

**T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**ALÜVYAL VE SIVILAŞABİLEN ZEMİNLERDE
ALTYAPILARIN DEPREM RİSK ANALİZİ:
ADAPAZARI ÖRNEĞİ**

DOKTORA TEZİ

İsa VURAL

Enstitü Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ
Enstitü Bilim Dalı : GEOTEKNİK
Tez Danışmanı : Prof. Dr. Seyhan FIRAT

Ekim 2012

T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ALÜVYAL VE SIVILAŞABİLEN ZEMİNLERDE
ALTYAPILARIN DEPREM RİSK ANALİZİ:
ADAPAZARI ÖRNEĞİ


DOKTORA TEZİ

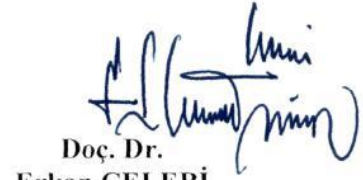
İsa VURAL


Enstitü Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Bu tez ... / ... / 2012 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından Oybirliği ile kabul edilmiştir.


Prof. Dr.
Gülgün YILMAZ
Jüri Başkanı


Prof. Dr.
Seyhan FIRAT
Üye


Doç. Dr.
Erkan ÇELEBİ
Üye


Doç. Dr.
Nihat S. İŞİK
Üye


Yrd. Doç. Dr.
Berna UNUTMAZ
Üye

ÖNSÖZ

Adapazarı ve çevresi Kuzey Anadolu Fayından dolayı tektonik hareketlilik açısından aktif bir alandır. Bu bölge aynı zamanda alüvyon dolgu zeminde yer alması sebebiyle geçmişte meydana gelen kuvvetli depremlerde büyük yıkımlara uğramıştır. Bölge zeminlerinin jeolojik ve geoteknik özellikleri değerlendirildiğinde, deprem esnasında sıvılaşma ve oturmaya bağlı deformasyonların oluşması bakımından büyük bir potansiyele sahip oldukları görülmektedir. Bu oturma ve yer değiştirmeler, bu zeminlerin üzerinde ya da içerisinde yer alacak mühendislik yapılarının deprem sırasındaki performansını özellikle etkilemekte ve bu yapılar üzerinde ek yüklerin oluşmasına sebep olmaktadır. Bu ek yükler altında gömülü boru hatlarının güvenliği özellikle deprem riski olan bölgelerde çok önemlidir. Gömülü borular şehrin can damarlarıdır ve bir deprem anında mutlaka sağlam kalmalı ve tasarım standartlarını karşılamalıdır.

Bu tez çalışması süresince her türlü yardım ve desteğini esirgemeyen akademik hayatım boyunca değerli bilgi ve birikimini paylaşan ve akademik bakış açısı kazandıran danışmanım Prof. Dr. Seyhan FIRAT'a gönülden teşekkürlerimi arz ederim. Çalışmalarım süresince değerleri görüşlerini benden esirgemeyen ve her aşamada destek olan Doç. Dr. Nihat IŞIK, Doç. Dr. Erkan ÇELEBİ, Yrd. Doç. Dr. Berna UNUTMAZ'a, birlikte çalışmaktan mutluluk duyduğum değerli bölüm hocalarım ve araştırma görevlisi arkadaşlarıma şükranlarımı sunarım. Ayrıca tüm doktora süreci boyunca beni gönülden destekleyen değerli eşim Hilal VURAL'a ve öğrenim hayatım boyunca büyük fedakârlıklarda bulunan annem, babam ve tüm aileme şükranlarımı sunarım.

Bu Doktora Tez çalışması Sakarya Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Komisyonu tarafından desteklenmiştir.

İÇİNDEKİLER

ÖNSÖZ.....	ii
İÇİNDEKİLER	iii
SİMGELER VE KISALTMALAR LİSTESİ.....	viii
ŞEKİLLER LİSTESİ	x
TABLolar LİSTESİ.....	xvi
ÖZET.....	xvii
SUMMARY.....	xviii
BÖLÜM 1.	
GİRİŞ.....	1
1.1. Çalışmanın Amacı.....	3
BÖLÜM 2.	
LİTERATÜR ÖZETİ.....	5
2.1. Depremin Boru Hatları Üzerindeki Etkileri ve Oluşabilecek Hasarlar.....	10
2.1.1. Altyapıların diğer yer üstü yapılarından farklılıkları.....	11
2.1.2. Gömülü boru hatlarındaki hasar türleri.....	12
2.1.3. Gömülü boru hatlarında hasarlara neden olan faktörler.....	13
2.1.3.1. Dalga yayılımı.....	14
2.1.3.2. Fay geçişi davranışı.....	14
2.1.3.3. Sıvılaşmanın etkileri.....	16
2.1.4. Türkiye’de gerçekleşen büyük depremlerde boru hatlarının durumları.....	17

BÖLÜM 3.

