devam edilmektedir. Bu belirsizlik parametrik çalışma ile incelenmiştir. 1-2-4 ve 1-3-4 No.lu analizler ilgili belirsizliği yansıtmakta olup tüm tabakanın sıvılaşmış kabulü (1-2-3-4 No.lu) analiz ile birlikte değerlendirilmiştir.

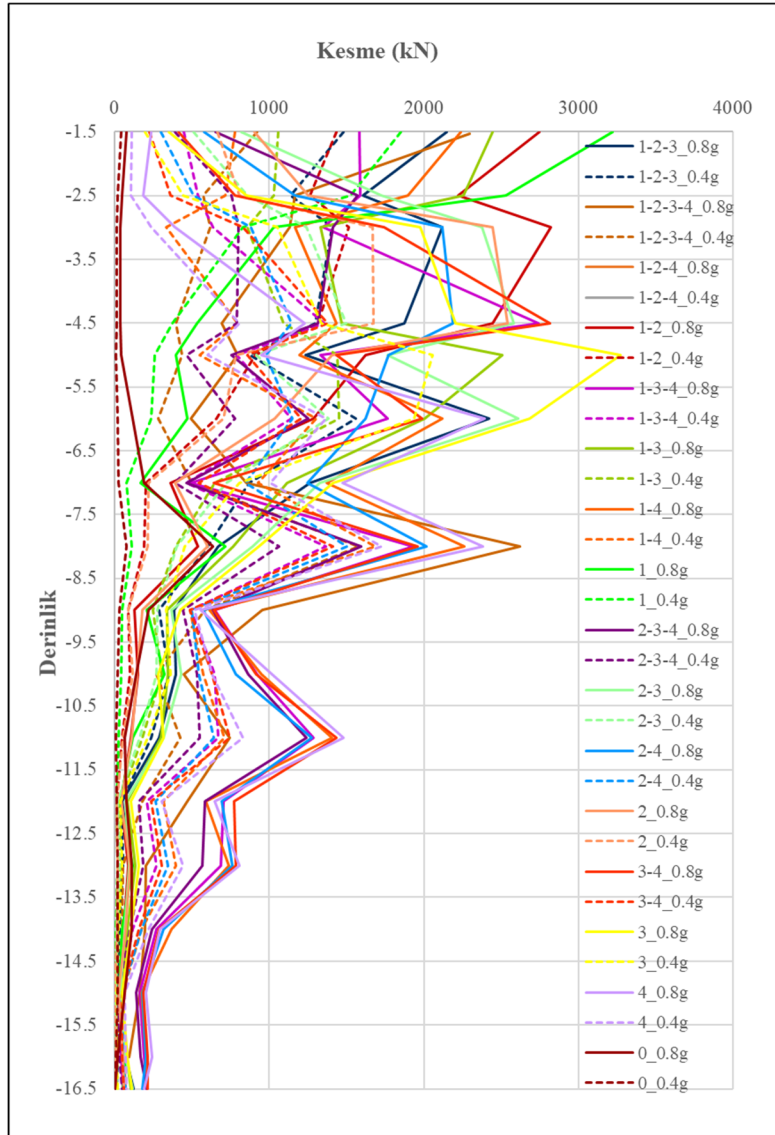


Şekil 6.38. (a) PGA=0,4g ile yapılan 1-2-4, 1-3-4 ve 1-2-3-4 No.lu analizlerden elde edilen moment değerleri (b) PGA=0,8g ile yapılan 1-2-4, 1-3-4 ve 1-2-3-4 No.lu analizlerden elde edilen moment değerleri

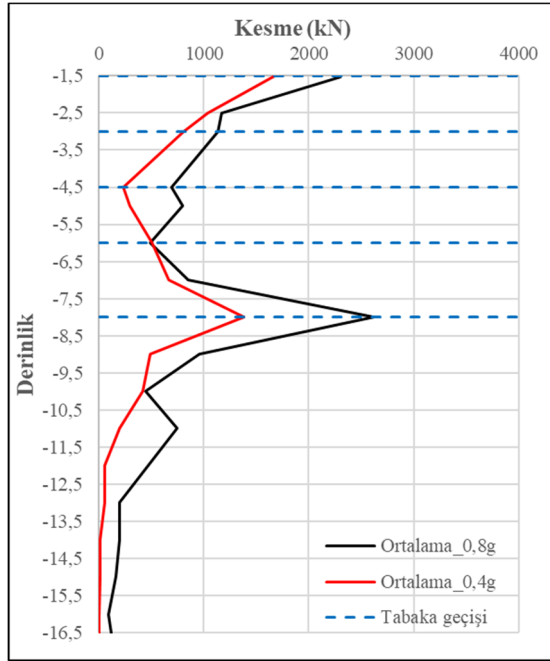
Şekil 6.38’de verilen grafiğe göre tüm tabakanın sıvılaşması durumunda maksimum moment değerleri kazık başında ve kum/kil arayüzünde meydana gelmekte olup tabaka boyunca daha düşük moment değerleri elde edilmiştir. Ara tabakalardan birinin sıvılaşmaması durumunda ise (1-2-4 ve 1-3-4 No.lu analizlerde) maksimum moment değerleri kazık başında veya tabaka içerisindeki birim geçişlerinde meydana gelmiştir. PGA=0,8 g için maksimum moment, 1-2-4 No.lu analizde kazık başında 2983 kN.m, 1-3-4 No.lu analizde ise 6,0 m’de 2212 kN.m, PGA=0,4 g ile yapılan analizlerde ise 1-2-4 no.lu analizde kazık başında 1833 kN.m, 1-3-4 no.lu analizde ise 6,0 m’de 1379 kN.m olarak bulunmuştur. Elde edilen maksimum momentler 1-2-3-4 No.lu analizde ilgili derinliklerdeki moment değerleri ile kıyaslandığında 1-2-4 No.lu analizde kazık başında %12 daha az elde edilmişken 1-3-4 No.lu analizde 4,5 m’de %78 daha fazla elde edilmiştir. PGA=0,4 g için ise 1-2-4 No.lu analizde 1-2-3-4 No.lu analize kıyasla kazık başındaki moment değeri %9,0 daha fazla elde edilmiş olup 1-3-4 No.lu analizde 4,5 m’de ise %83 daha fazla elde edilmiştir. Özellikle 4,5 m’de moment değerlerinin artması tabakalar arasındaki rijitlik farkından meydana gelmekte olup kazık tasarımında dikkate alınmalıdır.

6.4.3. Kesme değerlerinin değişimi

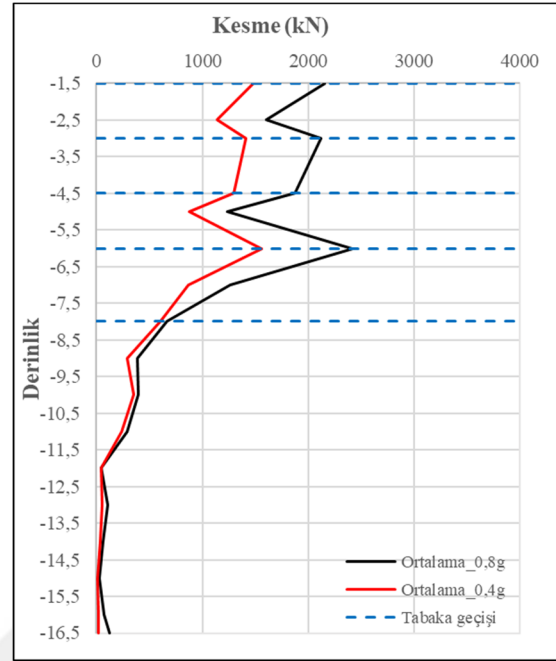
Şekil 6.39’da sunulan analiz sonuçları, Çizelge 6.16’da verilen tüm analizlerin 0,8 g ve 0,4 g maksimum yer ivmeleri için RSN_1119, RSN_1602 ve RSN_1158 No.lu depremlerin sonuçlarından elde edilen ortalama değerlerdir. Ayrıca her bir analiz için kazık boyunca elde edilen ortalama kesme kuvvetleri Şekil 6.40 – Şekil 6.47’de sunulmaktadır.



Şekil 6.39. Kesme kuvvetlerinin derinlik ile değişimi

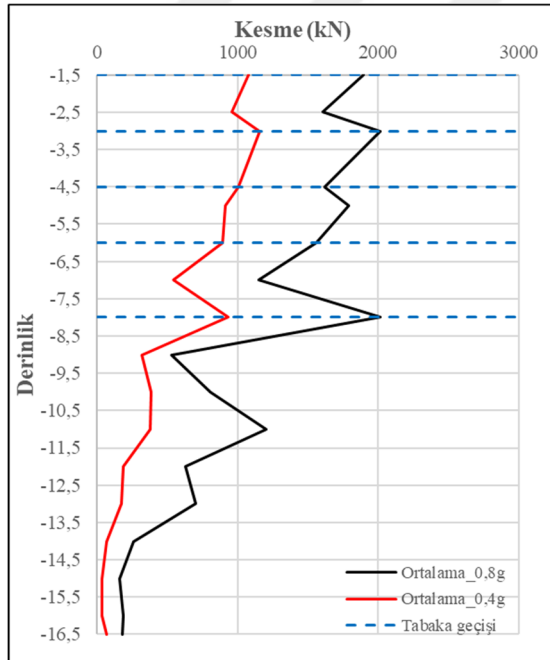


(a)

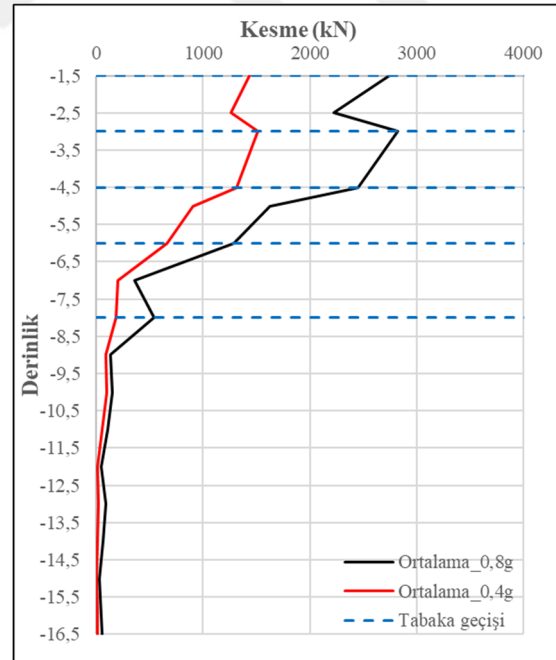


(b)

Şekil 6.40. (a) 1-2-3-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi (b) 1-2-3 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

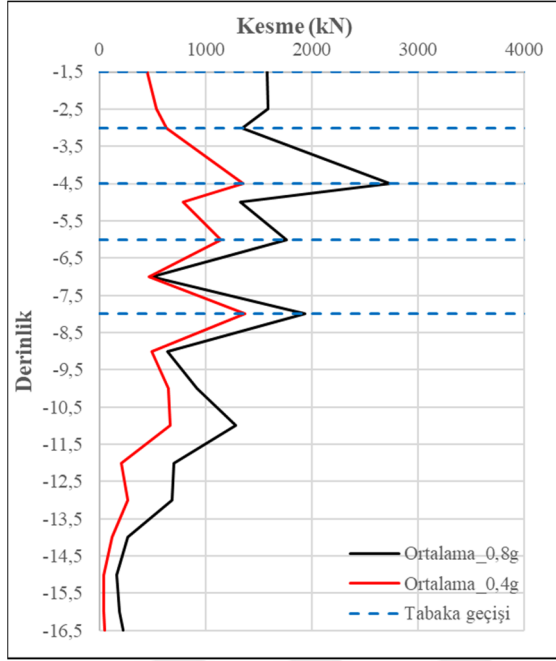


(a)

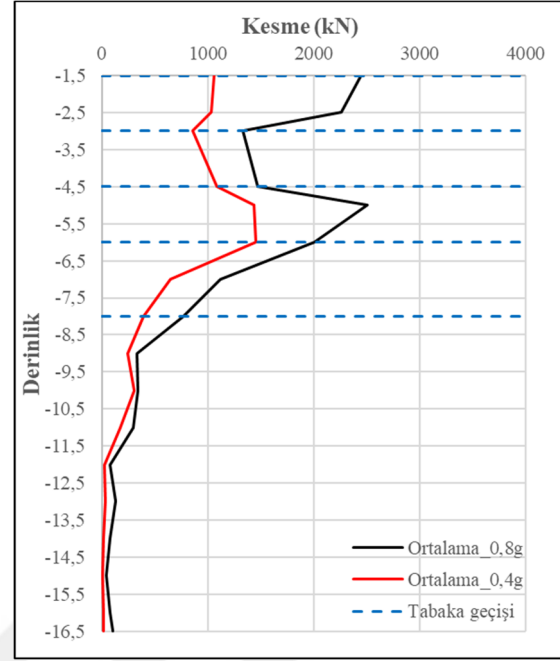


(b)

Şekil 6.41. (a) 1-2-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi (b) 1-2 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

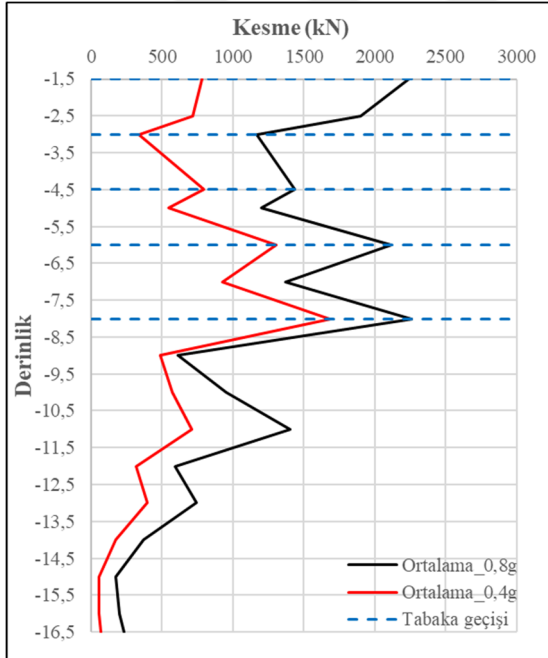


(a)

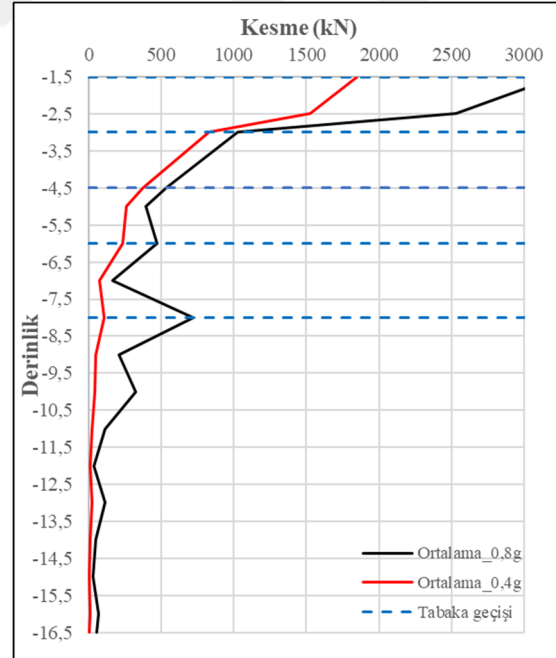


(b)

Şekil 6.42. (a) 1-3-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi (b) 1-3 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

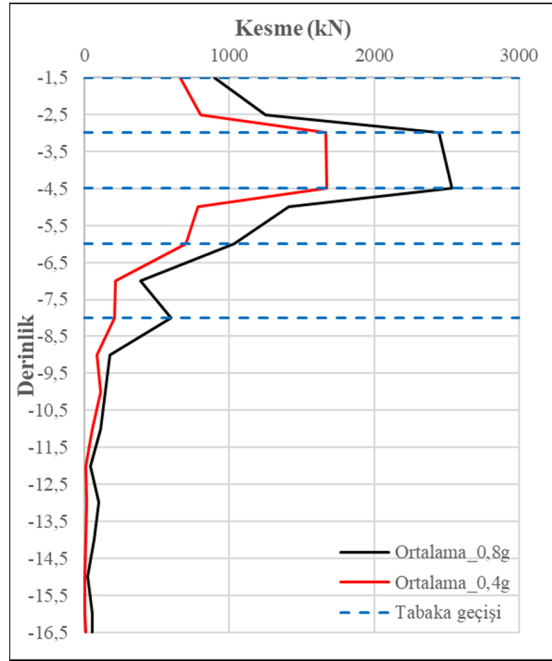


(a)

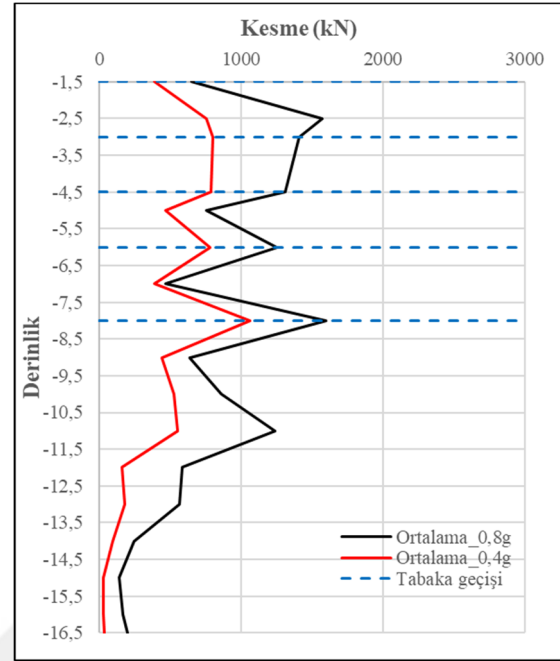


(b)

Şekil 6.43. (a) 1-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi (b) 1 No.lu tabakanın sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

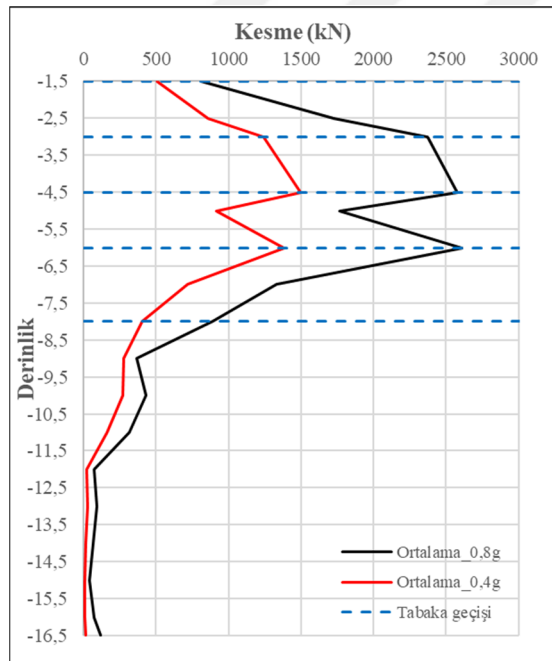


(a)

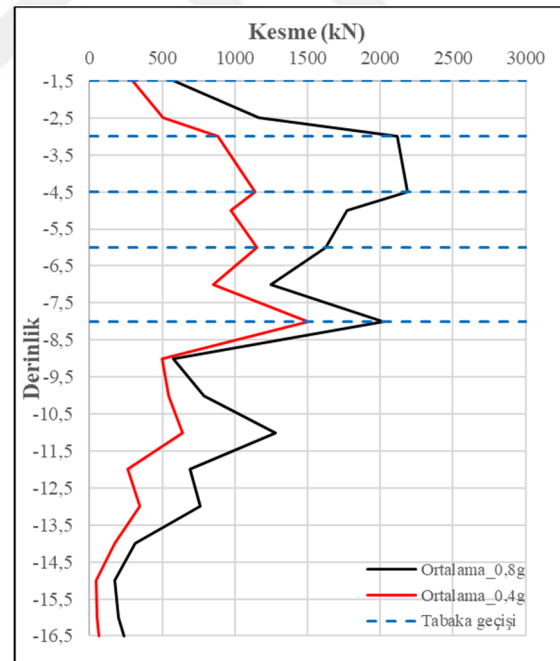


(b)

Şekil 6.44. (a) 2 No.lu tabakanın sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi (b) 2-3-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

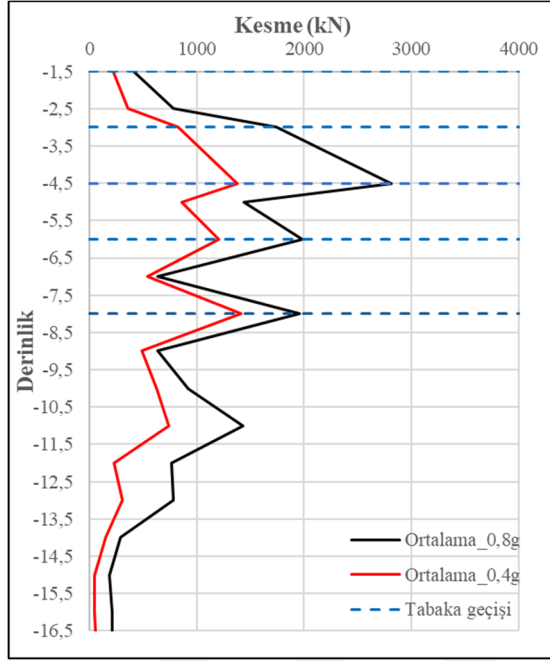


(a)

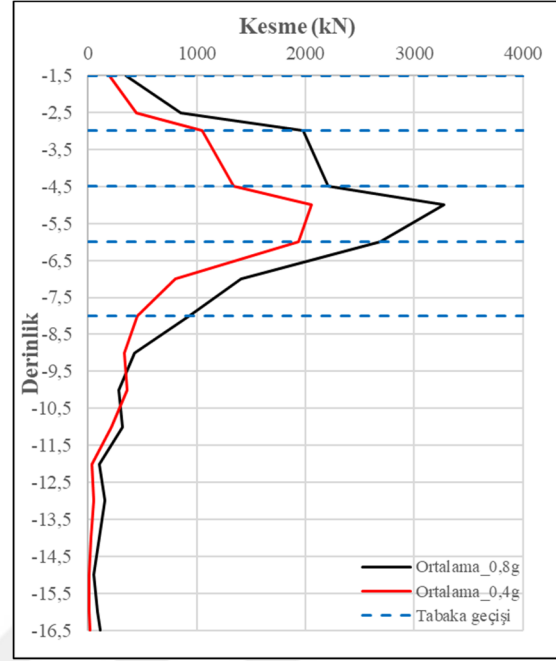


(b)

Şekil 6.45. (a) 2-3 No.lu tabakalarının sıvılaşması kesme kuvvetlerinin değişimi (b) 2-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

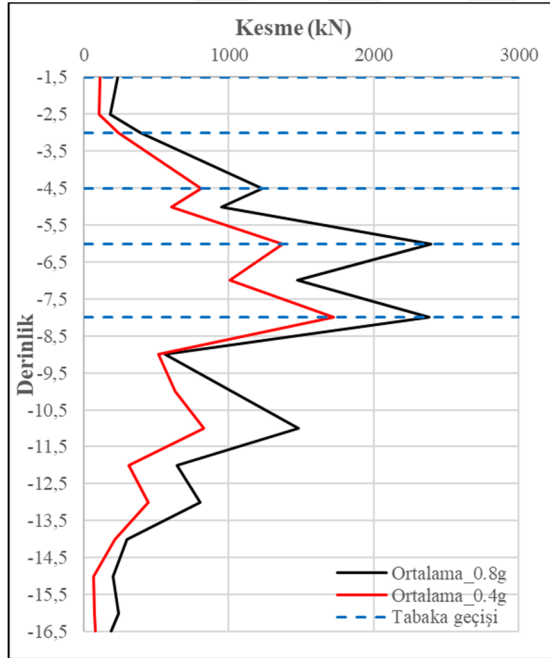


(a)

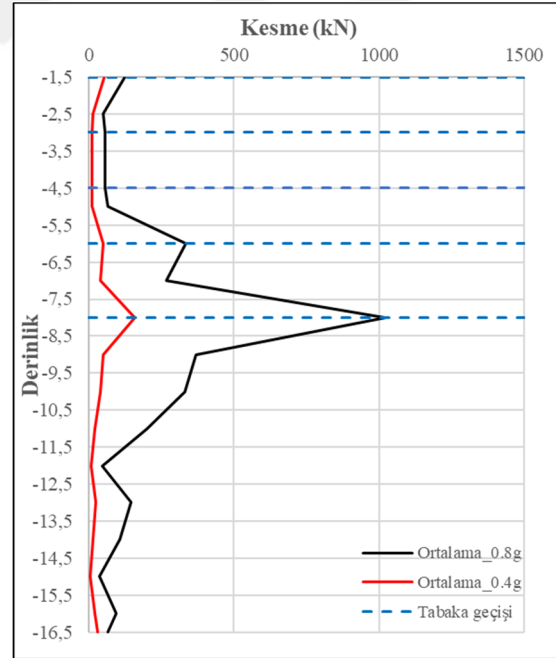


(b)