ZEMİNLERDE DALGA YAYILIMI	21
3.1. Giriş.....	21
3.2. Yarı Sonsuz Ortamda Dalga Yayılımı.....	25
3.2.1. Rayleigh yüzey dalgası.....	26
3.2.2. Love yüzey dalgası.....	27
3.2.3. Yüzey dalgalarının yayılımı.....	28
3.3. Sınırsız Ortamdaki Dalgalar.....	29
3.4. Sismik Dalgalarda Yansıma ve Kırılma.....	32
3.5. Değişken Yeraltı Şartlarının Etkileri.....	34

BÖLÜM 4.

ZEMİN-YAPI SİSTEMLERİNDE NÜMERİK ÇÖZÜM YAKLAŞIMLARI	35
4.1. Alt Sistem Yaklaşımı.....	35
4.2. Doğrudan Çözüm Yaklaşımı.....	36
4.3. Zemin Ortamının Modellenme Şekilleri.....	36
4.3.1. Zemin ortamının idealleştirilmesi.....	37
4.3.1.1. Sınır elemanlar yöntemiyle sınır şartlarının belirlenmesi.....	38
4.3.1.2. Viskoz sınır şartlarıyla modelleme.....	39
4.4. Sonlu Farklar.....	40
4.4.1. Zaman-adımı yöntemi.....	41
4.4.2. Lagrangian analysis.....	42
4.4.3. Alan eşitlikleri.....	42
4.4.4. Hareket ve eşitlikler.....	42
4.4.5. Temel ilişkiler.....	43
4.4.6. Sınır şartları.....	44
4.4.7. Zemin modelleri.....	45
4.4.7.1. Elastik-izotropik model.....	45
4.4.7.1.1. Poisson oranı.....	47
4.4.7.1.2. Young modülü.....	47
4.4.7.1.3. Bulk modülü.....	48
4.4.7.1.4. Makaslama(Shear) modülü.....	48

4.4.7.2. Mohr-Coulomb model.....	49
4.4.7.3. Finn-Byrne sıvılaşma modeli.....	50
4.4.7.4. UBCSAND sıvılaşma modeli.....	51
BÖLÜM 5.	
ADAPAZARI BÖLGESİNİN GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİ VE SIVILAŞMA.....	55
5.1. Adapazarı Bölgesinin Geoteknik Özellikleri.....	55
5.1.1. Adapazarı yeraltı suyu.....	58
5.1.2. Adapazarı ve çevresinin jeomorfolojik özellikleri.....	59
5.1.3. Adapazarı jeomorfolojisi ve jeolojisi.....	61
5.1.4. Adapazarı'nın depremselliği.....	63
5.1.5. Adapazarı zeminleri hakkında zemin ve temel mühendisliği değerlendirmeleri.....	67
5.2. Zemin Sıvılaşması.....	61
5.2.1. Ön sıvılaşma.....	70
5.2.2. Gerçek sıvılaşma.....	70
5.2.3. Sınırlı ön sıvılaşma.....	70
5.2.4. Mikroskobik ve makroskobik sıvılaşma.....	71
5.2.5. Sıvılaşmaya etki eden faktörler.....	71
5.2.6. Zemin özelliklerinin sıvılaşmaya etkisi.....	71
5.2.6.1. Rölatif sıkılık.....	71
5.2.6.2. İnce dane oranı.....	73
5.2.6.2.1. Plastik olmayan ince dane oranı.....	73
5.2.6.2.2. İnce dane oranı ve plastisite.....	77
5.2.6.3. Dane boyutu karakteristiği.....	79
5.2.6.4. Zeminin drenaj koşulları.....	81
5.2.6.5. Sıvılaşabilir zeminin derinliği ve yeraltı su seviyesi derinliği.....	82
5.2.7. Jeolojik şartların sıvılaşmaya etkisi.....	82
5.2.8. Yer hareketlerinin sıvılaşmaya etkisi.....	84

BÖLÜM 6.

NÜMERİK MODELİN OLUŞTURULMASI.....	86
6.1. Nümerik Modelin Boyutlandırılması.....	87
6.2. Sınır Şartları.....	94
6.3. Zemin Özellikleri.....	107
6.4. Dalga Yayılımı ve Ağ Aralıkları.....	108
6.5. Sönüm Oranı.....	110
6.5.1. Local Sönüm Oranı.....	110
6.5.2. Histeritik Sönüm Oranı.....	110
6.5.3. Rayleigh Sönüm Oranı.....	111
6.6. Nümerik Modelde Kullanılan Deprem Kaydı.....	112
6.7. Malzeme Özellikleri.....	113

BÖLÜM 7.

ANALİZ SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ.....	114
7.1. Tek Tabakalı Zemin Analizi.....	114
7.1.1. Tek tabakalı zemin analizi ön çalışmaları.....	115
7.1.2. Tek tabakalı elastik model zemin analizi.....	118
7.1.3. Tek tabakalı Mohr-Coulomb model zemin analizi.....	124
7.1.4. Byrne model tek tabakalı zemin sıvılaşma analizi.....	130
7.2. Tabakalı Zemin Analizi.....	141
7.2.1. Elastik model tabakalı zemin analizi.....	141
7.2.2. Mohr-Coulomb model tabakalı zemin analizi.....	147
7.2.3. Tabakalı zemin sıvılaşma analizi.....	152
7.3. Sıvılaşma sonuçlarının doğrulanması.....	171
7.3.1. Çevrimsel dayanım oranı (CRR).....	173
7.3.2. SPT darbe sayısının düzeltilmesi.....	173
7.3.3. CRR _{7,5} değerinin hesaplanması.....	174
7.3.4. Güvenlik sayısı (FS).....	175
7.3.5. Oturma hesapları.....	175
7.3.5.1. Tokimatsu ve Seed yöntemi.....	175
7.3.5.2. Ishihara ve Yoshimine yöntemi.....	176
7.3.6. Sıvılaşma analiz sonuçlarının karşılaştırılması.....	177

BÖLÜM 8.	
SONUÇLAR.....	180
KAYNAKLAR.....	184
EKLER.....	197
ÖZGEÇMİŞ.....	206

SİMGELER VE KISALTMALAR LİSTESİ

FEMA	: Amerikan Ulusal Acil Durum Yönetim Kurumu
m	: Kütle
ρ	: Yoğunluk
t	: Zaman
x_i	: koordinat vektörünün bileşenleri
g_i	: Yerçekimi ivmesinin bileşenleri
σ_{ij}	: Gerilme tensörünün bileşenleri
Δt	: Zaman adımı
G	: Kayma modülü
K	: Bulk modülü
YASS	: Yer altı su seviyesi
KAF	: Kuzey Anadolu Fayı
D_r	: Rölatif sıklığı
FC	: İnce dane oranı
LL	: Likit limit
W	: Su muhtevası
c_p	: P dalgası hızı
c_s	: S dalgası hızı
c_R	: Rayleigh dalgası hızı
ν	: Poisson oranı
λ	: Dalga boyu
σ	: Gerilme
ε	: Birim deformasyon
c	: Kohezyon
E	: Elastisite modülü
K	: Bulk modülü

G	: Kayma modülü
Δl	: Sonlu eleman boyutu
f	: Frekans
ξ	: Sönüm Oranı
ω	: Açısal frekans
γ	: Birim hacim ağırlık
SEF	: Sonlu farklar yöntemi
SEY	: Sonlu elemanlar yöntemi
ΔS_y	: Sınırdaki alan büyüklüğü
v_y^m	: Sınırdaki düşey hız
v_x^m	: Sınırdaki yatay hız
v_x^{ff}	: Serbest alanda yatay hız
v_y^{ff}	: Serbest alanda düşey hız
σ_{xx}^{ff}	: Serbest alandaki gerilme
σ_{xy}^{ff}	: Serbest alandaki kayma gerilmesi
ϕ	: İçsel sürtünme açısı
σ'	: Efektif gerilme
u	: Boşluk suyu basıncı
CSR	: Çevrimsel Gerilme Oranı
CRR	: Çevrimsel Dayanım Oranı
SPT	: Standart Penetrasyon
r_d	: Gerilme azaltım katsayısı
N_m	: SPT darbe sayısı
C_n	: Üst tabaka yükü düzeltme katsayısı
C_e	: Çekiç enerji oranı düzeltme faktörü
C_b	: Kuyu çapı düzeltme faktörü
C_r	: Tij boyu düzeltme katsayısı