Şekil 6.46. (a) 3-4 No.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi (b) 3 No.lu tabakanın sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi



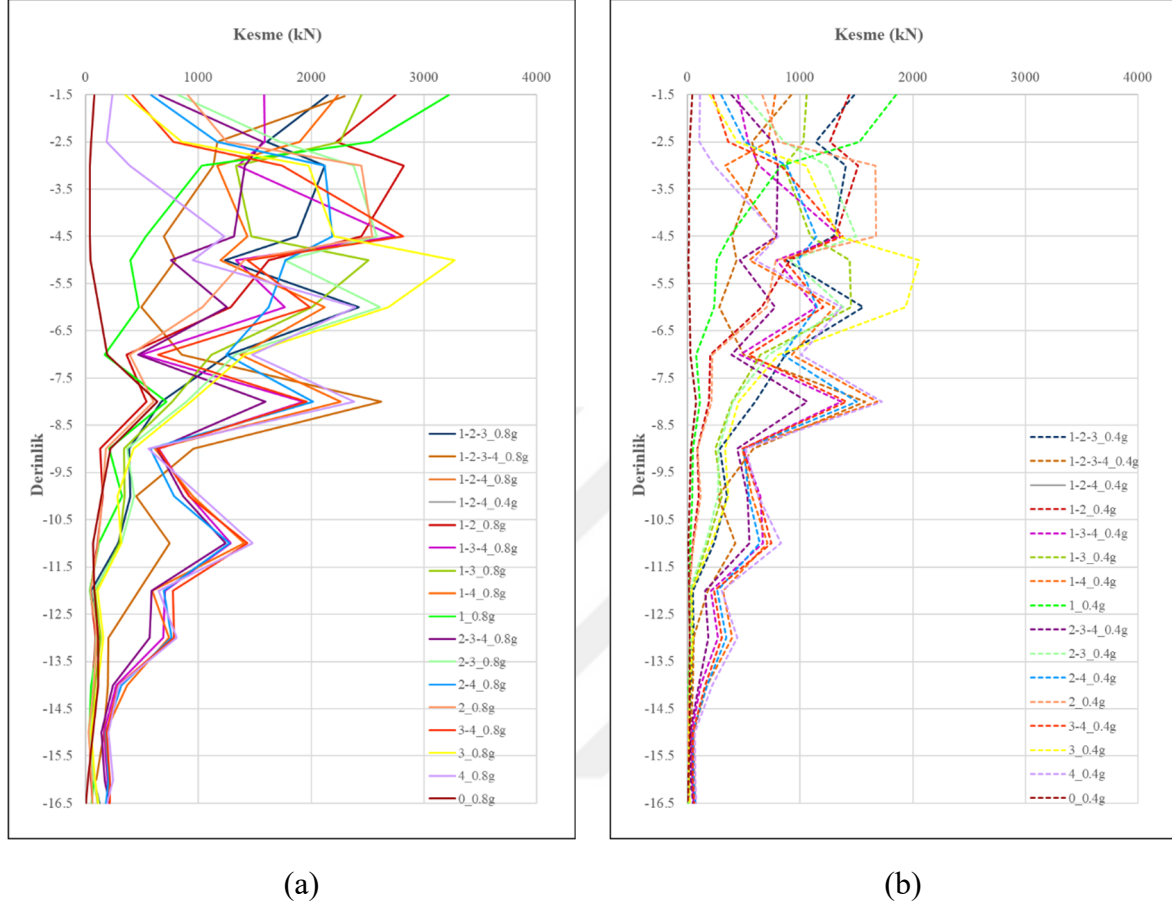
(a)



(b)

Şekil 6.47. (a) 4 No.lu tabakanın sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi (b) Sıvılaşma olmama durumundaki kesme değerlerinin değişimi

Tüm zemin profilleri için kazık boyunca moment-derinlik grafikleri 0,8 g, 0,4 g olacak şekilde Şekil 6.48’de verilmiştir.



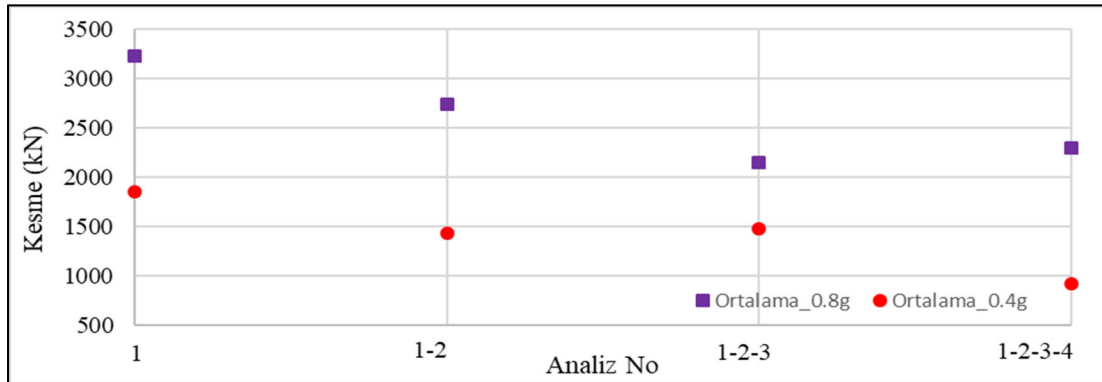
Şekil 6.48. (a) 0,8 g maksimum yer ivmesi durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi
(b) 0,4 g maksimum yer ivmesi durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

Çizelge 6.16. Tabaka geçişlerinde gözlenen kesme kuvvetleri (kN) özet çizelgesi

Analiz No Derinlik (m)	0,8g					0,4g				
	1,5	3,0	1,5	3,0	1,5	3,0	1,5	3,0	1,5	3,0
1	3231	1056	664	220	369	1849	827	374	236	108
1-2	2745	2822	2446	1288	539	1434	1515	1315	658	188
1-2-3	2151	2119	1874	2421	668	1478	1407	1295	1559	602
1-2-3-4	2297	1134	695	490	2620	923	619	396	282	1578
1-2-4	1895	2013	1619	1557	2018	1079	1156	1006	894	930
1-3	2446	1335	1467	2006	768	1058	860	1090	1453	397
1-3-4	1582	1351	2740	1767	1933	447	634	1355	1144	1369
1-4	2238	1166	1436	2117	2260	779	334	795	1302	1685
2	903	2447	2540	1034	598	662	1667	1674	702	212
2-3	816	2374	2580	2612	893	507	1242	1496	1384	404
2-3-4	652	1411	1314	1253	1596	387	803	790	779	1062
2-4	579	2118	2188	1624	2019	297	883	1141	1152	1505
3	353	1976	2208	2685	930	193	1053	1339	1936	453
3-4	411	1742	2815	1988	1959	223	830	1379	1205	1410
4	235	390	1229	2394	2383	111	237	807	1369	1725
0	123	55	55	334	1023	52	13	12	50	158

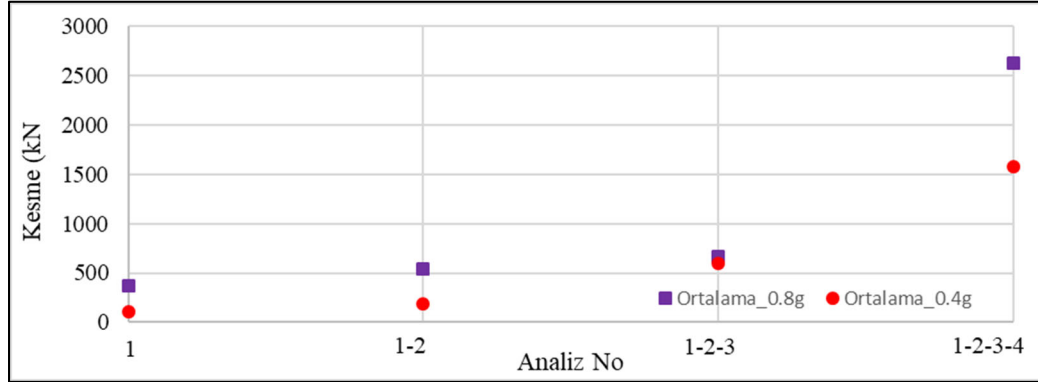
Çizelge 6.16’da farklı derinliklerdeki; 1,5 m (kazık başında), tabaka geçişlerinde (sıvılaşılan/sıvılaşmayan kum) ve 8,0 m (kum/kil) geçişlerindeki kesme kuvvetleri özetlenmiştir.

En yüksek kesme kuvveti 0,8 g ile yapılan analizlerden 1 No.lu analizde, 0,4 g ile yapılan analizlerden ise 3 No.lu analizde bulunmuştur. 0,8 g yer ivmesi ile yapılan analizlerde maksimum kesme kuvvetleri 1596 kN ile 3231 değerleri arasında değişmektedir. 0,4 g yer ivmesi ile yapılan analizlerde maksimum kesme kuvvetleri 1602 kN ile 1936 değerleri arasında değişmektedir. İvme değişimin kesme kuvvetlerine etkisi %25 ile %50 arasındadır.



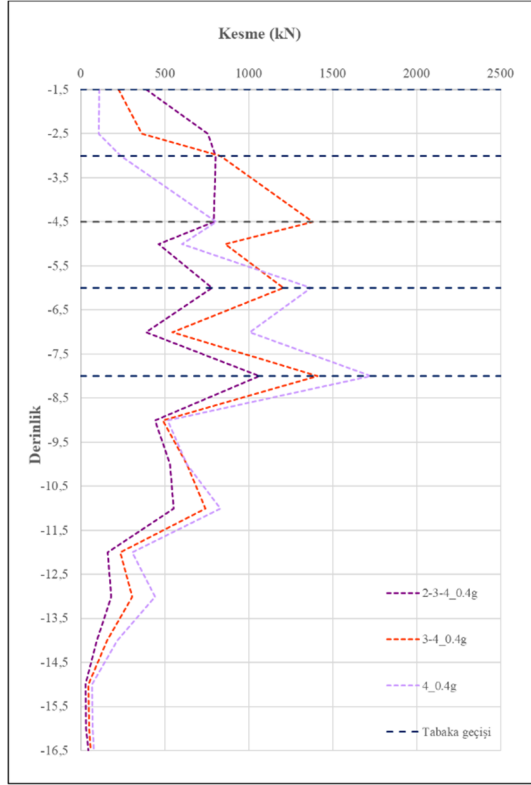
Şekil 6.49. Sıvılaşılan tabaka kalınlığının kazık başındaki kesme kuvveti değerlerine etkisi

Ayrıca sıvılaşılan tabaka kalınlığının artması ile kazık başındaki kesme kuvvetlerinin değişimi Şekil 6.49’da gösterilmiştir. Kesme kuvvetleri sıvılaşılan zemin kalınlığından bağımsız olarak benzer mertebede bulunmuştur.

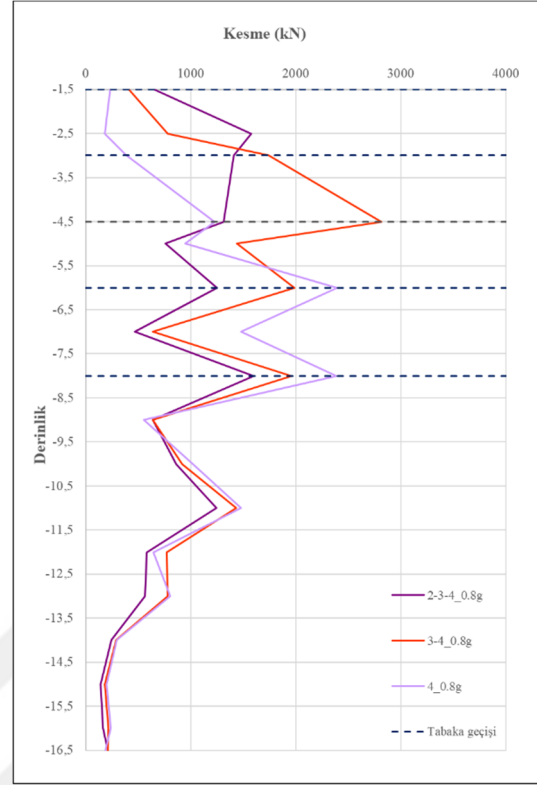


Şekil 6.50. Kum/kil geçişindeki (8.0m) kesme kuvvetleri

Şekil 6.50’de verilen kum/kil geçişindeki kesme kuvvetleri hem 0,8 g hem de 0,4 g değerlerinde 1,5 m’den 6,0 m’ye kadar benzer gelmekte olup, tüm tabakanın sıvılaşması durumunda maksimum olmaktadır. Ayrıca ivmenin 0,8 g’den 0,4’ye düşmesi ile arayüzdeki kesme kuvvetleri yaklaşık %40 azalmıştır.



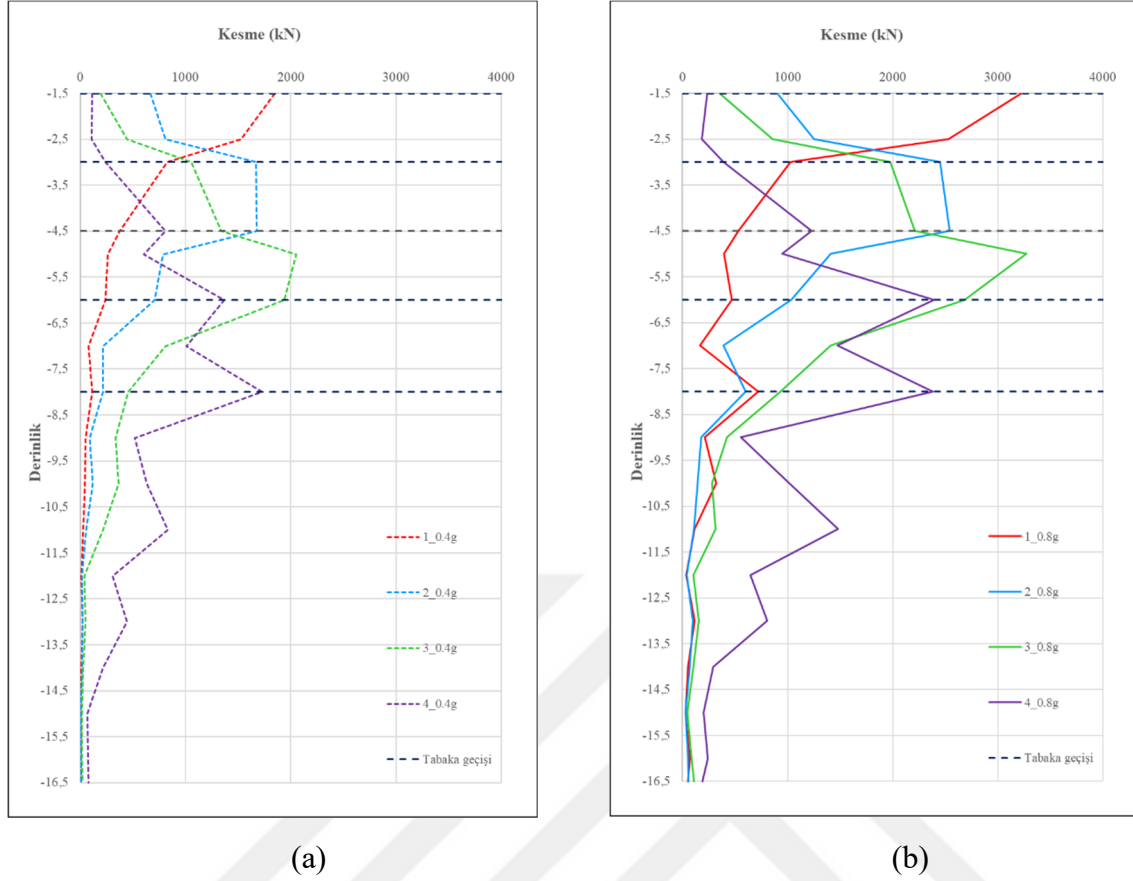
(a)



(b)

Şekil 6.51. Sıvılaşmayan tabaka kalınlığının (kabuk) artması ile kesme değerlerinin değişimi
(a) PGA=0,4 g ile yapılan analizler (b) PGA=0,8 g ile yapılan analizler

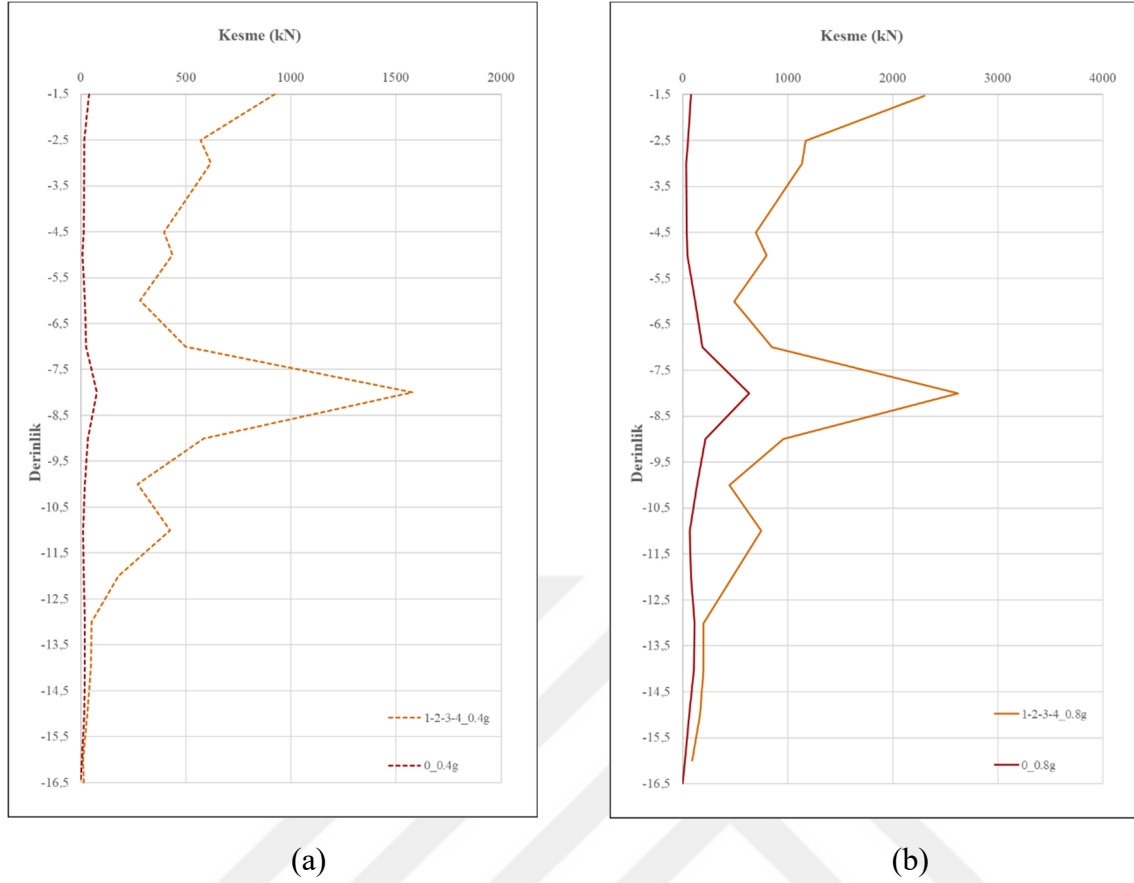
Kazık başından itibaren sıvılaşmayan zemin kalınlığının (kabuk) artması (2-3-4, 3-4 ve 4 No.lu) ile değişen kesme kuvvetlerinin değişimi Şekil 6.51’de gösterilmiştir. İvmenin 0,8 g’den 0,4’ye düşmesi ile arayüzdeki kesme kuvvetleri %43 ila %51 arasında azalmıştır



Şekil 6.52. (a) PGA=0,4 g ile yapılan 1, 2, 3 ve 4 No.lu analizlerde kesme kuvvetlerinin değişimi (a) PGA=0,8 g ile yapılan 1, 2, 3 ve 4 No.lu analizlerde kesme kuvvetlerinin değişimi

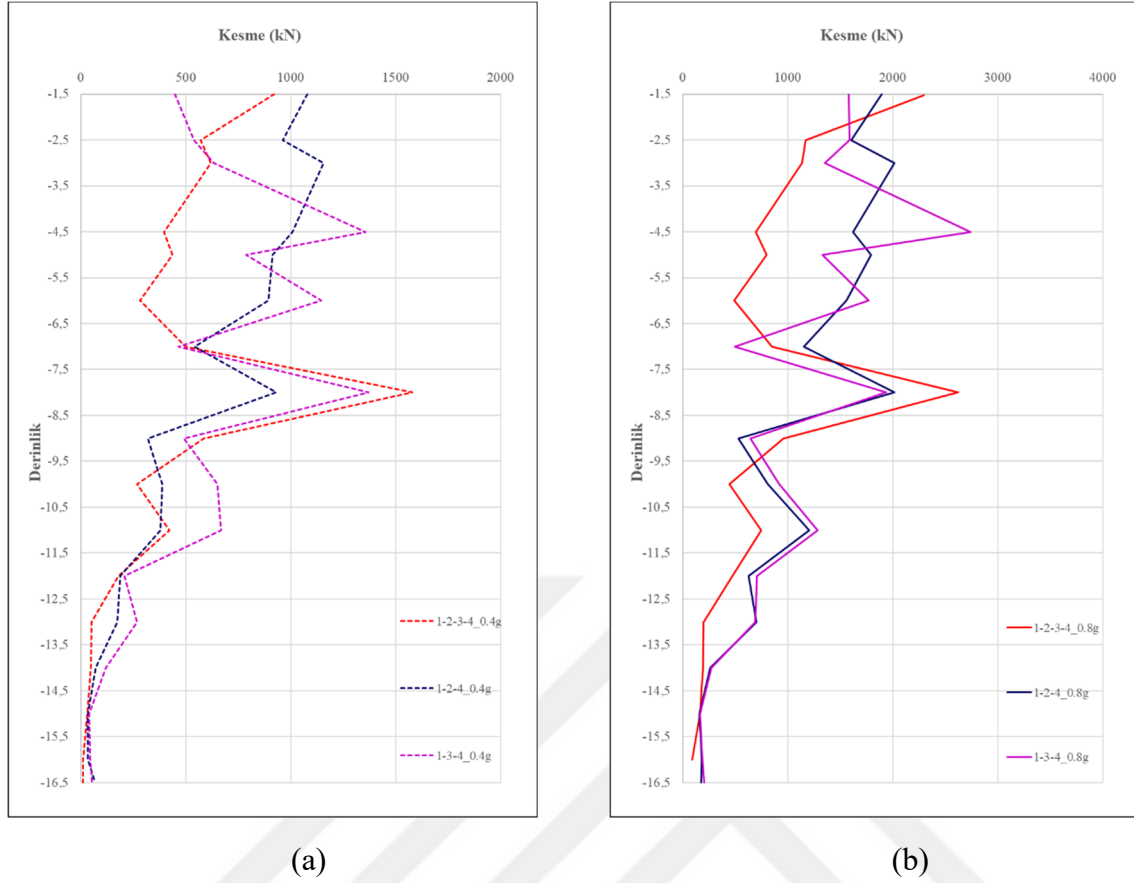
1, 2, 3 ve 4 No.lu analizlerde, yani yalnızca tek tabakanın sıvılaşması durumunda PGA=0,8 g ile yapılan analizlerde 1 No.lu analizde maksimum kesme kuvveti kazık başında, 2 No.lu analizde 4,5 m’de, 3 ve 4 No.lu analizlerde 6,0 m’de, PGA=0,4 g ile yapılan analizlerde ise 1 No.lu analizde maksimum kesme kuvveti kazık başında, 2 No.lu analizde 4,5 m’de, 3 No.lu analizde 6,0 m’de 4 No.lu analizlerde 8,0 m’de meydana gelmiştir.

İlgili analizler için kesme kuvvetlerinin değişimi Şekil 6.52’de gösterilmektedir. PGA değerinin düşmesi ile kesme kuvvetlerinde %28 ila %43 arasında azalma olmaktadır.