ŞEKİLLER LİSTESİ

Şekil 2.1.	Sıvılaşmaya bağlı muhtemel hasar oluşumları	8
Şekil 2.2.	Zemin kaymalarına bağlı muhtemel basınç-gerilme hasar oluşumları	8
Şekil 2.3.	Türkiye doğalgaz ve petrol boru hatları haritası	9
Şekil 2.4.	1993 Hokkaido–Nansei–Oki depreminde ($M_w=7,8$) boru hatlarında görülen hasarlar	10
Şekil 2.5.	Adapazarı su ve atık su hattında borularda karşılaşılan hasarlar	13
Şekil 2.6.	Boruda fay kırığı hareketi sonucu oluşan büzülme	15
Şekil 2.7.	Boruda basınç gerilmesi altında oluşan büzülme	16
Şekil 2.8.	Çamurlu yüzeyde yüzen iki boru hattının havadan görünüşü	17
Şekil 2.9.	Marmara depreminden meydana gelen kalıcı yer değiştirme	19
Şekil 3.1.	Cisim dalgalarının oluşturduğu deformasyonlar a) P dalgası, b) S dalgası	22
Şekil 3.2.	Cisim dalgaları hızlarının yoğunlukla değişimi	24
Şekil 3.3.	Yüzey dalgalarının oluşturduğu deformasyonlar a) Rayleigh dalgası, b) Love dalgası	25
Şekil 3.4.	Yerküre ve iç yapısı	26
Şekil 3.5.	Love dalgalarında partikül yerdeğiştirme genliğinin derinlikle değişimi	28
Şekil 3.6.	Rayleigh dalgası genliğinin derinlikle değişimi	29
Şekil 3.7.	Bir boyutlu dalga yayılması için sıkıştırılmış, sonsuz çubuk	30
Şekil 3.8.	Uzunluğu dx ve enine kesit alanı A olan elemanın uçlarındaki gerilmeler ve yerdeğiştirmeler	31
Şekil 3.9.	Gelen (a) P dalgasından, (b) SV dalgasından ve (c) SH dalgasından yansıyan ve kırılan ışınlar	33
Şekil 4.1.	Doğrudan çözüm yaklaşımında kullanılan yapı-zemin sistemi	36

Şekil 4.2.	Sınır elemanlar yöntemiyle zemin sınır şartlarının belirlenmesi ..	39
Şekil 4.3.	Viskoz elemanlarla zemin sınırlarının idealleştirilmesi.....	39
Şekil 4.4.	FLAC programı temel hesaplama döngüsü	41
Şekil 4.5.	Kuvvetin kütle üzerindeki etkisi ve ortaya çıkan ivme, hız ve yer değiştirme etkisi	42
Şekil 4.6.	FLAC Elastik izotropik koordinat eksenini	46
Şekil 4.7.	Kayma modülünün ifadesi	48
Şekil 4.8.	FLAC Mohr-Coulomb yenilme kriteri	50
Şekil 4.9.	UBCSAND yenilme yüzeyi	53
Şekil 4.10.	UBCSAND plastik şekil değiştirme ve plastik modül	53
Şekil 5.1.	Adapazarı ilçesi'nde açılan bazı sondaj yerleri	56
Şekil 5.2.	Adapazarı'nın ilk 15 metredeki zemin tabakaları	59
Şekil 5.3.	a) Adapazarı şehrinin tipik kesiti b) Adapazarı'nda ağır hasar alan bölgeden zemin kesiti	58
Şekil 5.4.	Adapazarı YASS seviyeleri	59
Şekil 5.5.	Adapazarı ve çevresinin jeomorfolojik yapısı	61
Şekil 5.6.	Adapazarı'nın KD'dan GB' ya doğru morfolojik görünümü	63
Şekil 5.7.	17 Ağustos Depremi Hasar dağılım Haritası	64
Şekil 5.8.	Afet bölgesi ve yakın çevresinin aktif fay haritası	65
Şekil 5.9.	Sakarya ili deprem haritası	66
Şekil 5.10.	Boşluk suyu basıncındaki ani artış ile zemin daneleri arasındaki temas kuvvetlerinin değişimi	69
Şekil 5.11.	Büyüklüğü 7,5 olan depremler için SPT temiz kum eğrileri	74
Şekil 5.12.	Artan silt içeriği ile çevrimsel mukavemetin artışı	74
Şekil 5.13.	Artan silt içeriği ile çevrimsel mukavemetin azalması	75
Şekil 5.14.	Silt içeriğine bağlı çevrimsel mukavemette meydana gelen değişimler	76
Şekil 5.15.	Plastisite İndeksi / çevrimsel mukavemet ilişkisi	77
Şekil 5.16.	1999 Marmara depremi sonucunda Adapazarı'nda elde edilmiş test sonuçları	81
Şekil 5.17.	Deprem magnitudüne bağlı olarak sıvılaşmanın görüldüğü en uzak mesafe	85
Şekil 6.1.	Boyutlandırma aşamasında kullanılan temsili matematik model	88