Şekil 6.53. Tüm tabakanın sıvılaşması ve sıvılaşmaması durumlarında elde edilen kesme kuvvetleri (a) $PGA=0.4\text{ g}$ ile yapılan analizler (b) $PGA=0.8\text{ g}$ ile yapılan analizler

Tüm tabakanın sıvılaşma ve sıvılaşmama durumunda elde edilen kesme değerleri Şekil 6.53'te gösterilmiştir. Kum/kil geçişindeki kesme kuvvetleri sıvılaşma olmadığında, sıvılaşmanın daha yüksek olduğu yer ivmesinde ($PGA=0.8\text{ g}$) %61 azalmıştır. $PGA=0.4\text{ g}$ ile yapılan analizlerde ise %90 azalma görülmüştür.



Şekil 6.54. 1-2-4, 1-3-4 ve 1-2-3-4 No.lu analizlerden elde edilen kesme kuvvetleri (a) PGA=0,4g ile yapılan analizler (b) PGA=0,8g ile yapılan analizler

Sıvılaşan birim içerisinde sıvılaşmayan tabaka ile karşılaşılması durumunda elde edilen kesme kuvvetleri Şekil 6.54’te sunulmuştur. 1-2-3-4 No.lu analizde maksimum kesme kuvveti kazık başında kum/kil geçişinde meydana gelmiştir. Sıvılaşan tabaka içerisinde azalma eğilimindedir. 1-2-4 ve 1-3-4 No.lu analizlerde ise kesme kuvvetleri tabaka boyunca değişim göstermekte olup kum/kil geçişinde artma eğilimindedir.

7. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu tez çalışmasında sıvılaşabilir zeminlerde deprem etkisi altındaki kazıkların davranışı araştırılmıştır. Zemin sınıflandırması ve sıvılaşma potansiyelini belirlemek için SPT yaygın olarak kullanılmaktadır. SPT'nin bir çok avantajı olmasına rağmen bazı dezavantajları da bulunmaktadır. 1,5 m aralıklarla yapılması, özellikle ince zemin tabakalarının veya ani değişimlerin gözden kaçmasına neden olabilmektedir. Bu amaçla bu değişimleri yansıtacak parametrik bir çalışma gerçekleştirilmiştir.

Sıvılaşan zemin içerisindeki kazıkların davranışının incelenmesinde Plaxis 3D sonlu elemanlar yöntemi kullanılmıştır. Plaxis 3D programı ile yapılan analizlerde yapının da modellenmesi ile ataletsel ve kinematik etkiler birlikte değerlendirilmiştir. Ayrıca zeminin sıvılaşması hem analitik hem de sayısal yöntemler ile gösterilmiştir.

Sıvılaşan zemin kalınlıklarının ve derinliklerinin değişimi ile 16 adet model kombinasyonu oluşturulmuştur. Ölçeklenen yaklaşık 0,8g yer ivmesine sahip RSN_1119, RSN_1602 ve RSN_1158 deprem kayıtları ve ilgili deprem kayıtlarının yer ivmesinin 0,5 ile çarpılarak oluşturulmuş 0,4 g yer ivmesine sahip deprem kayıtlarıyla her bir model için toplam 6 adet analiz gerçekleştirilmiştir. Elde edilen analiz sonuçlarının ortalama değerleri 0,8 g ve 0,4 g yer ivmelerine göre sunulmuştur.

Analizler sonucunda elde edilen ivme değerleri incelendiğinde 8,0 m derinliğinde ivme değerleri genellikle en yüksek seviyededir. Bu durumun siltli kum/kum birimi ile kil birimi arasındaki rijitlik ve sönüm farkından meydana geldiği düşünülmektedir. Ayrıca tüm tabakanın sıvılaştığı durum ile tüm tabakanın sıvılaşmadığı durum kıyaslandığında ivme değerlerinde azalma gözlemlenmiştir. Sıvılaşmanın daha etkin olduğu PGA değerinde sönüm oranının arttığı bulunmuştur.

Kazıklardaki moment değerleri incelendiğinde ilk tabakanın sıvılaşma durumunu içeren tüm kombinasyonlardaki moment irdelenmesinde kazık başında artan bir etki gözlenmiştir. Siltli kum/kum birimi ile kil birim arayüzündeki moment değerlerinde ise tüm tabakanın sıvılaşması durumunda maksimum moment elde edilmiştir. İlk tabakanın sıvılaşmaması durumunda ise $PGA=0,8$ g için moment değeri %20, $PGA=0,4$ g için ise %39 azalmıştır.

Kabuk tabakasının artması maksimum moment değerinde etkili bir değişim meydana getirmese de maksimum momentin meydana geldiği derinlik değişmektedir. PGA değerinin azalması, moment değerinde %38-%42 değerleri arasında azalmaya neden olmuştur. Tüm tabakanın sıvılaşmama durumunda ise maksimum moment kum/kil birimleri arasındaki rijitlik farkında 8,0 m’de meydana gelmiştir. Sıvılaşma olmadığında kum/kil geçişindeki moment değerleri PGA=0,8 g ve 0,4 g için sırasıyla %76 ve %94 oranında azalmıştır. Tüm tabakanın sıvılaşması durumunda ise kinematik etkilerin daha baskın olduğu gözlemlenmiştir. Ayrıca bu tez kapsamında sıvılaşma değerlendirilmesi yapılan zemin profilinde sıvılaşmayan ince bir tabaka ile karşılaşmıştır. Yapılan 1-2-4, 1-3-4 ve 1-2-3-4 no.lu analizler sonucunda maksimum momentin derinliğinin değişebileceği gözlenmiştir. 1-2-3-4 No.lu analizde maksimum moment değerleri kazık başında ve kum/kil arayüzünde oluşurken, sıvılaşmayan tabakanın birim içerisinde gözlenmesi moment değerlerinde artışa sebep olmuştur.

Kazıklardaki kesme kuvvetleri incelendiğinde ise 0,8 g yer ivmesi ile yapılan analizlerde maksimum kesme kuvvetleri 1596 kN ile 3231 değerleri arasında 0,4 g yer ivmesi ile yapılan analizlerde maksimum kesme kuvvetleri 1602 kN ile 1936 değerleri arasında değişmektedir. PGA değerinin düşmesi ile kesme kuvvetlerinde %25 ile %50 arasında azalma gözlemlenmiştir. Kesme kuvvetlerinin dağılımında moment değerlerinden farklı olarak birden fazla arayüzde ve tabaka boyunca benzer değerler bulunmuştur. Örneğin; 1-2-3 No.lu analizde PGA=0,8 g için 1,5 m, 3,0 m, 4,5 m, 6,0 m ve 8,0 m ‘lerde gelen kesme kuvvetleri sırasıyla 2151 kN, 2119 kN, 1874 kN, 2421 kN ve 668 kN olarak elde edilmiştir. 1-2-4 No.lu analizde ise ilgili derinliklerde sırasıyla 1895 kN, 2013 kN, 1619 kN, 1157 kN ve 2018 kN olarak bulunmuştur. Tüm tabakanın sıvılaşma ve sıvılaşmama durumunda ise kum/kil geçişindeki kesme kuvvetleri sıvılaşma olmadığında PGA=0,8 g ile yapılan analizlerde %61, PGA=0,4 g için ise %90 azalmıştır. Ayrıca birim içerisinde sıvılaşmayan tabakanın bulunması (1-2-4 ve 1-3-4 No.lu analizlerde) tabaka boyunca dalgalanma gösterip kum/kil geçişinde artma eğilimindedir.

Kazıklı temellerin dinamik davranışlarının daha iyi anlaşılması için yapılan bu parametrik çalışmada maksimum momentin arayüzlerde meydana geldiği gözlenmiştir. Özellikle katmanların tam olarak belirlenemediği durumlarda zemin katmanları arasındaki moment artışının kazıklı temel tasarımında dikkate alınması gerekmektedir. Tamamı sıvılaşmayan

zemin modeli de dikkate alındığında sıvılaşmış durumda kinematik kuvvetlerin daha baskın olduğu gözlenmiştir.

Bu parametrik çalışma sonunda şu önerilerde bulunulmuştur;

- Kazıkların değişen çap/boy oranlarının ve sıvılaşabilen kum zeminlerin farklı sıklık değerlerinin kazıklarda oluşabilecek tesir kuvvetlerine etkisi parametrik bir çalışma ile incelenebilir.
- Farklı malzemelerden imal edilmiş kazıkların sıvılaşan zemin içerisindeki performansları değerlendirilebilir.
- Kazık grubunun farklı yerleşim düzenleri incelenerek köşe ve orta kazıkların moment ve kesme kuvveti değerleri elde edilebilir.
- Zemin iyileştirme yöntemlerinden örneğin derin karıştırma ya da jet grout kolonlarıyla yapılan kafes sistemle birlikte imal edilen kazıkların sıvılaşan zemin içerisindeki davranışları araştırılabilir.



KAYNAKLAR

- American Society of Civil Engineers. (2000). Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary. *ASCE*. USA, 41-54.
- Atik, A. L. and Abrahamson, N. (2010). An Improved Method for Nonstationary Spectral Matching. *Earthquake Spectra*, 26(3), 601-617.
- Beaty, M. and Byrne, P. M. (1998). *An Effective Stress Model for Predicting Liquefaction Behaviour of Sand*. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, Seattle, 766-777.
- Beaty, M. H. and Byrne, P. M. (2011). UBCSAND Constitutive Model Version 904aR: Documentation Report. *UBCSAND model on Itasca UDM Web Site*. URL: <http://www.itasca-udm.com/pages/UBCSand.html>.
- Beaty, M. H. and Perlea, V. G. (2011). *Several Observations on Advanced Analyses with Liquefiable Materials*. Proceedings of the 31st Annual USSD Conference and 21st Conference on Century Dam Design Advances and Adaptations, San Diego, California, 1369-1397.
- Bhattacharya, S. and Bolton, M. (2004). *Buckling of Piles During Earthquake Liquefaction*. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Canada, 95.
- Bhattacharya, S. and Madabhushi, S. P. G. (2008). A Critical Review of Methods for Pile Design in Seismically Liquefiable Soils. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6(3), 407-446.
- Bhattacharya, S., Madabhushi, S. P. G. and Bolton, M. (2003). *Pile Instability During Earthquake Liquefaction*. PhD Thesis. University of Cambridge, Cambridge, United Kingdom.
- Bird, J. F., Boulanger, R. W. and Idriss, I. M. (2005). *Engineering Geology Liquefaction*. United Kingdom: Elsevier, 525-534.
- Bolton Seed, H., Tokimatsu, K., Harder, L. F. and Chung, R. M. (1985). Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(12), 1425-1445.
- Brown, D. A., Morrison, C. and Reese, L. C. (1988). Lateral Load Behavior of Pile Group in Sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 114(11), 1261-1276.
- Castelli, F., Grasso, S., Lentini, V. and Sammito, M. S. V. (2021). Effects of Soil-Foundation-Interaction on the Seismic Response of a Cooling Tower by 3D-FEM Analysis. *Geosciences*, 11(5), 200.
- Castelli, F., Grasso, S., Lentini, V. and Sammito, M. S. V. (2024). Assessment of Liquefaction Effects on Dynamic Soil-Structure Interaction for the 1908 Messina and Reggio Calabria Scenario Earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*,

178, 108445.

- Castelli, F. and Maugeri, M. (2009). Simplified Approach for the Seismic Response of a Pile Foundation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(10), 1440-1451.
- Cubrinovski, M., Bray, J. D., Taylor, M., Giorgini, S., Bradley, B., Wotherspoon, L. and Zupan, J. (2011). Soil Liquefaction Effects in the Central Business District during the February 2011 Christchurch Earthquake. *Seismological Research Letters*, 82(6), 893-904.
- Çakır, Ş. (2000). *Demirciler-Sadıklar-Gündoğdu-Tütünçiftlik (Kocaeli) Bölgesinin Jeolojisi*. Yayınlanmamış Doktora Tezi, Kocaeli Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Kocaeli.
- Çetin, K. Ö. and Bilge, H. T. (2014). *Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology*. (1. Baskı). Cham, Heidelberg, New York, Dordrecht, London: Springer, 585-626.
- Day, R. W. (2002). *Geotechnical Earthquake Engineering Handbook*. New York: McGraw-Hill, 6.6-6.9.
- Demir, S. (2019). *Yüksek Modüllü Kolonlarla İyileştirilmiş Sıvılaştırılabilir Zeminlerin Davranışının İncelenmesi*. Doktora Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Gamboa Alvarado, J. P. (2018). *Numerical analysis of the Lower San Fernando Dam in Los Angeles, California*. Master's Thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.
- Haldar, S. and Babu, G. L. S. (2010). Failure Mechanisms of Pile Foundations in Liquefiable Soil: Parametric Study. *International Journal of Geomechanics*, 10(2), 74-84.
- Hudson, M., Idriss, I. and Beikae, M. (1992). *QUAD4M - A Computer Program to Evaluate the Seismic Response of Soil Structures Using Finite Element Procedures Incorporating a Compliant Base*. California: Center for Geotechnical Modelling Department of Civil and Environmental Engineering University of California, 1-28.
- Ishihara, K. (1985). *Stability of Natural Deposits During Earthquakes*. Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 321-376.
- Ishihara, K. (1999). *Geotechnical Aspects of the 1995 Kobe Earthquake*. 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Proceedings, Hamburg, 2047-2073.
- Ishihara, K. and Cubrinovski, M. (1998). *Performance of Large-Diameter Piles Subjected to Lateral Spreading of Liquefied Deposits*. 13th Southeast Asian Geotechnical Conference, Taipei, 1-14.

- Iwasaki, T. (1986). Soil Liquefaction Studies in Japan: State of the Art. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 5(1), 2-68.
- İstanbul Teknik Üniversitesi, (2023). 0,417 Mw 7.8 Kahramanmaraş (Pazarcık, Türkoğlu), Hatay (Kırıkhan), 13,24 Mw 7.7 Kahramanmaraş (Elbistan / Nurhak-Çardak) Depremleri Ön İnceleme Raporu. *İTÜ*. İstanbul, 3-4.
- İnternet: PEER Ground Motion Database URL: <https://ngawest2.berkeley.edu/>
- Karafagka, S., Fotopoulou, S., Karatzetzou, A. and Pitilakis, D. (2019). *The Effect of Soil-Structure Interaction and Liquefaction on The Seismic Performance of Typical Port Buildings*. 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Roma, 3210-3217.
- Kocaeli Valiliği, (2021). İl Risk Azaltma Planı (Kocaeli). *Kocaeli AFAD*. Kocaeli, 58-69.
- Kok, S., Ti, Huat, B., Noorzaei, J. and Jaafar, S. (2009). A Review of Basic Soil Constitutive Models for Geotechnical Application. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 14, 1-18.
- Kottke, A. R. and Rathje, E. M. (2009). Technical Manual for Strata. *PEER*. California, 3-29.
- Kramer, S. L. and Elgamal, A. W. M. (2001). Modeling Soil Liquefaction Hazards for Performance-Based Earthquake Engineering. *PEER*. California, 3-65.
- Kuhlemeyer, R. L. and Lysmer, J. (1973). Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(5), 421-427.
- Kwon, S. Y. and Yoo, M. (2020). Study on the Dynamic Soil-Pile-Structure Interactive Behavior in Liquefiable Sand by 3D Numerical Simulation. *Applied Sciences*, 10(8), 2723.
- Laera, A. and Brinkgreve, R. B. J. (2015). Site Response Analysis and Liquefaction Evaluation. *Delft University of Technology and PLAXIS*. Delft, 23-40.
- Liao, S. S. C. and Whitman, R. V. (1986). Overburden Correction Factors for SPT in Sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(3), 373-377.
- Lödör, K. and Balázs, M. (2018). *Finite Element Modelling of Rigid Inclusion Ground Improvement*. (1. Baskı). Porto: CRC Press, 1399-1406.
- Maheshwari, B. K., and Sarkar, R. (2011). Seismic Behavior of Soil-Pile-Structure Interaction in Liquefiable Soils: Parametric Study. *International Journal of Geomechanics*, 11(4), 335-347.
- Makra, A. (2013). *Evaluation of the UBC3D-PLM Constitutive Model for Prediction of Earthquake Induced Liquefaction on Embankment Dams*. Master's Thesis, Delft University of Technology, Delft.

- Matlock, H. (1970). *Correlation For Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay*. Proceedings of the II Annual Offshore Technology Conference, Kuala Lumpur, 577-594.
- Ozener, P., Monkul, M. M., Eseller Bayat, E., Ari, A. and Cetin, K. O. (2024). Liquefaction and performance of foundation systems in Iskenderun during 2023 Kahramanmaraş-Türkiye earthquake sequence. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 178, 108433.
- Özaydin, K. (2007). *Zeminlerde Sıvılaşma*. Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, Kocaeli, 231-255.
- Petalas, A., and Galavi, V. (2013). Plaxis liquefaction model UBC3D-PLM. *PLAXIS*. Netherlands, 3-15.
- PLAXIS. (2020). 3D-Reference Manual CONNECT Edition V20.03. *PLAXIS*. Netherlands, 311-314.
- PLAXIS. (2022a). Material Model Manual CONNECT Edition V22.01. *PLAXIS*. Netherlands, 32-43.
- PLAXIS. (2022b). Scientific Manual CONNECT Edition V22.01. *PLAXIS*. Netherlands, 22-31.
- Poulos, S. J., Castro, G. and France, J. W. (1985). Liquefaction Evaluation Procedure. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(6), 772-792.
- Puebla, H., Byrne, P. M. and Phillips, R. (1997). Analysis of Canlex Liquefaction Embankments: Prototype and Centrifuge Models. *Canadian Science Publishing*, 34 (5), 641-657.
- Reese, L. C., Cox, W. R. and Koop, F. D. (1974). *Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand*. Proceedings of the II Annual Offshore Technology Conference, Kuala Lumpur, 473-485.
- Reese, L. C. and Van Impe, W. F. (2011). *Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading* (2. Edition). Balkema: CRC Press, 3-5.
- Rollins, K. M., Gerber, T. M., Lane, J. D. and Ashford, S. A. (2005). Lateral Resistance of a Full-Scale Pile Group in Liquefied Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(1), 115-125.
- Sadek, M. and Shahrour, I. (2004). A Three Dimensional Embedded Beam Element for Reinforced Geomaterials. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 28(9), 931-946.
- Saeedi, M., Dehestani, M., Shooshpasha, I., Ghasemi, G. and Saeedi, B. (2018). Numerical Analysis of Pile-Soil System Under Seismic Liquefaction. *Engineering Failure Analysis*, 94, 96-108.

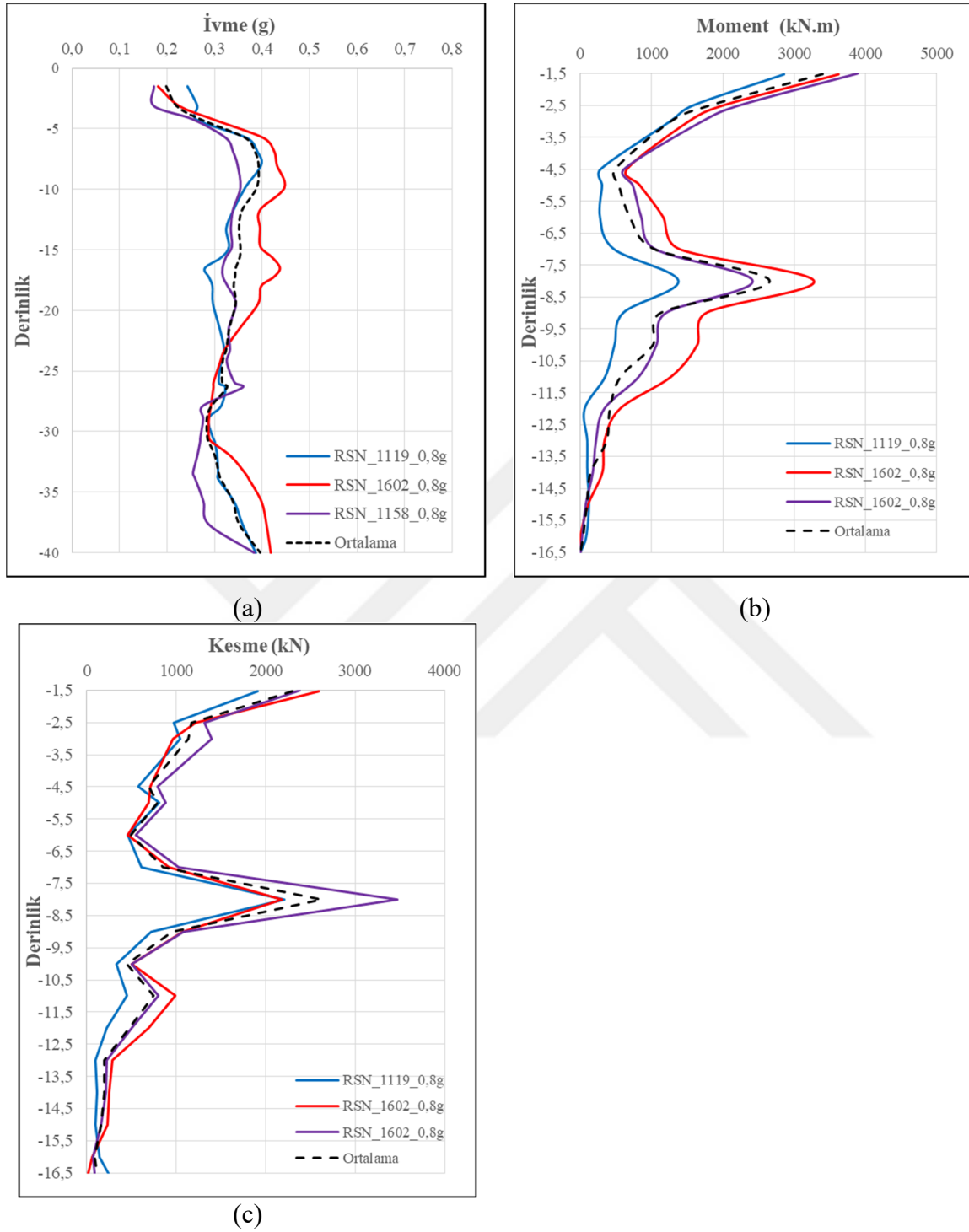
- Seed, H. B. (1982). Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes. *Earthquake Engineering Research Insititue*, 3(2), 113-128.
- Seed, R., Cetin, K., Moss, R., Kammerer, A., Wu, J., Pestana, J., Riemer, M., Sancio, R., Bray, J. and Kayen, R. (2003). *Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified and Consistent Framework*. Proceedings of the 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Long Beach, 1-48.
- Skempton, A. W. (1986). Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation. *Géotechnique*, 36(3), 425-447.
- Smulders, C. M., Hosseini, S. and Brinkgreve, R. B. J. (2019). *Improved Embedded Beam with Interaction Surface*. Proceedings of the XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Lisbon, 1048-1055.
- Soga, K. (1998). Soil Liquefaction Effects Observed in the Kobe Earthquake of 1995. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, 131(1), 34-51.
- Türkiye Binalar için Deprem Yönetmeliği. (2018). Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı için Esaslar. *TBDY*. Ankara, 337-373.
- Ti, K. S., Huat, B. B., Noorzai, J., Jaafar, M. S. and Sew, G. S. (2009). A Review of Basic Soil Constitutive Models for Geotechnical Application. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 14, 1-18.
- Tokimatsu, K. and Asaka, Y. (1998). Effects of Liquefaction-Induced Ground Displacements on Pile Performance in the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake. *Soils and Foundations*, 38(Special), 163-177.
- Tokimatsu, K., Suzuki, H. and Sato, M. (2005). Effects of Inertial and Kinematic Interaction on Seismic Behavior of Pile with Embedded Foundation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25(7-10), 753-762.
- Van der Kwaak, B. (2015). *Modelling of Dynamic Pile Behaviour During an Earthquake Using PLAXIS 2D: Embedded Beam (Row)*. Master's Thesis. Delft University of Technology, Netherlands.
- Welch, R. C. and Reese, L. C. (1972). Laterally Loaded Behaviour of Drilled Shafts. *CTR*. Texas, 10-89.
- Youd, T. L. and Idriss, I. M. (1997). Proceeding of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *NCEER*. Buffalo, 276.
- Youd, T. L. and Idriss, I. M. (2001). Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(4), 297-313.





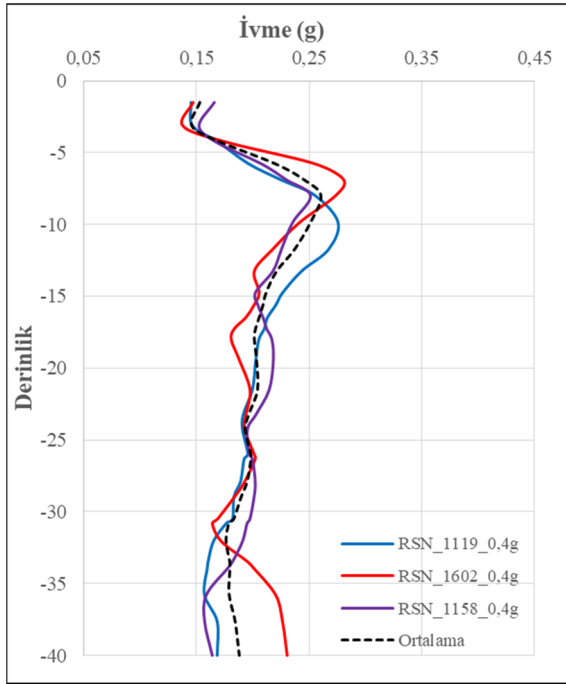
EKLER

EK-1. Analizler Sonuçları

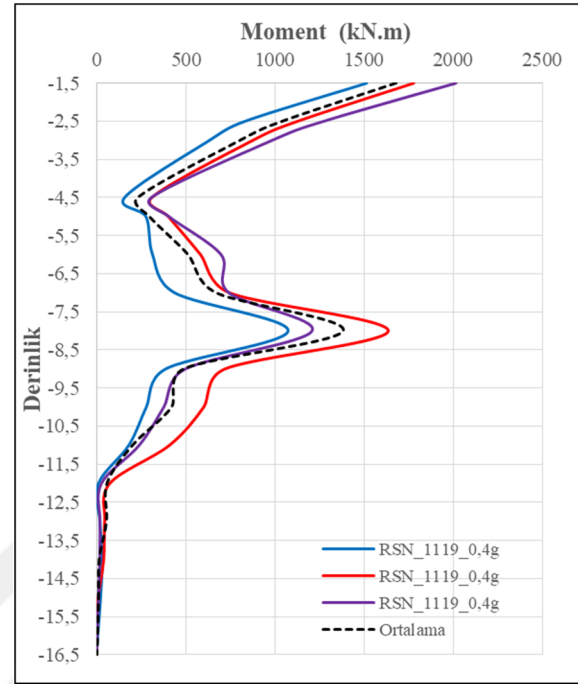


Şekil 1.1. PGA=0,8g için (a) 1-2-3-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin değişimi (b) 1-2-3-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (c) 1-2-3-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

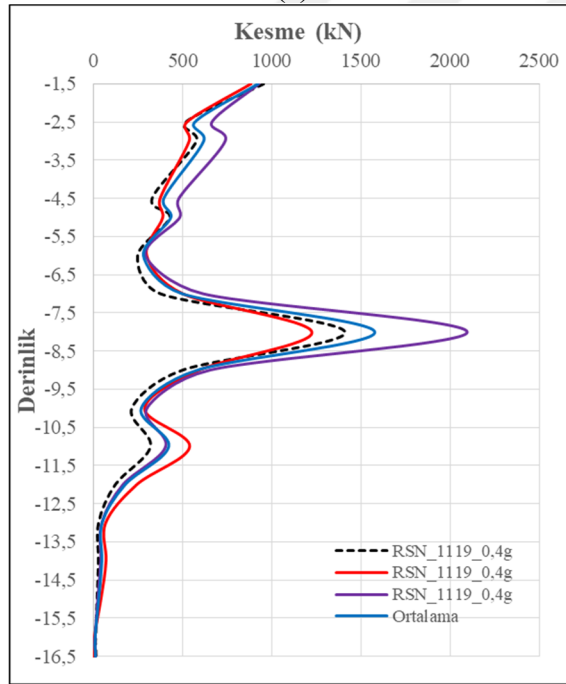
EK-1. (devam) Analizler Sonuçları



(a)



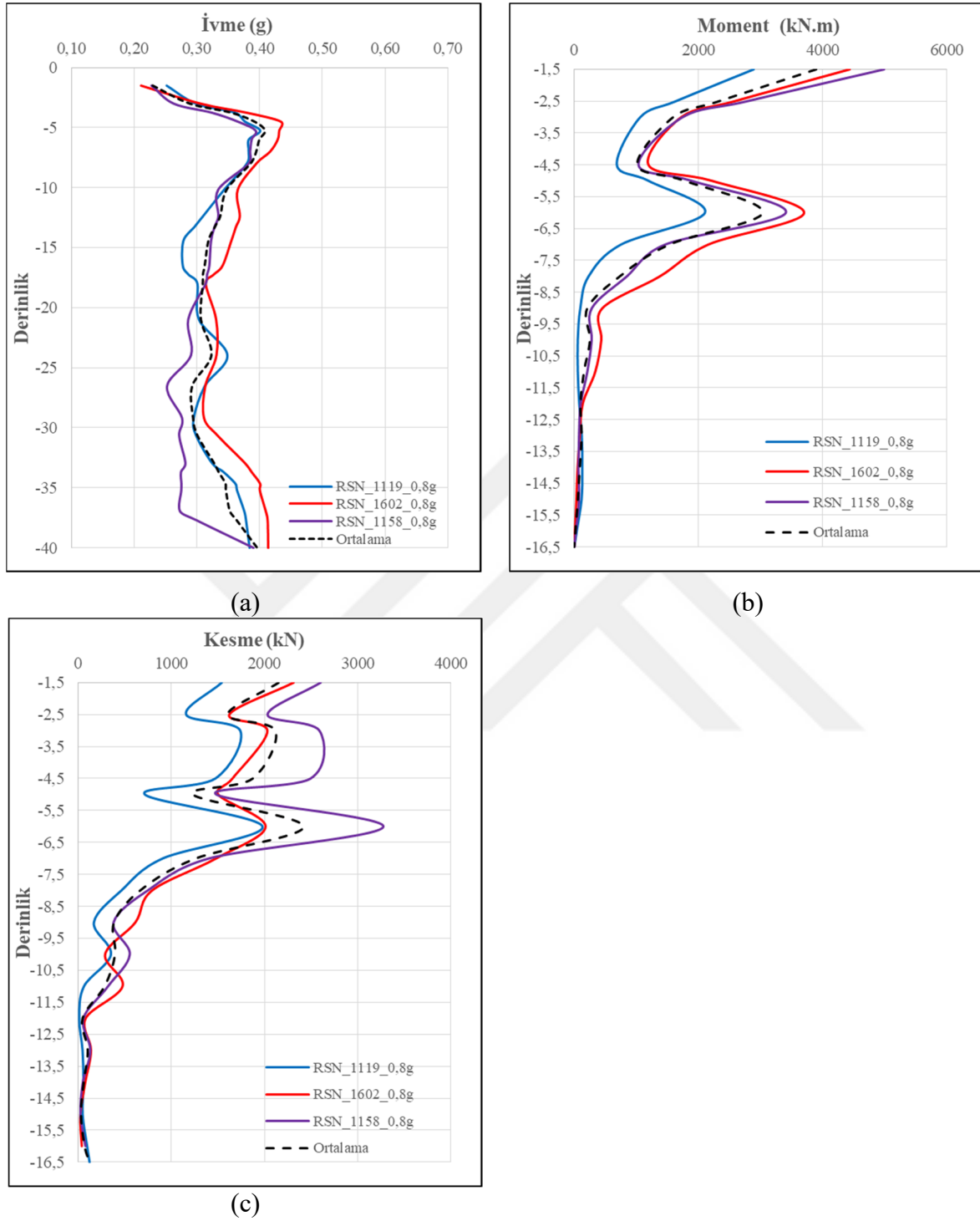
(b)



(c)

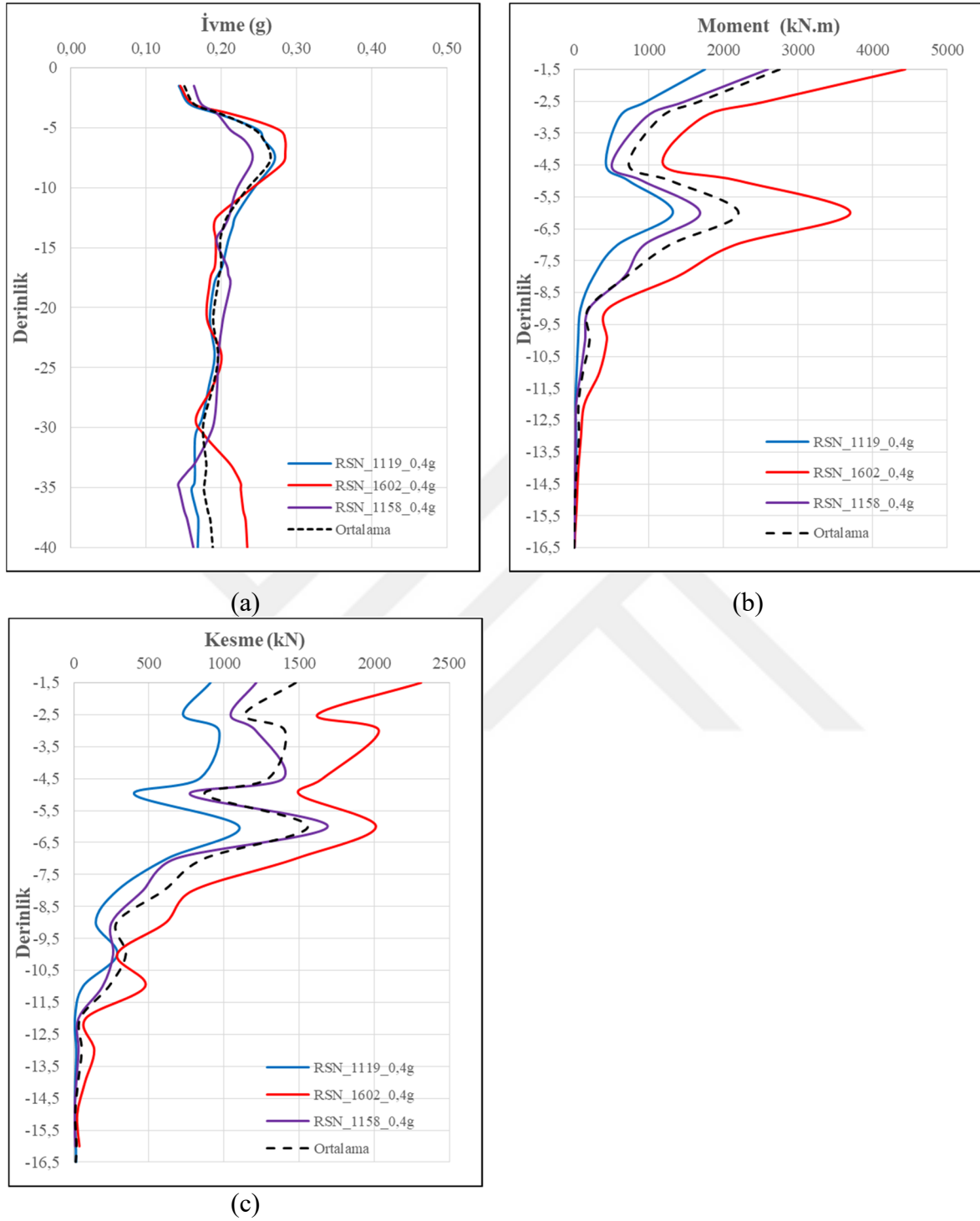
Şekil 1.2. PGA=0,4g için (a) 1-2-3-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin değişimi (b) 1-2-3-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (c) 1-2-3-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

EK-1. (devam) Analizler Sonuçları



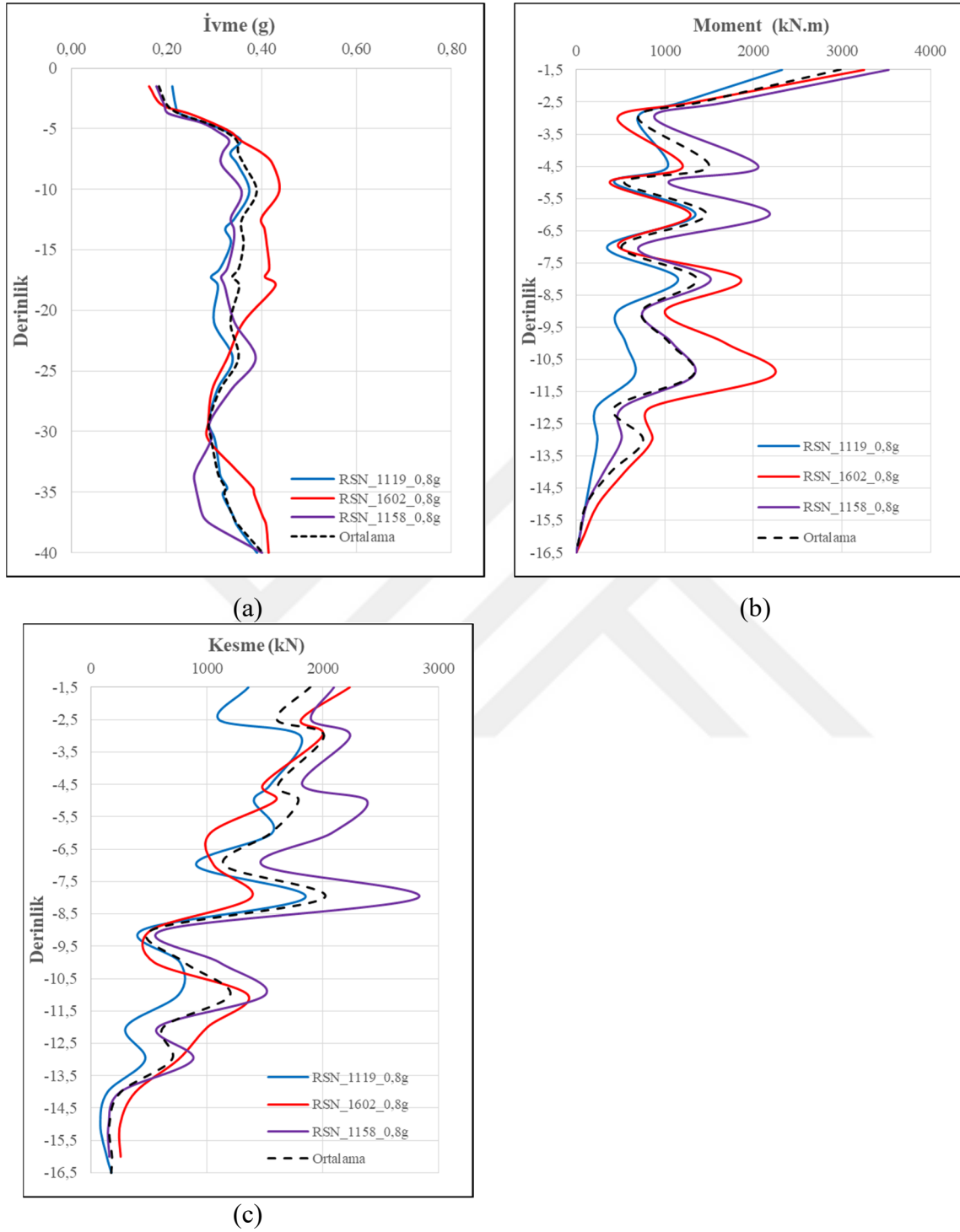
Şekil 1.3. PGA=0,8g için (a) 1-2-3 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin değişimi (b) 1-2-3 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (c) 1-2-3 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

EK-1. (devam) Analizler Sonuçları



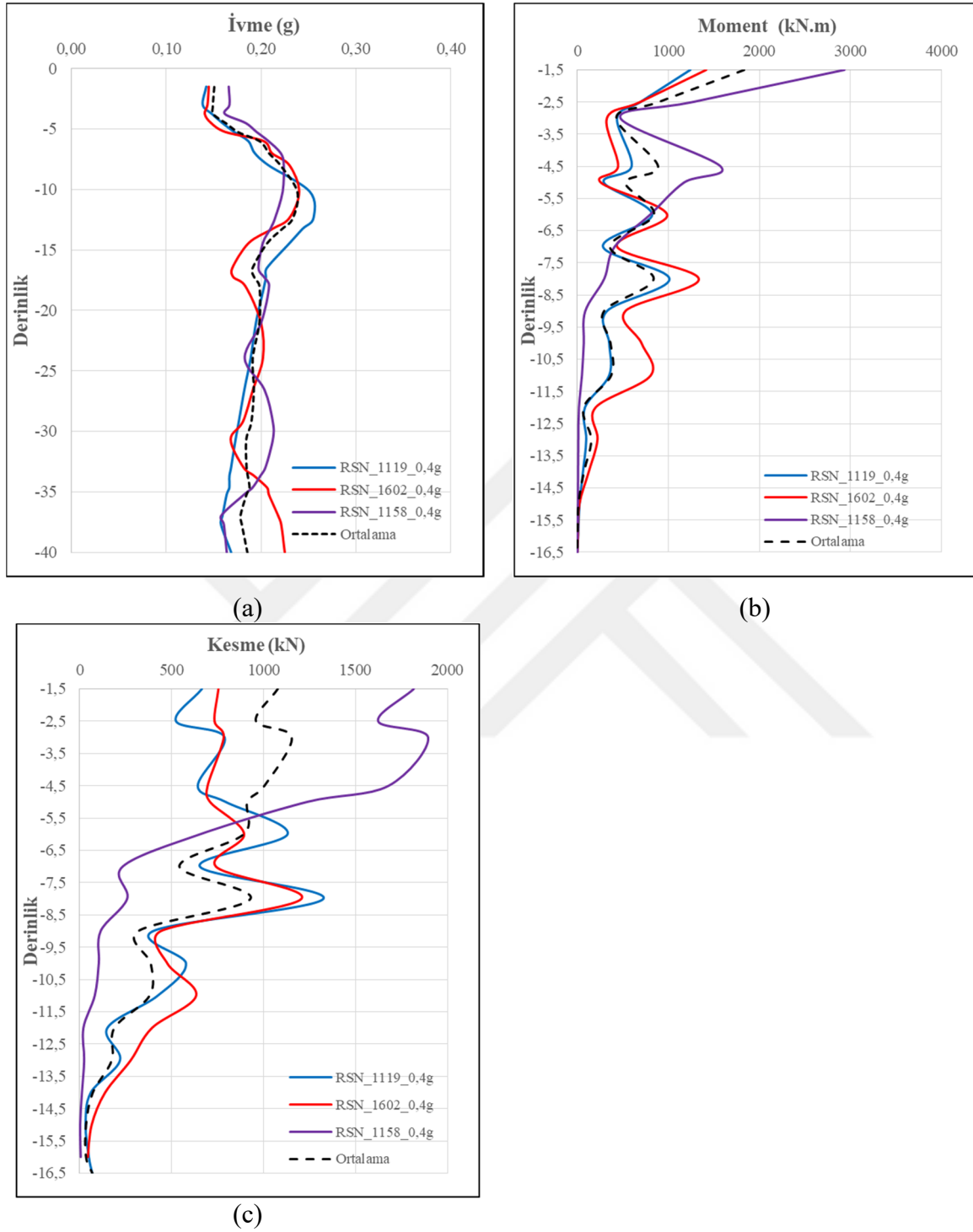
Şekil 1.4. PGA=0,4g için (a) 1-2-3 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin değişimi (b) 1-2-3 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (c) 1-2-3 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

EK-1. (devam) Analizler Sonuçları



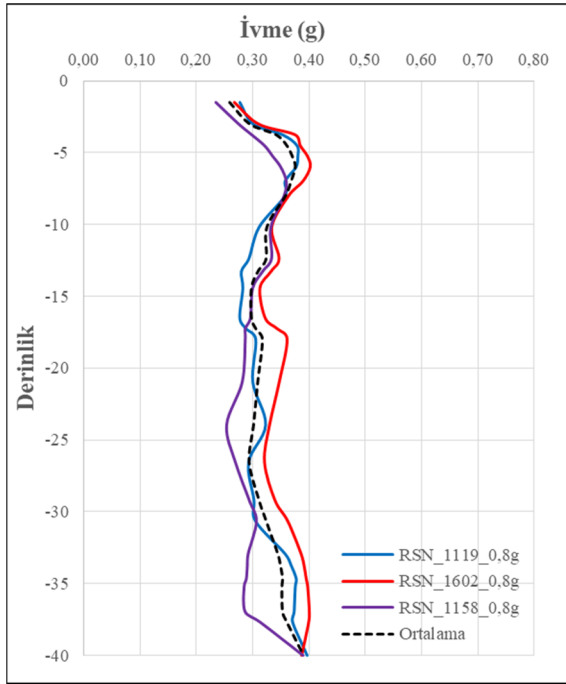
Şekil 1.5. PGA=0,8g için (a) 1-2-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin değişimi (b) 1-2-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (c) 1-2-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

EK-1. (devam) Analizler Sonuçları

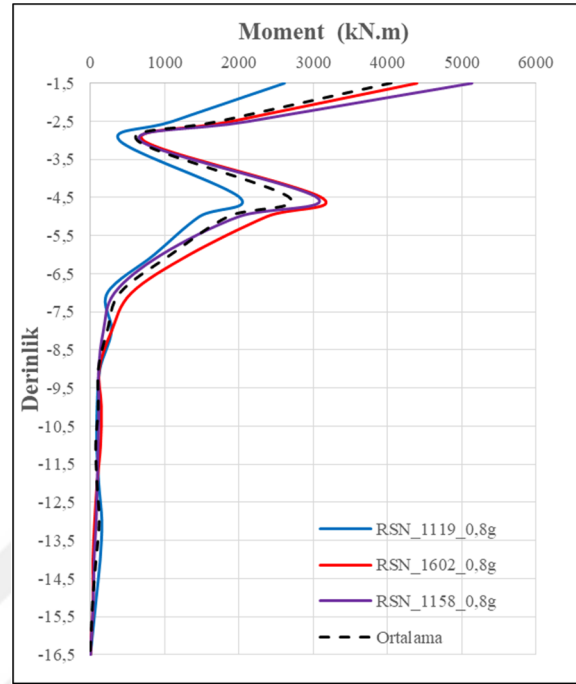


Şekil 1.6. PGA=0,4g için (a) 1-2-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin değişimi (b) 1-2-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (c) 1-2-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

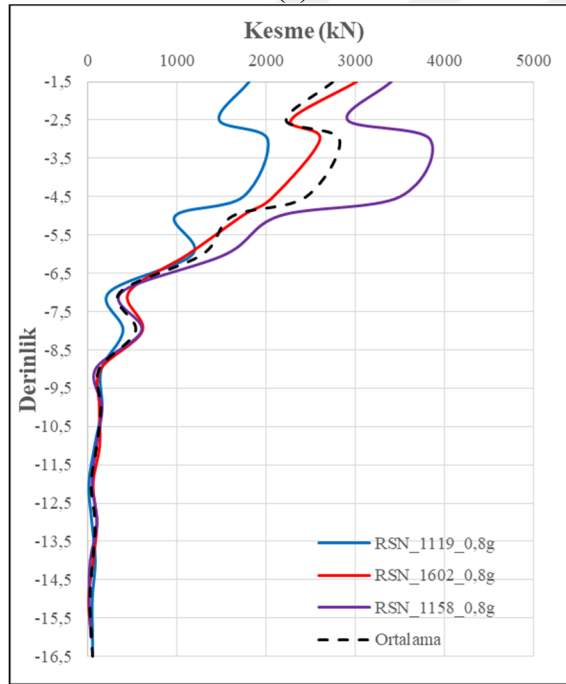
EK-1. (devam) Analizler Sonuçları



(a)



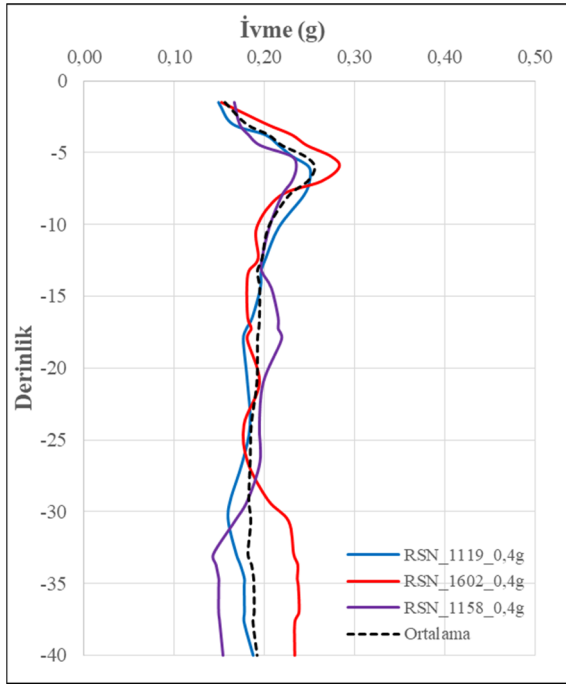
(b)



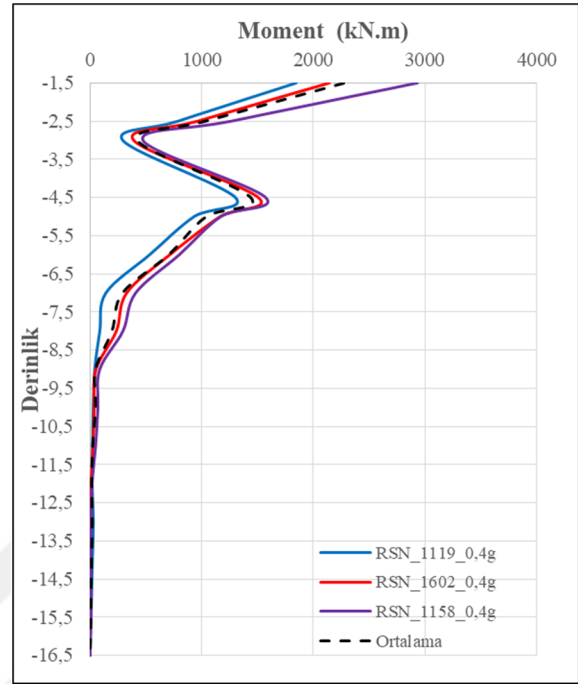
(c)

Şekil 1.7. PGA=0,8g için (a) 1-2 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin değişimi (b) 1-2 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (c) 1-2 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

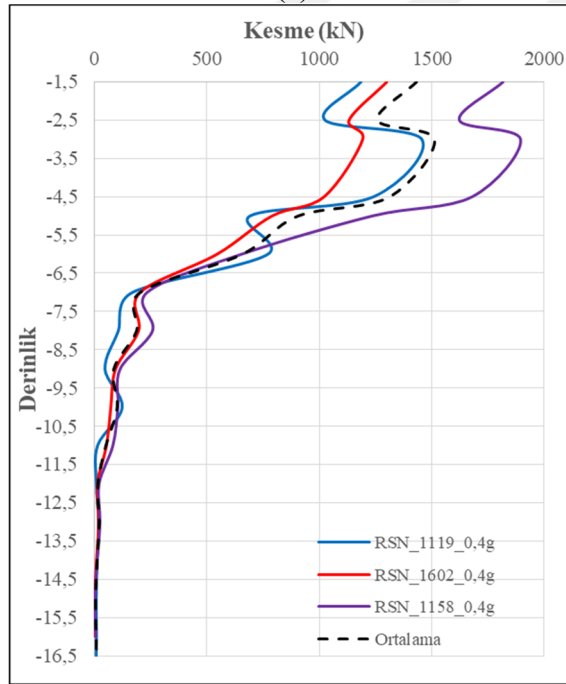
EK-1. (devam) Analizler Sonuçları



(a)



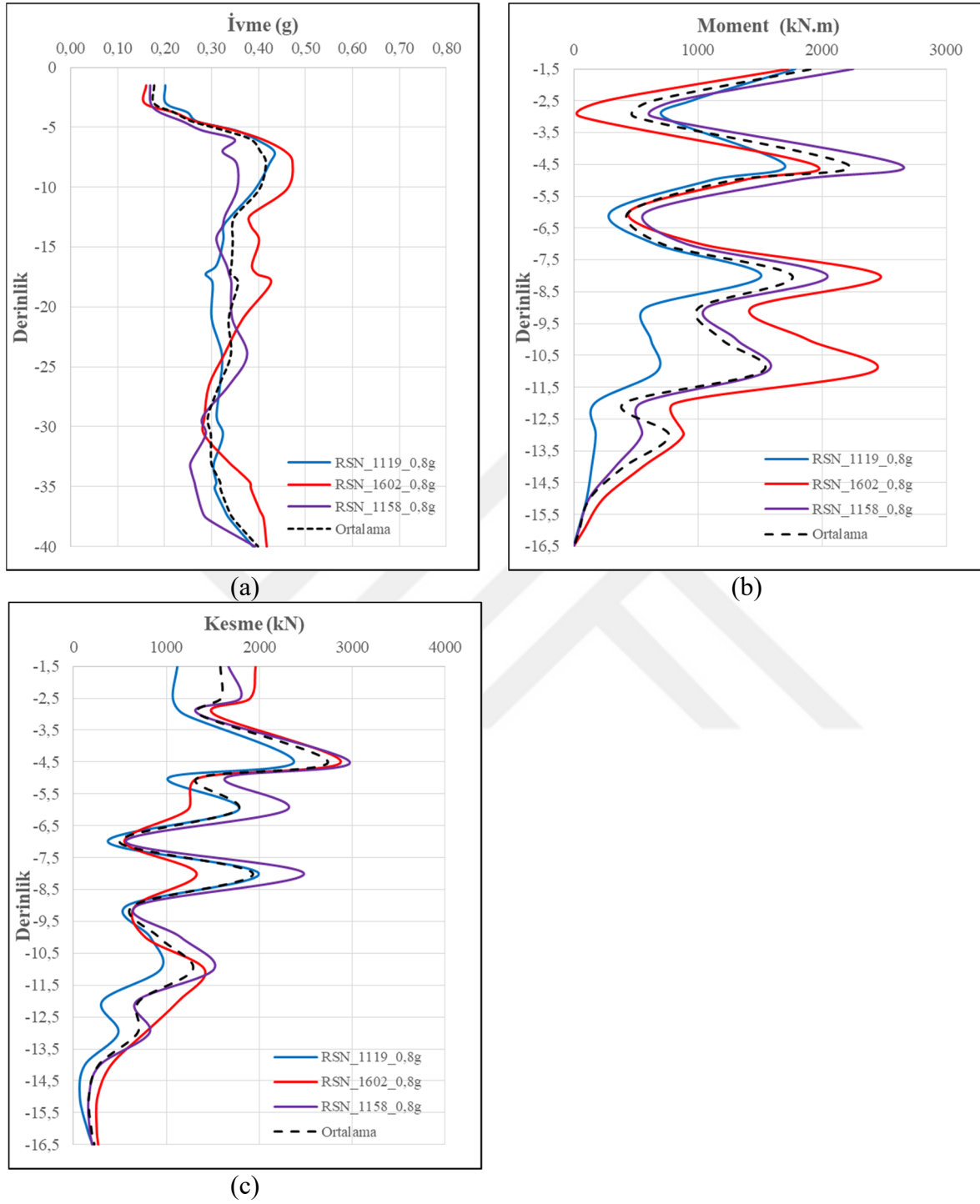
(b)



(c)

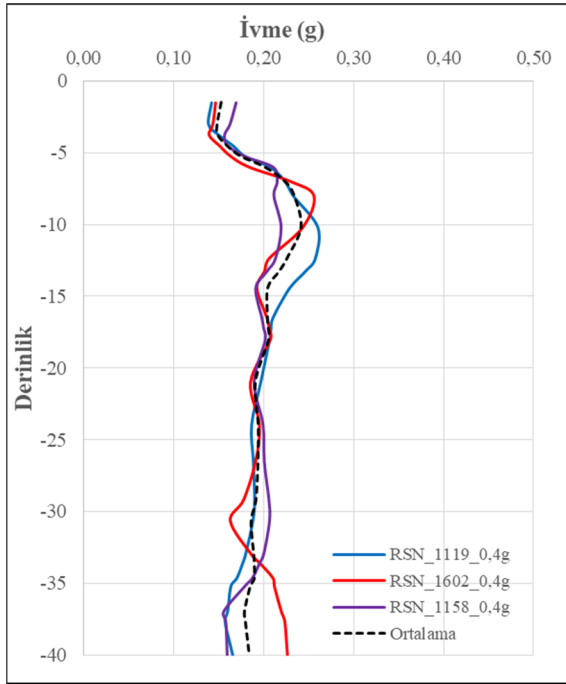
Şekil 1.8. PGA=0,4g için (a) 1-2 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin değişimi (b) 1-2 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (c) 1-2 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

EK-1. (devam) Analizler Sonuçları

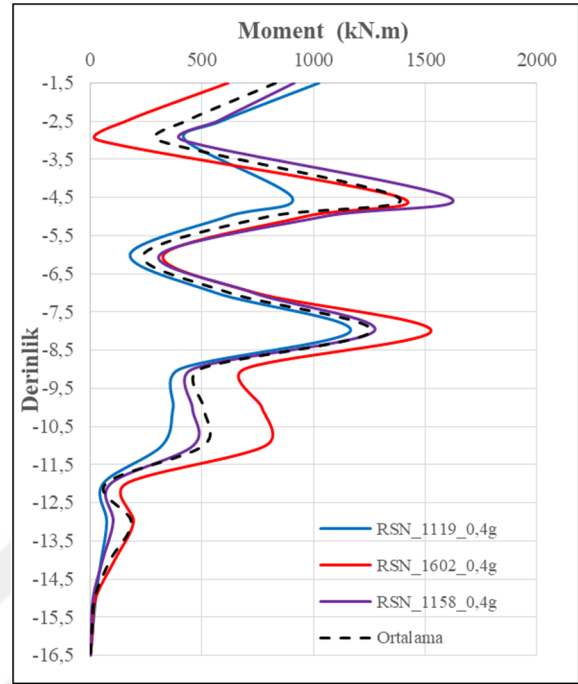


Şekil 1.9. PGA=0,8g için (a) 1-3-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin değişimi (b) 1-3-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (c) 1-3-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

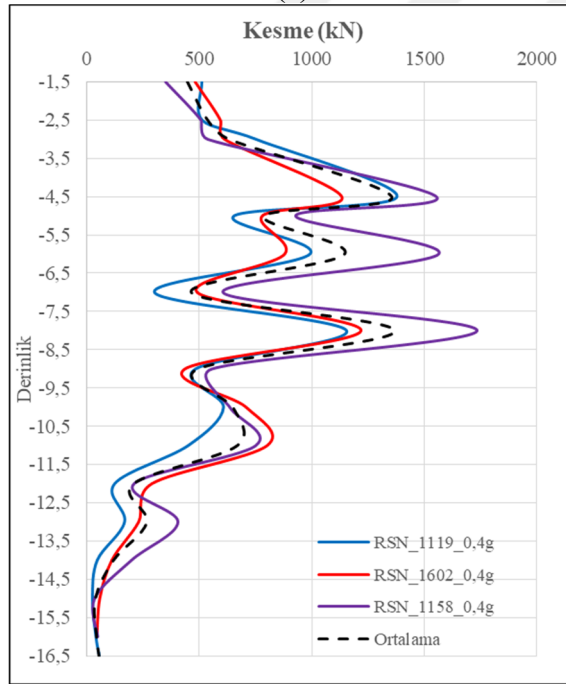
EK-1. (devam) Analizler Sonuçları



(a)



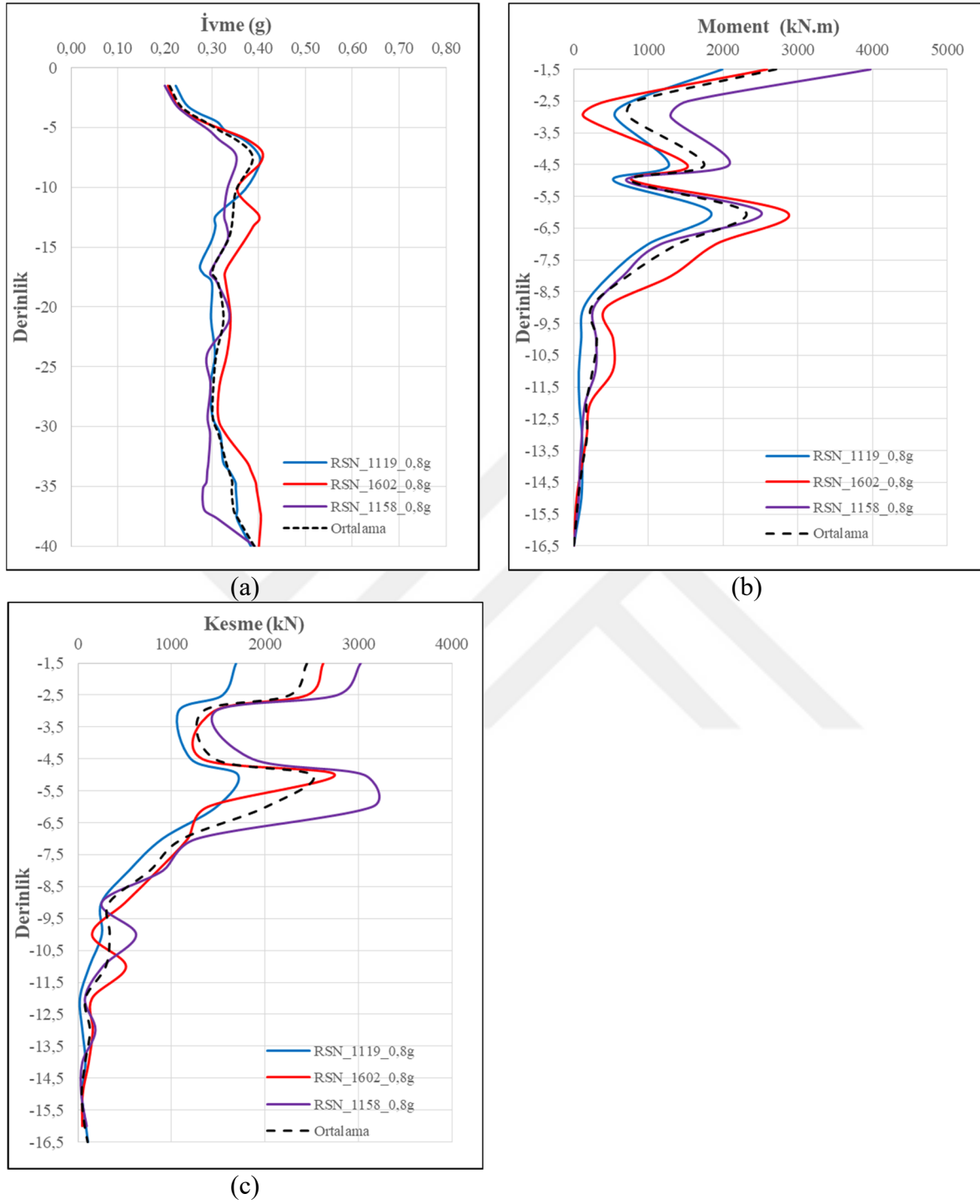
(b)



(c)

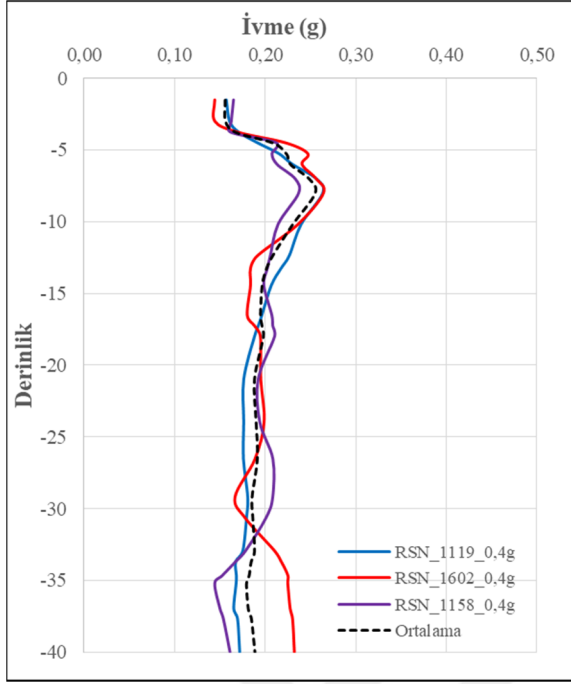
Şekil 1.10. PGA=0,4g için (a) 1-3-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin değişimi (b) 1-3-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (c) 1-3-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

EK-1. (devam) Analizler Sonuçları

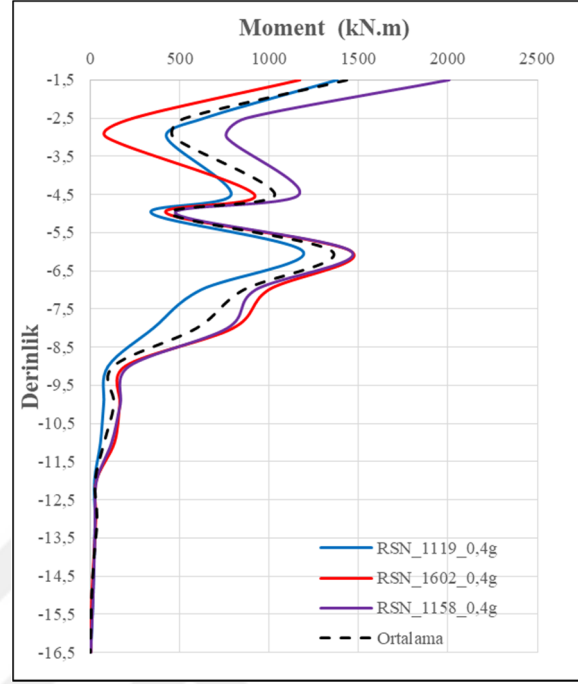


Şekil 1.11. PGA=0,8g için (a) 1-3 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin değişimi (b) 1-3 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (c) 1-3 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

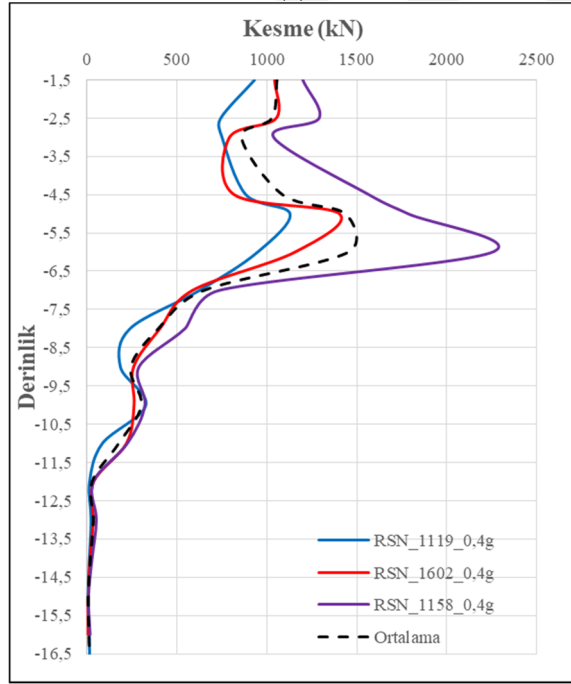
EK-1. (devam) Analizler Sonuçları



(a)



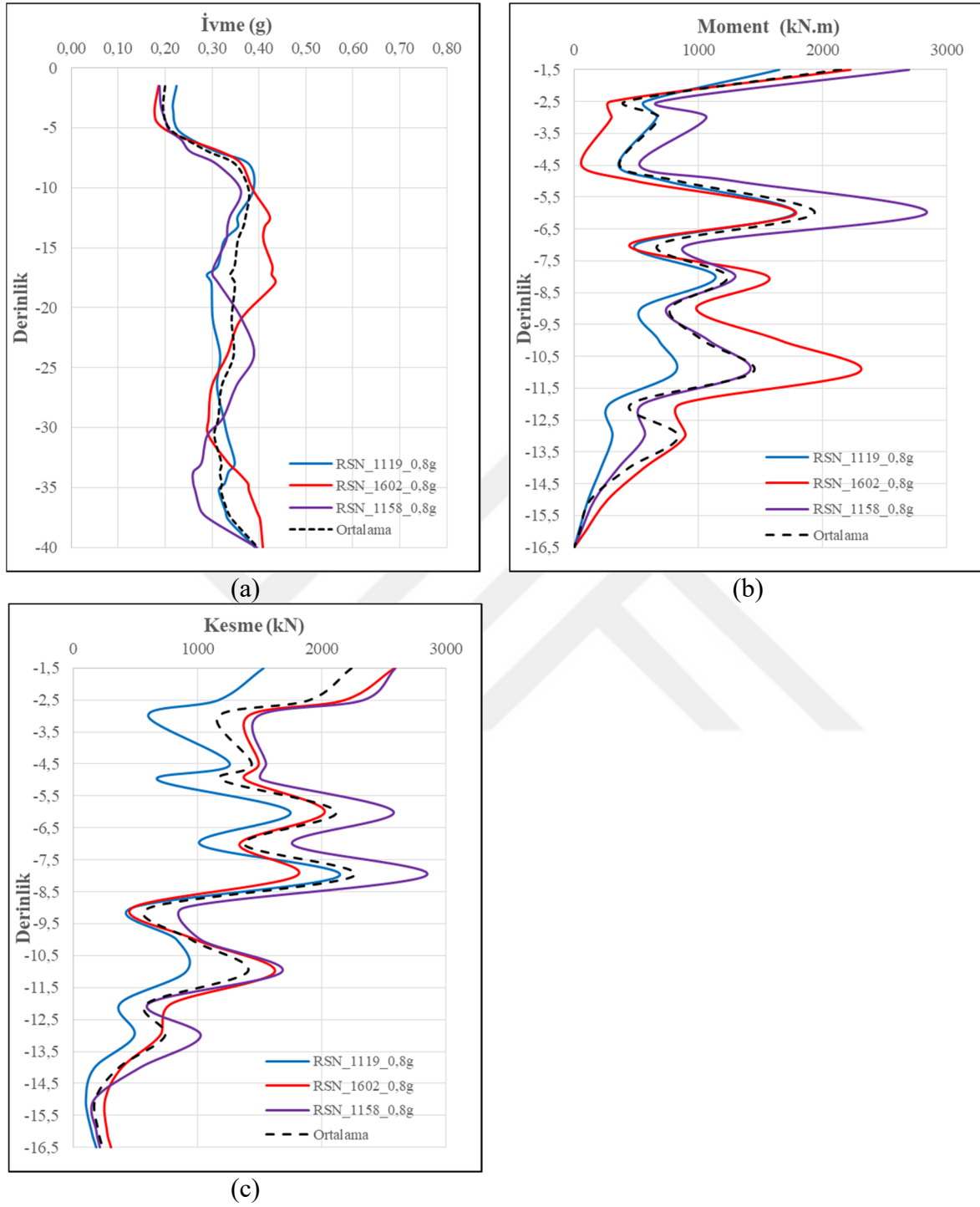
(b)



(c)

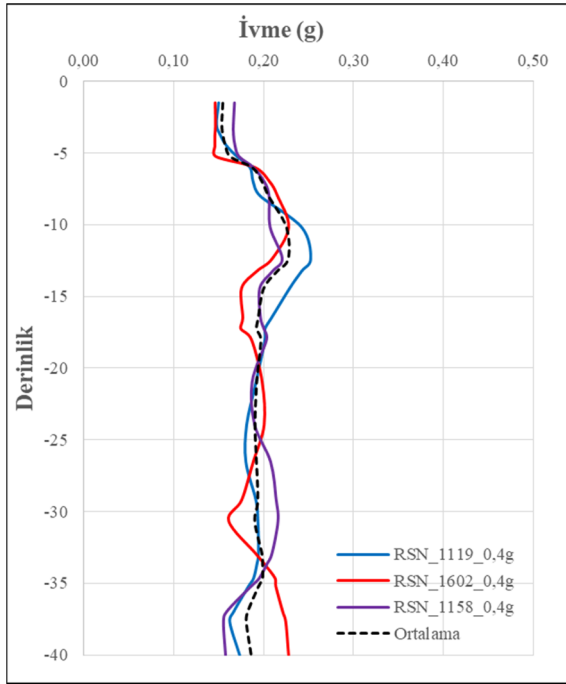
Şekil 1.12. PGA=0,4g için (a) 1-3 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin değişimi (b) 1-3 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (c) 1-3 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

EK-1. (devam) Analizler Sonuçları

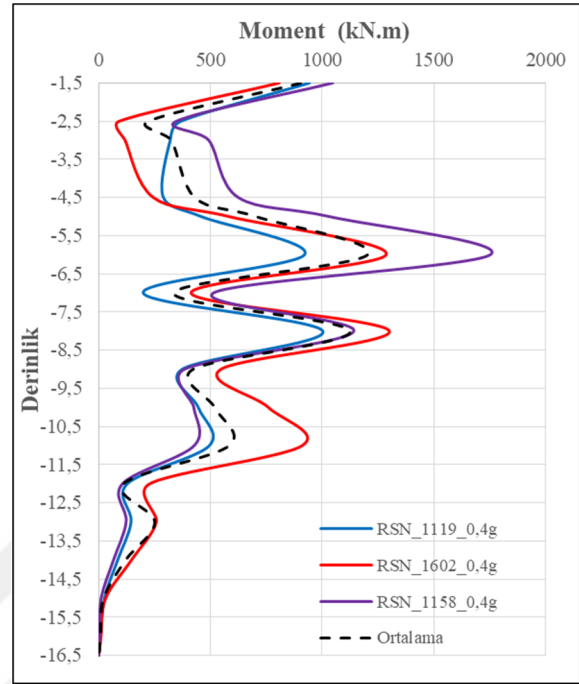


Şekil 1.13. PGA=0,8g için (a) 1-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin değişimi (b) 1-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (c) 1-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

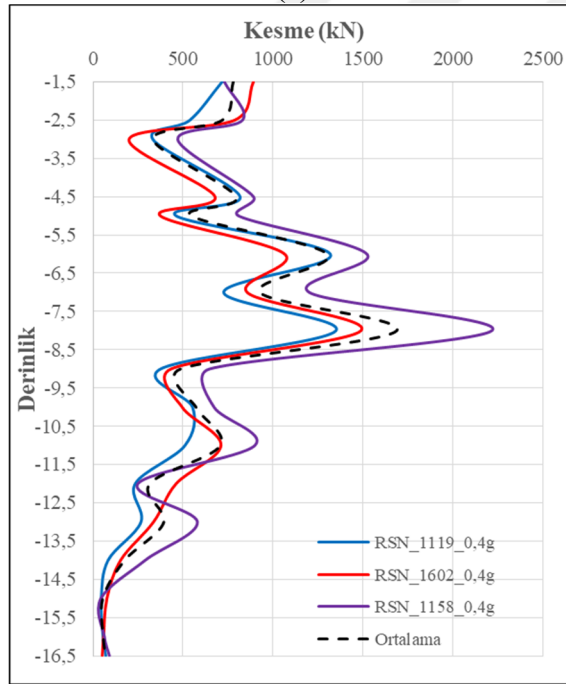
EK-1. (devam) Analizler Sonuçları



(a)



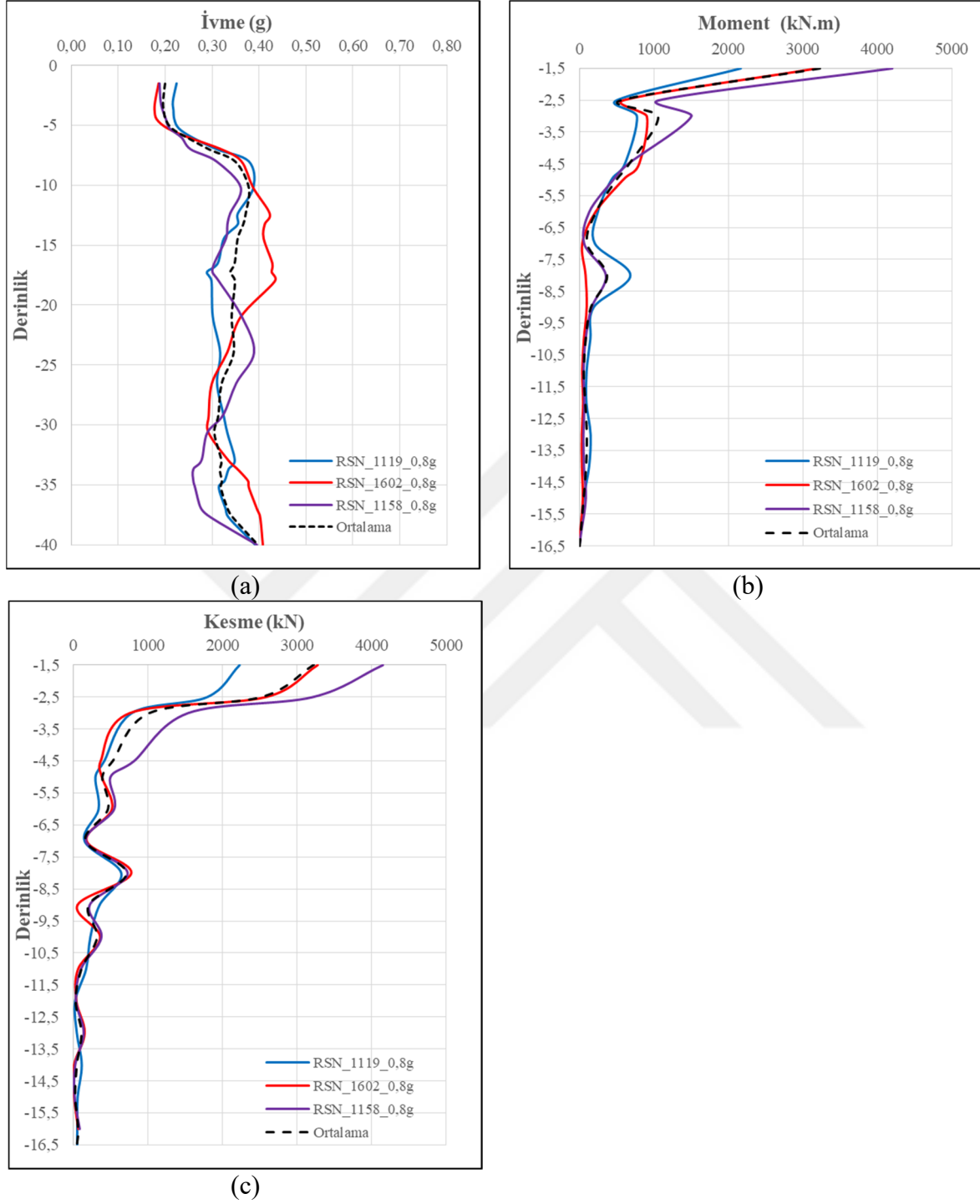
(b)



(c)

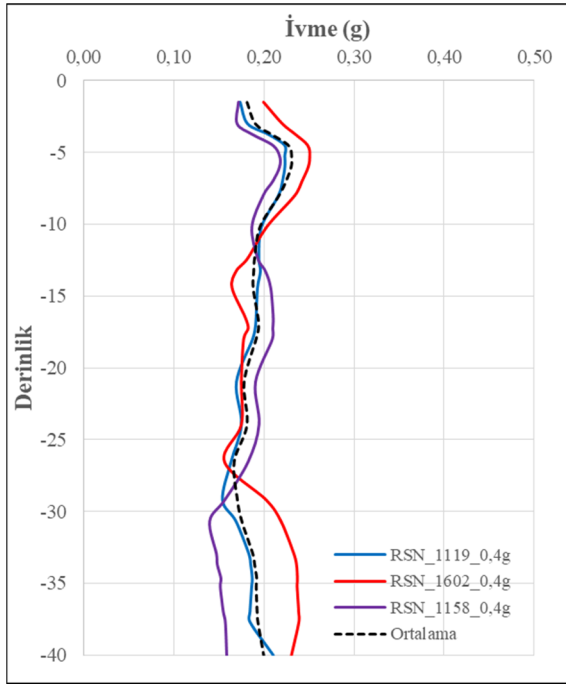
Şekil 1.14. PGA=0,4g için (a) 1-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin değişimi (b) 1-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (c) 1-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

EK-1. (devam) Analizler Sonuçları

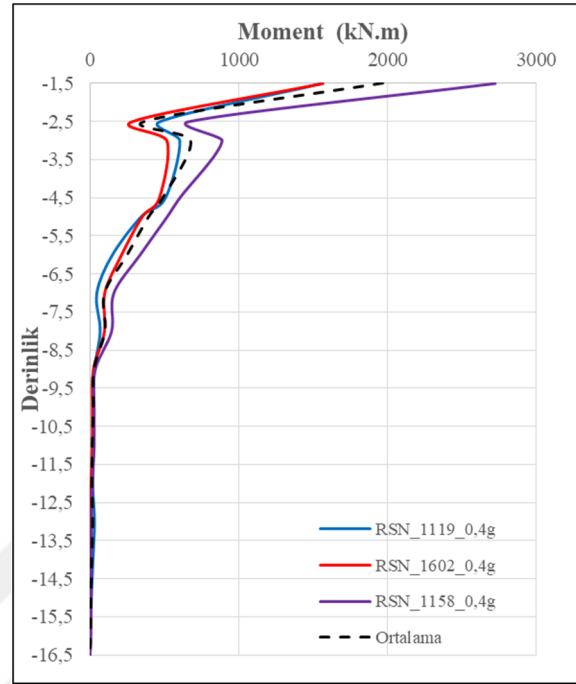


Şekil 1.15. PGA=0,8g için (a) 1 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin değişimi (b) 1 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (c) 1 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

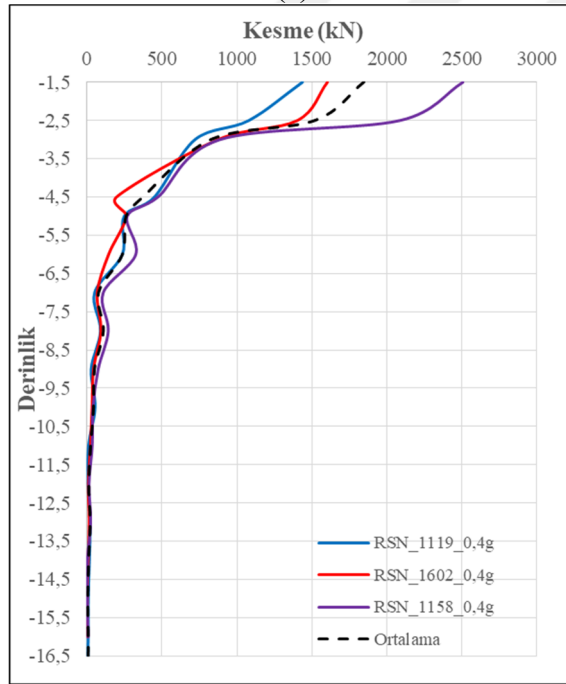
EK-1. (devam) Analizler Sonuçları



(a)



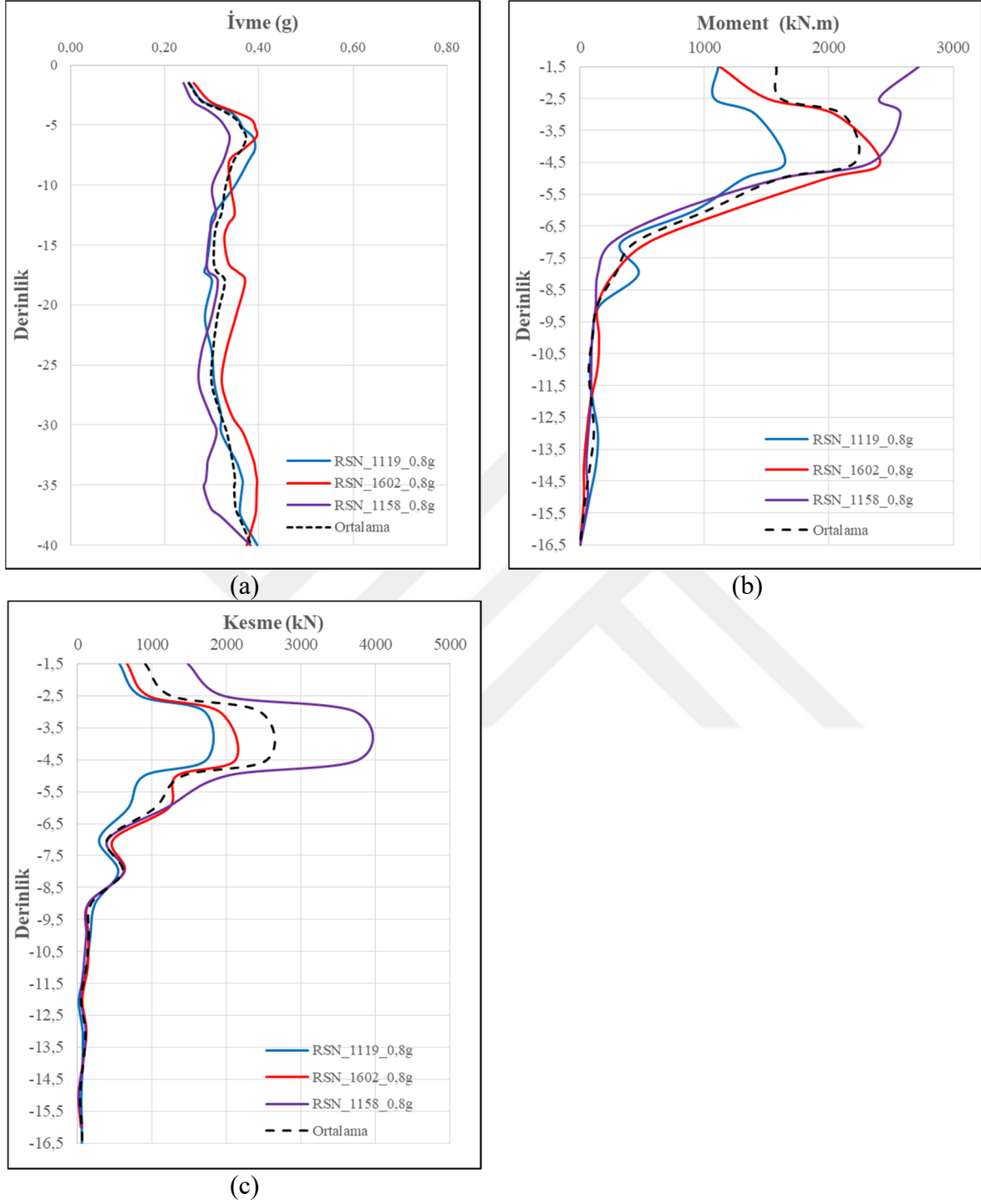
(b)



(c)

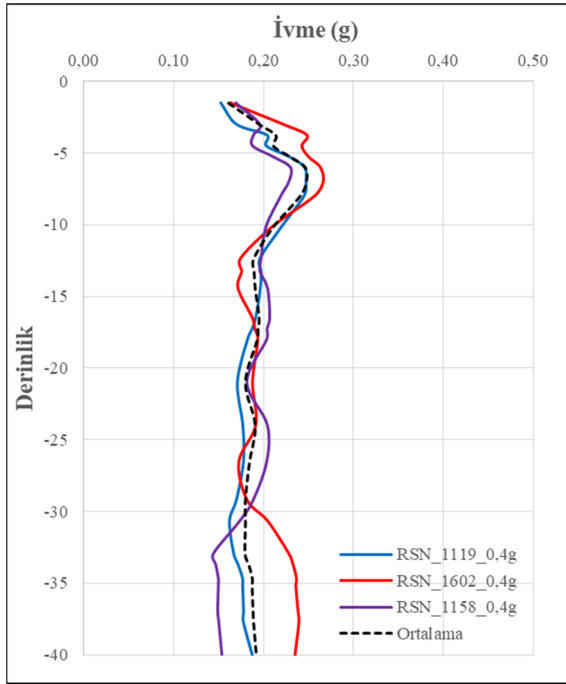
Şekil 1.16. PGA=0,4g için (a) 1 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin değişimi (b) 1 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (c) 1 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

EK-1. (devam) Analizler Sonuçları

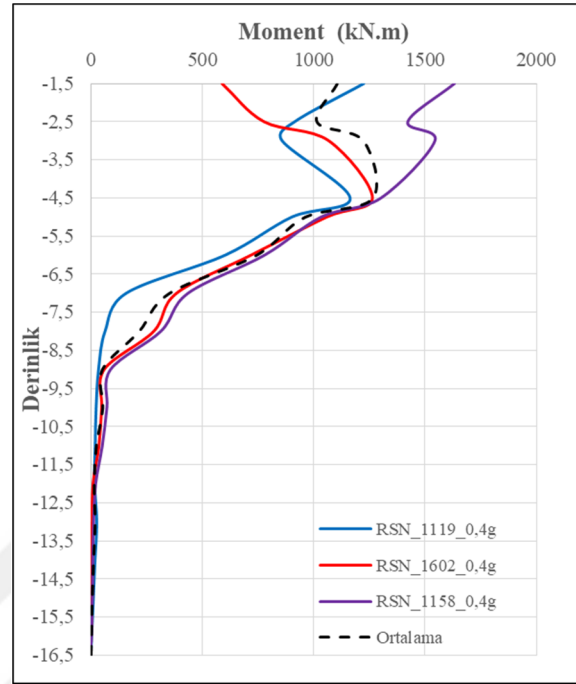


Şekil 1.17. PGA=0,8g için (a) 2 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin değişimi (b) 2 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (c) 2 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

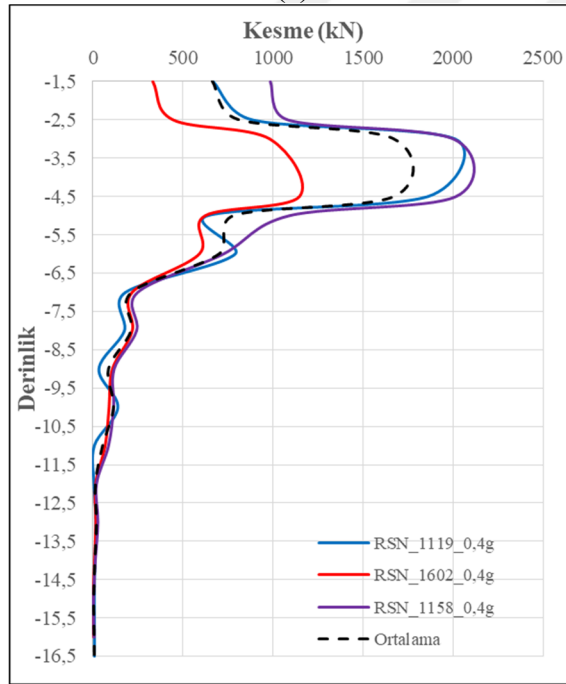
EK-1. (devam) Analizler Sonuçları



(a)



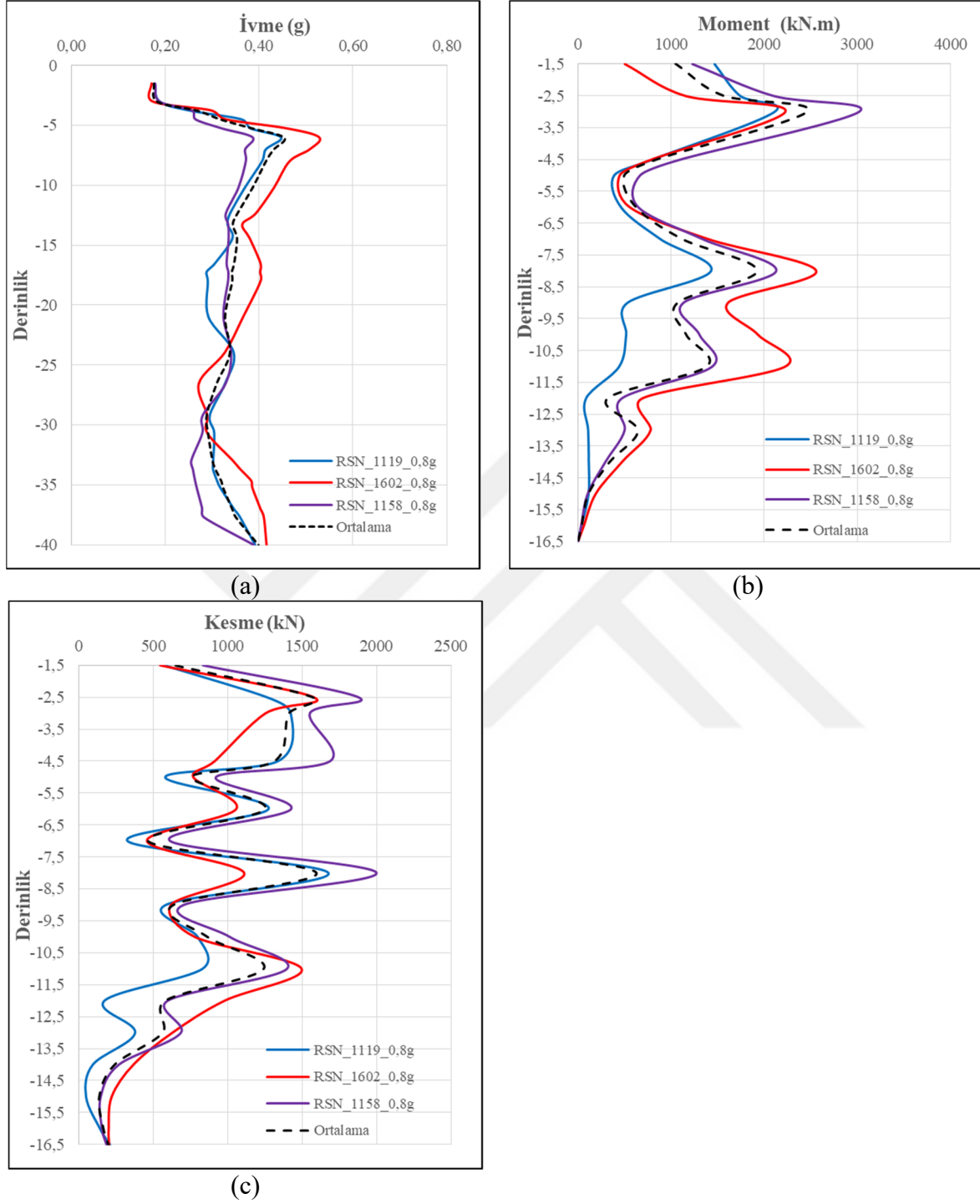
(b)



(c)

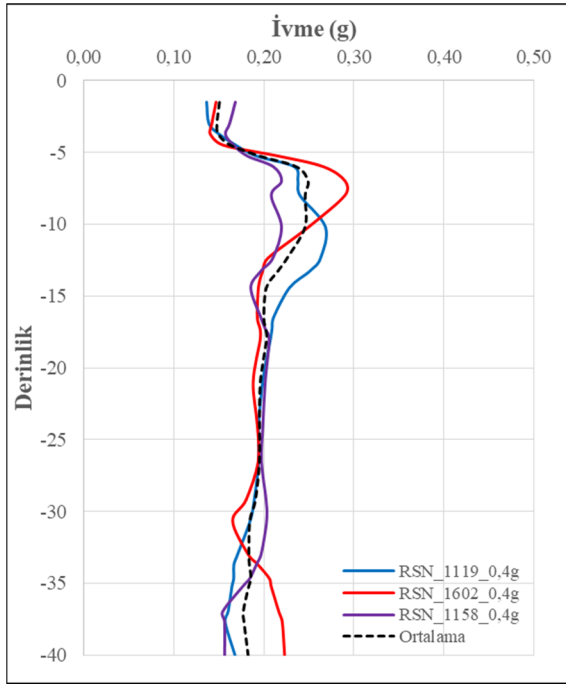
Şekil 1.18. PGA=0,4g için (a) 2 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin değişimi (b) 2 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (c) 2 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

EK-1. (devam) Analizler Sonuçları

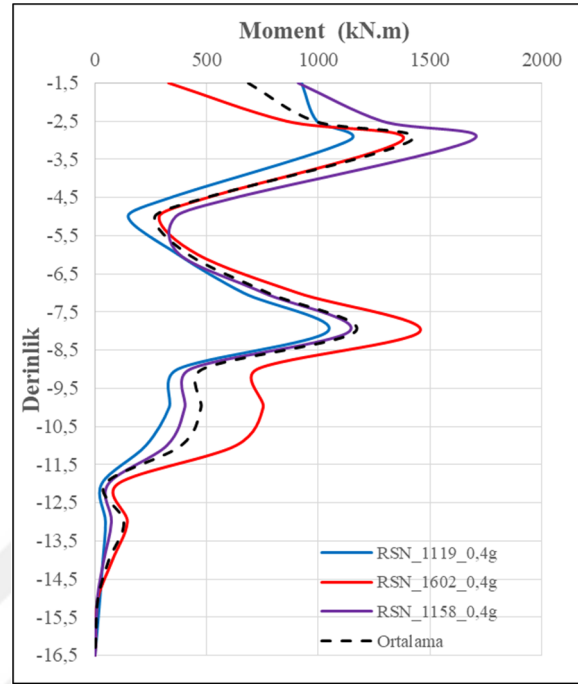


Şekil 1.19. PGA=0,8g için (a) 2-3-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin değişimi (b) 2-3-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (c) 2-3-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

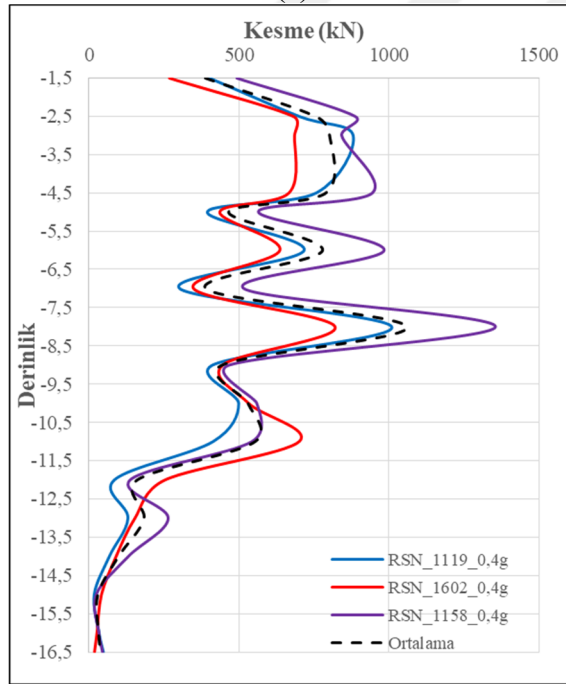
EK-1. (devam) Analizler Sonuçları



(a)



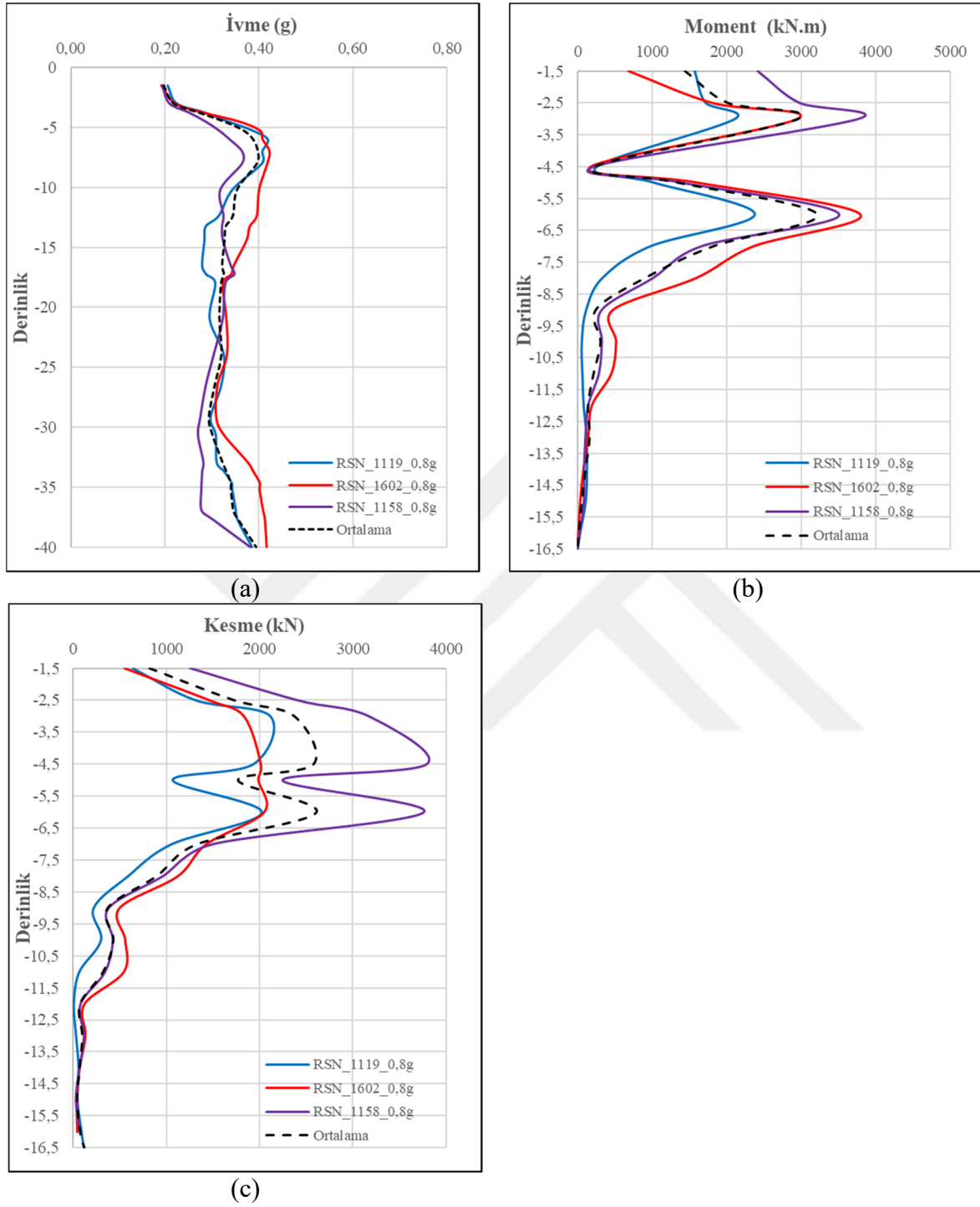
(b)



(c)

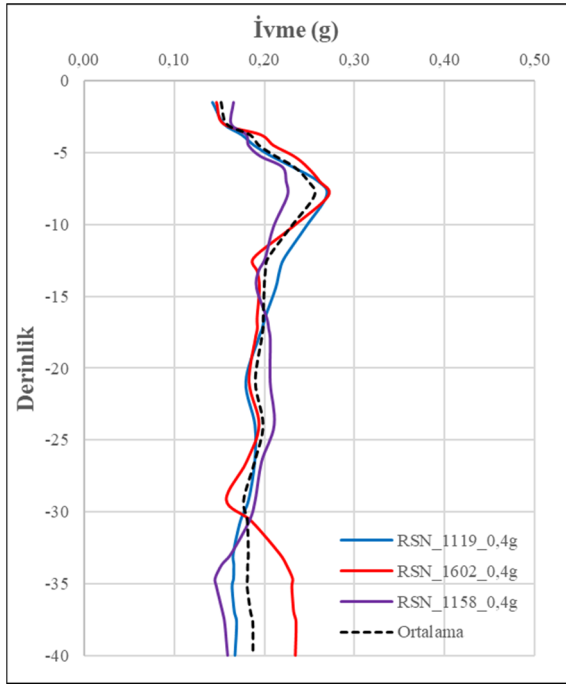
Şekil 1.20. PGA=0,4g için (a) 2-3-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin değişimi (b) 2-3-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (c) 2-3-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

EK-1. (devam) Analizler Sonuçları

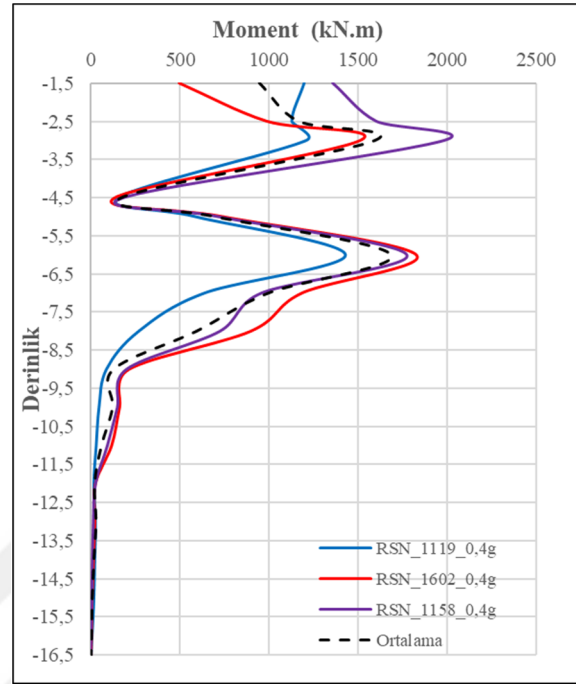


Şekil 1.21. PGA=0,8g için (a) 2-3 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin değişimi (b) 2-3 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (c) 2-3 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

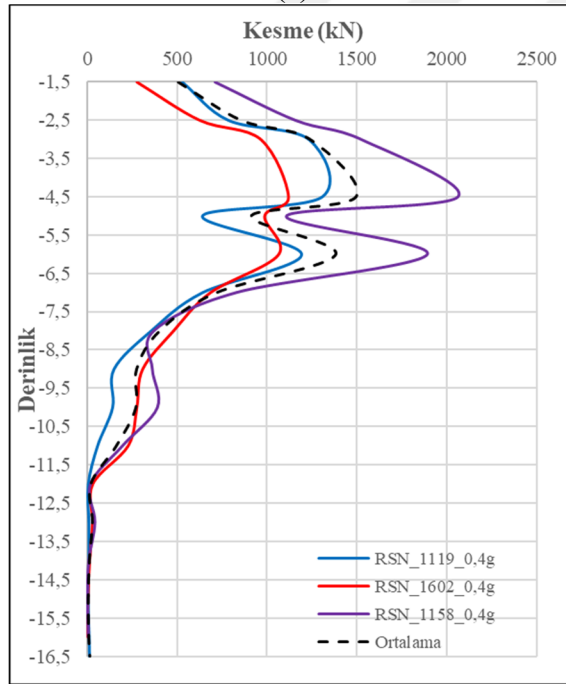
EK-1. (devam) Analizler Sonuçları



(a)



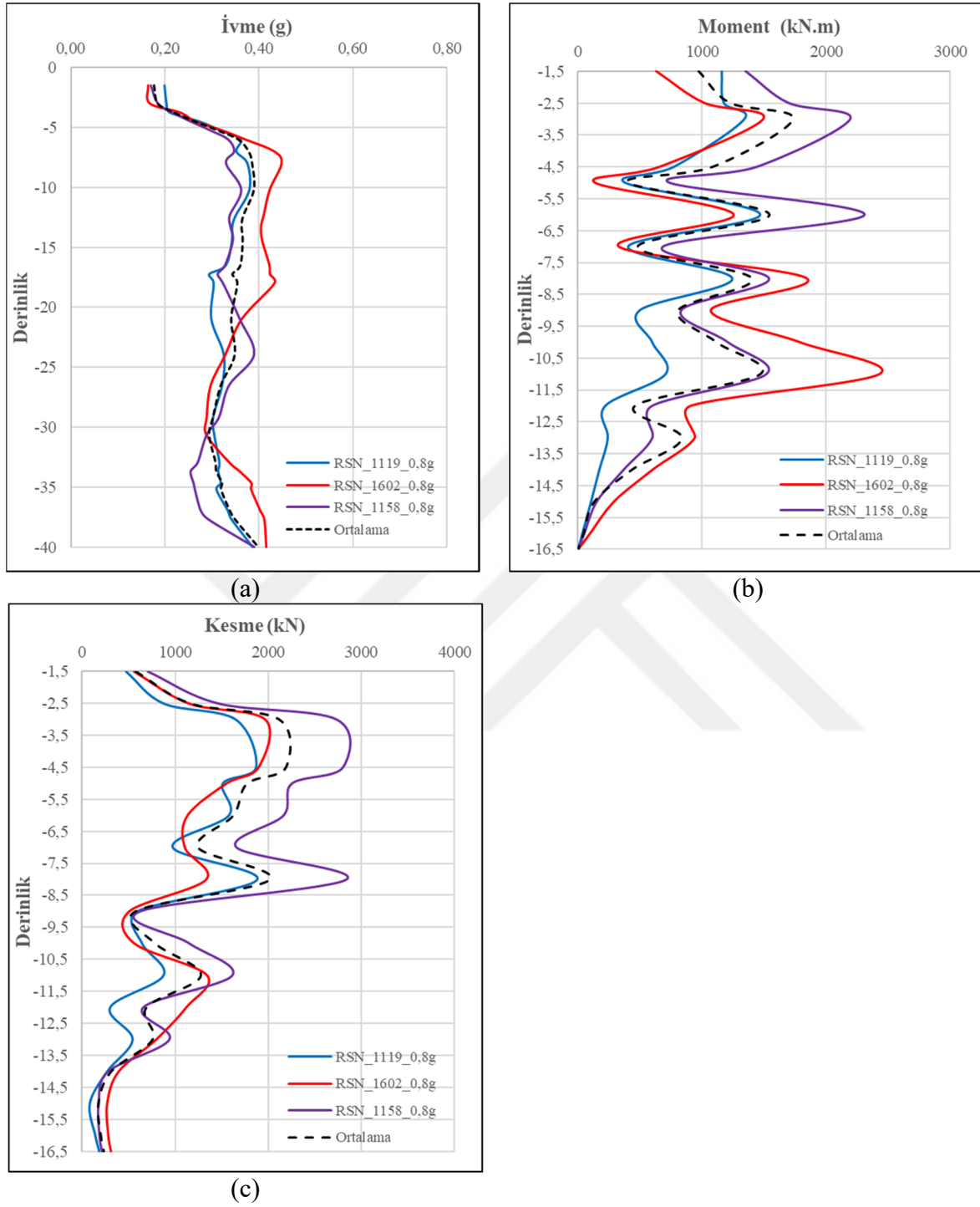
(b)



(c)

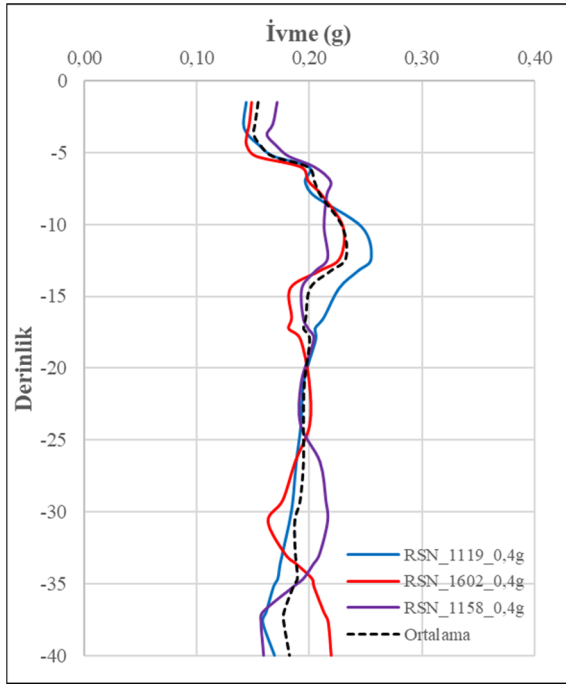
Şekil 1.22. PGA=0,4g için (a) 2-3 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin değişimi (b) 2-3 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (c) 2-3 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

EK-1. (devam) Analizler Sonuçları

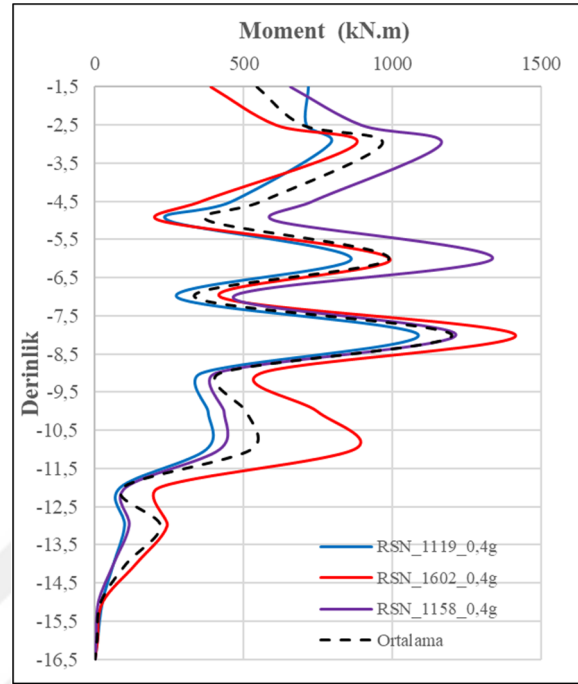


Şekil 1.23. PGA=0,8g için (a) 2-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin değişimi (b) 2-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (c) 2-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

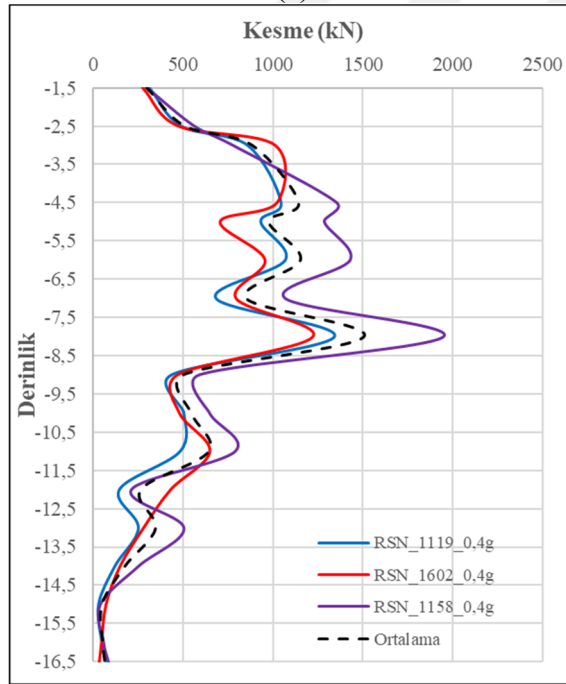
EK-1. (devam) Analizler Sonuçları



(a)



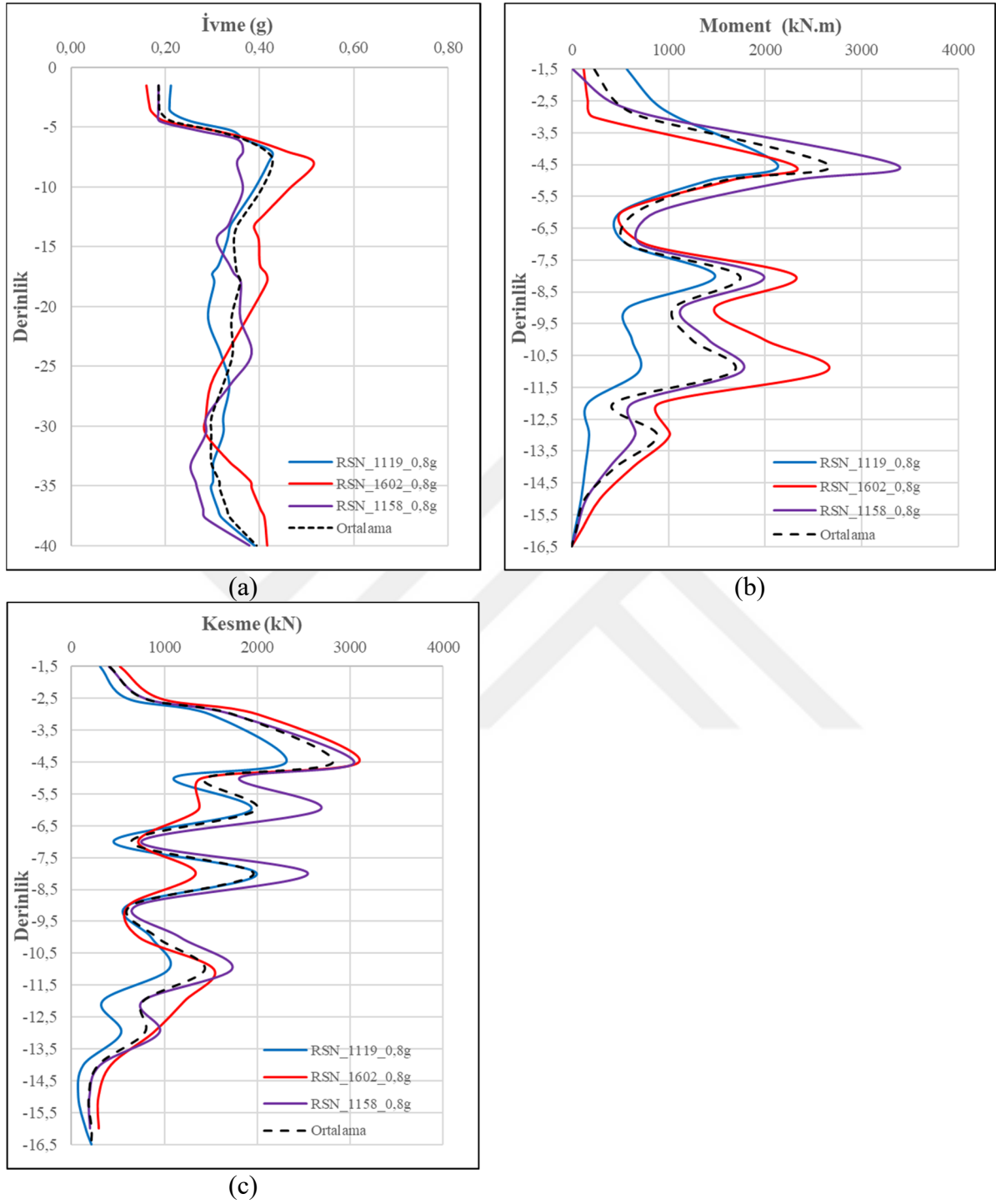
(b)



(c)

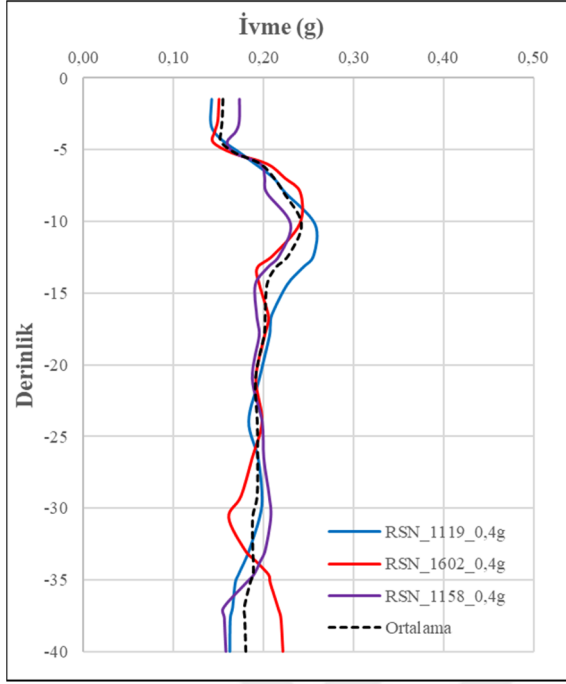
Şekil 1.24. PGA=0,4g için (a) 2-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin değişimi (b) 2-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (c) 2-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

EK-1. (devam) Analizler Sonuçları

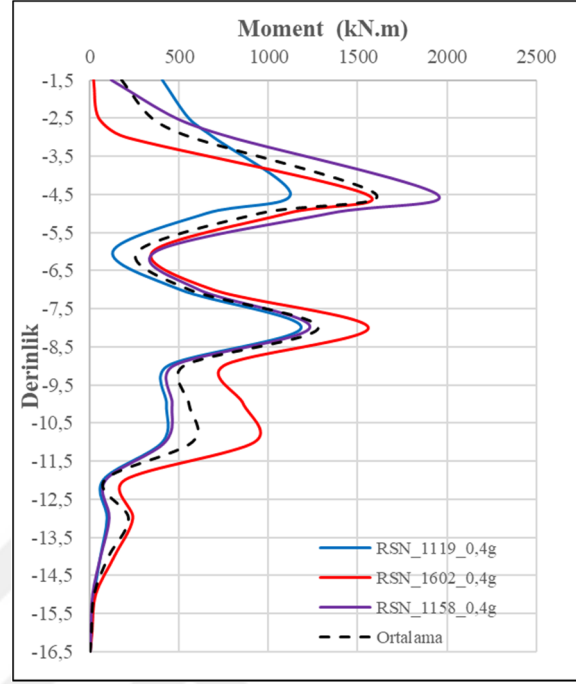


Şekil 1.25. PGA=0,8g için (a) 3-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin değişimi (b) 3-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (c) 3-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

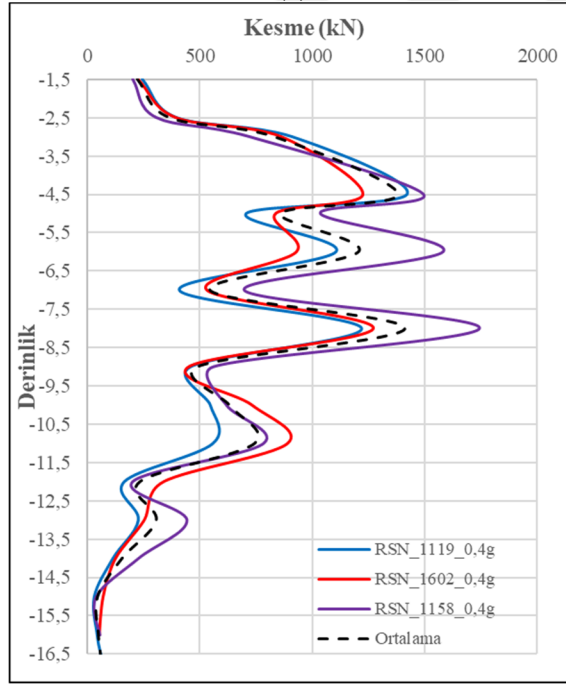
EK-1. (devam) Analizler Sonuçları



(a)



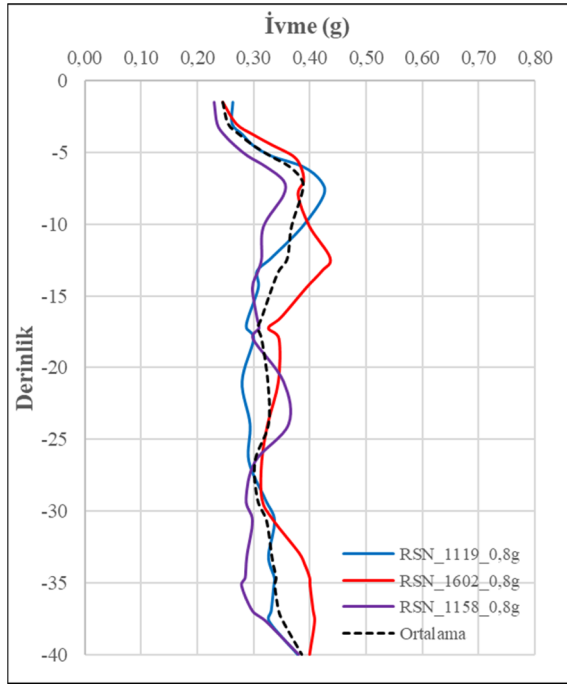
(b)



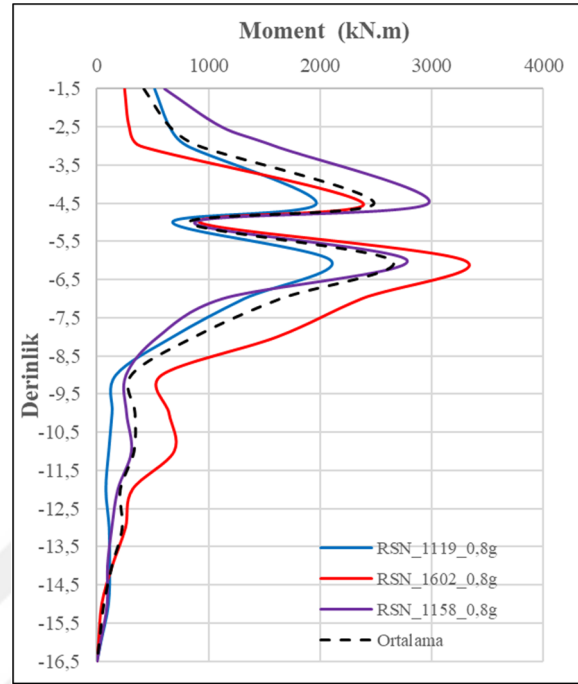
(c)

Şekil 1.26. PGA=0,4g için (a) 3-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin değişimi (b) 3-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (c) 3-4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

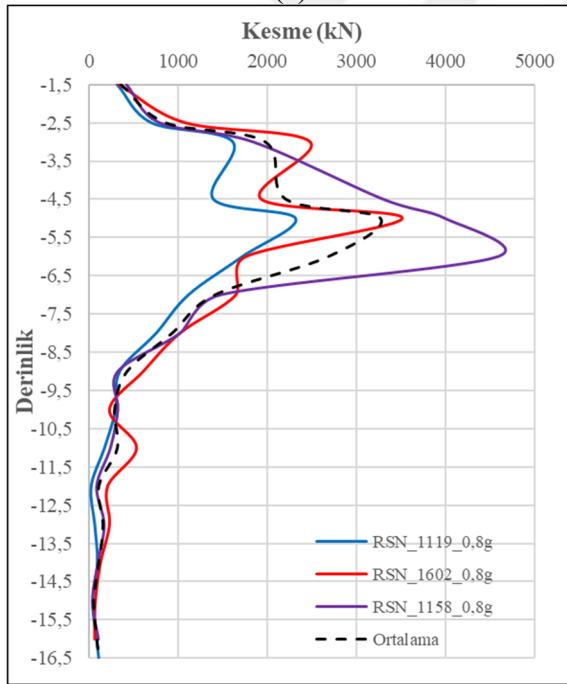
EK-1. (devam) Analizler Sonuçları



(a)



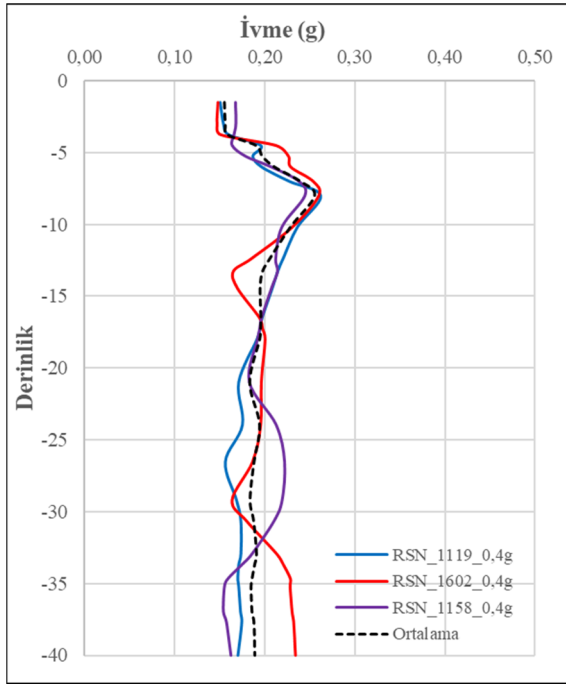
(b)



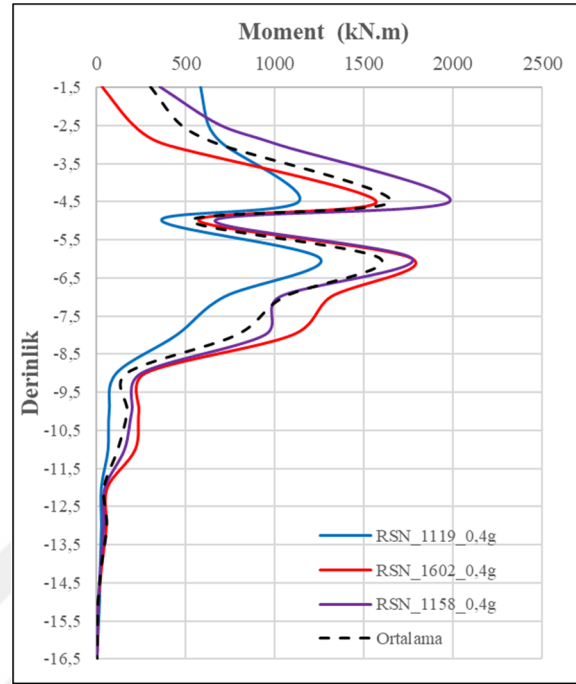
(c)

Şekil 1.27. PGA=0,8g için (a) 3 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin değişimi (b) 3 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (c) 3 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

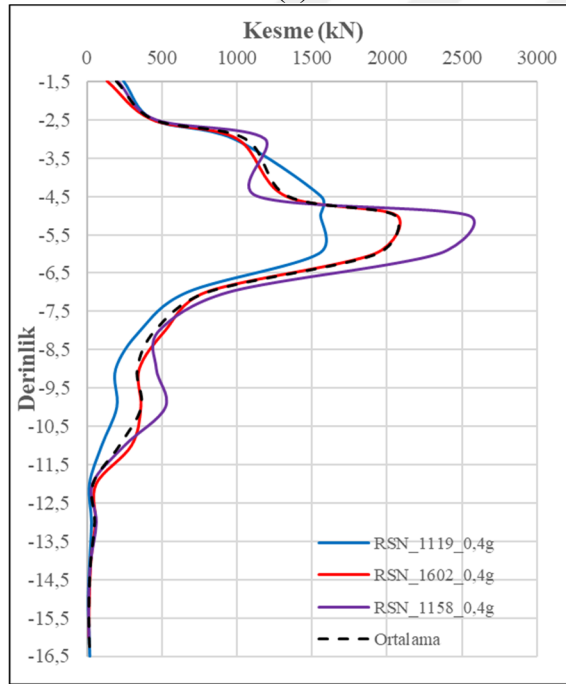
EK-1. (devam) Analizler Sonuçları



(a)



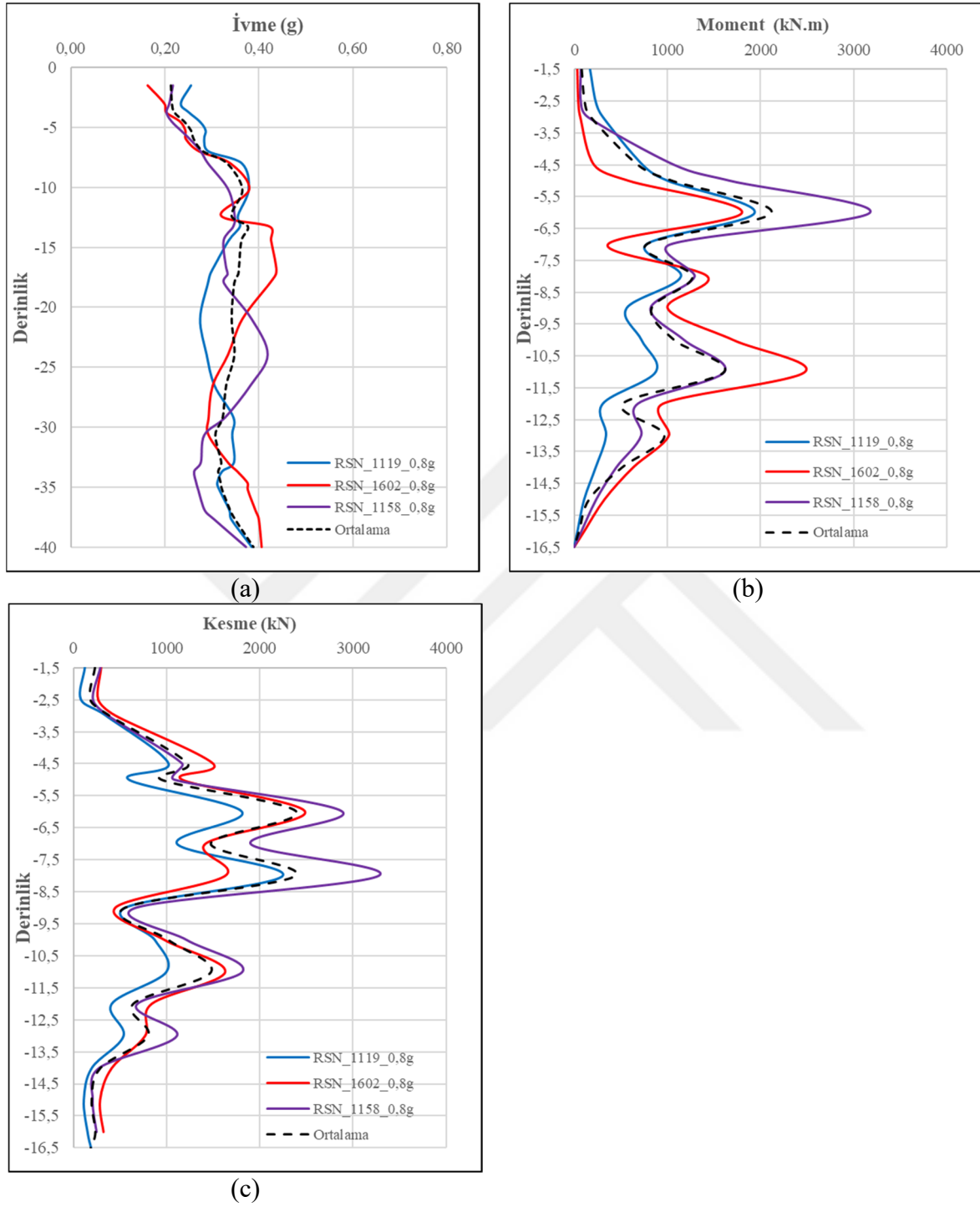
(b)



(c)

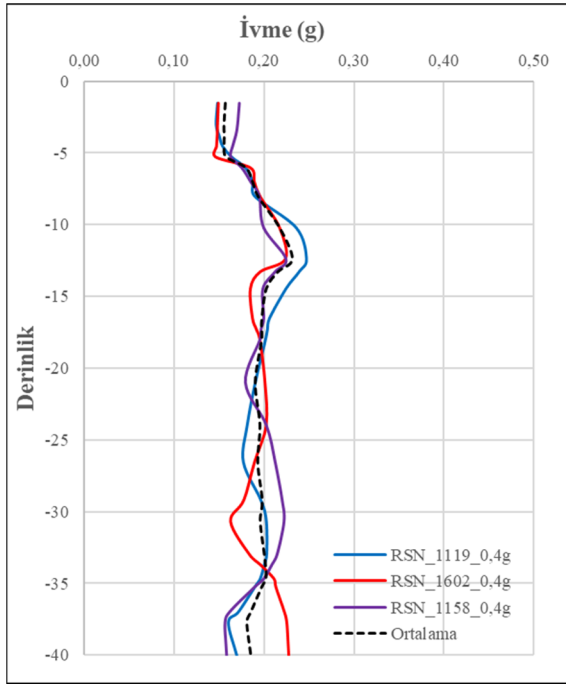
Şekil 1.28. PGA=0,4g için (a) 3 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin değişimi (b) 3 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (c) 3 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

EK-1. (devam) Analizler Sonuçları

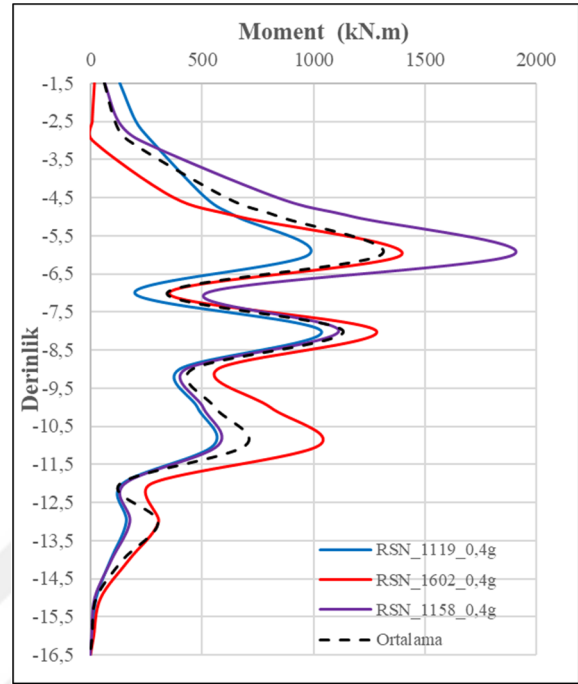


Şekil 1.29. PGA=0,8g için (a) 4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin değişimi (b) 4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (c) 4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

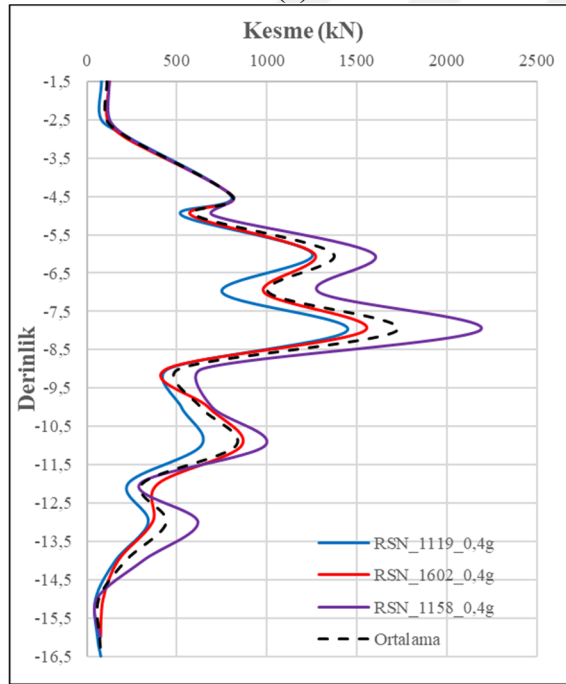
EK-1. (devam) Analizler Sonuçları



(a)



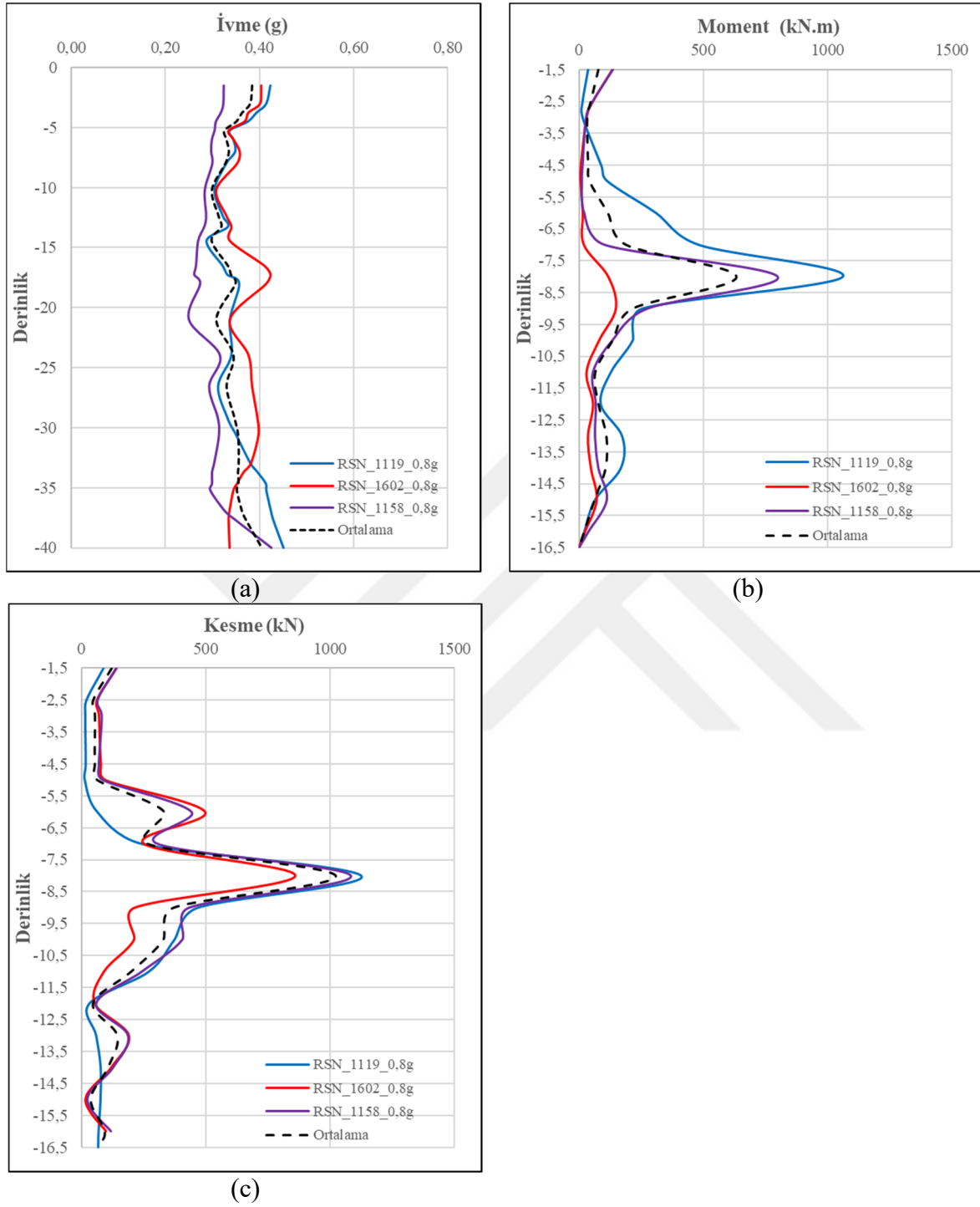
(b)



(c)

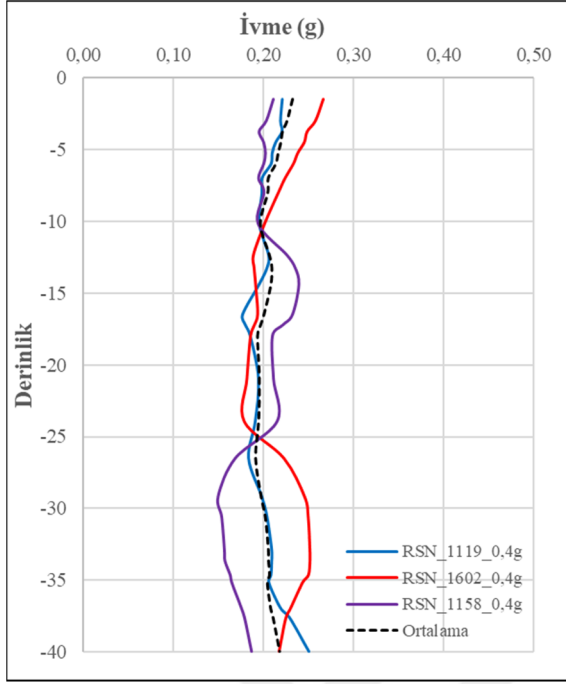
Şekil 1.30. PGA=0,4g için (a) 4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin değişimi (b) 4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (c) 4 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

EK-1. (devam) Analizler Sonuçları

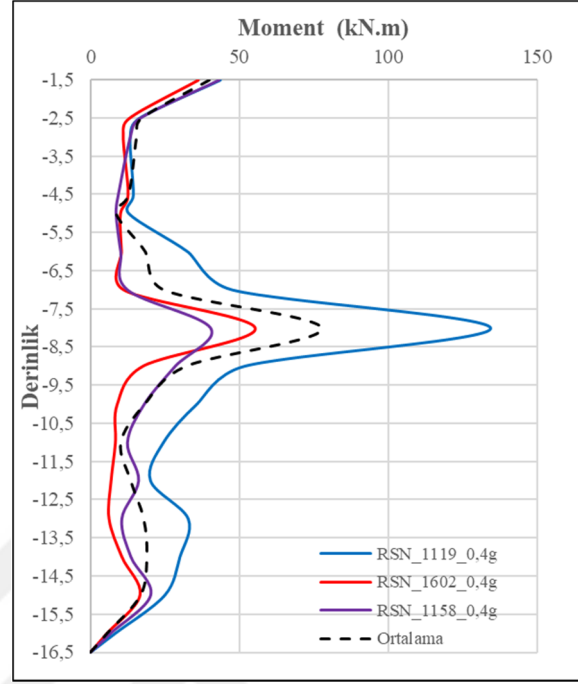


Şekil 1.31. PGA=0,8g için (a) 0 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin değişimi (b) 0 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (c) 0 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi

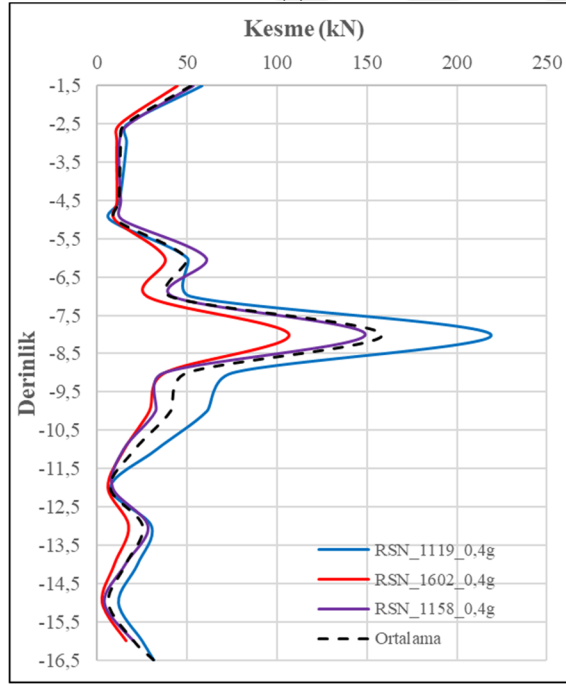
EK-1. (devam) Analizler Sonuçları



(a)



(b)



(c)

Şekil 1.32. PGA=0,4g için (a) 0 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki ivme değerlerinin değişimi (b) 0 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki moment değerlerinin değişimi (c) 0 no.lu tabakalarının sıvılaşması durumundaki kesme kuvvetlerinin değişimi



Gazili olmak ayrıcalıktır