Şekil 6.2.	Model yüksekliğinin etkisi	90
Şekil 6.3.	Model uzunluğunun etkisi	91
Şekil 6.4.	FLAC2D ve SHAKE 1D analizleri model doğrulamasında kullanılan ivme kaydı	92
Şekil 6.5.	SHAKE 1D analizinde modelin yüzeyinde elde edilen ivme kaydı	93
Şekil 6.6.	FLAC 2D analizinde modelin yüzeyinde elde edilen ivme kaydı	93
Şekil 6.7.	Sismik analiz için serbest alan sınır şartlarında matematik model	94
Şekil 6.8.	Sınır şartları sabit durumda ivme-zaman grafikleri a) Yatay ekseninde ivme-zaman grafiği b) Düşey ekseninde ivme-zaman grafiği	97
Şekil 6.9.	Sınır şartları sabit durumda hız-zaman grafikleri a) Yatay ekseninde hız-zaman grafiği b) Düşey ekseninde hız-zaman grafiği ..	98
Şekil 6.10.	Sınır şartları serbest alan tanımlı durumda ivme-zaman grafikleri a) Yatay ekseninde ivme-zaman grafiği b) Düşey ekseninde ivme-zaman grafiği	99
Şekil 6.11.	Sınır şartları serbest alan tanımlı durumda hız-zaman grafikleri a) Yatay ekseninde hız-zaman grafiği b) Düşey ekseninde hız-zaman grafiği	100
Şekil 6.12.	30x30 m boyutlu modelde a) Kayma gerilmesi değerleri b) İvme değerleri, c) Hız Değerleri, d) Yatay yerdeğiştirme değerleri, e) Düşey yerdeğiştirme değerleri	103
Şekil 6.13.	30x30 m boyutlu modelde a) Kayma gerilmesi değerleri b) İvme değerleri, c) Hız Değerleri, d) Yatay yerdeğiştirme değerleri	106
Şekil 6.14.	Shake 1D sönüm oranının derinlikle değişimi.....	112
Şekil 6.15.	Nümerik modelde kullanılan deprem kaydı ivme-zaman grafiği ve yer değiştirme-hız-ivme tepki spektrumları	113
Şekil 7.1.	FLAC 2D ile kurulan nümerik model ve özellikleri	115
Şekil 7.2.	Borusuz dinamik analizde tabandan yüzeye a) düşey yer değiştirmenin değişimi b) yatay yer değiştirmenin değişimi	116
Şekil 7.3.	Borulu dinamik analizde tabandan yüzeye a) düşey yer değiştirmenin değişimi b) yatay yer değiştirmenin değişimi	117

Şekil 7.4.	Borusuz dinamik analizde tabandan yüzeye a) kayma gerilmesinin değişimi b) kayma dalga hızının değişimi	119
Şekil 7.5.	Borusuz dinamik analizde tabandan yüzeye a) yatay yer değiştirmenin değişimi b) düşey yer değiştirmenin değişimi	120
Şekil 7.6.	Borulu dinamik analizde tabandan yüzeye a) kayma gerilmesinin değişimi b) kayma dalga hızının değişimi	121
Şekil 7.7.	Borulu dinamik analizde tabandan yüzeye a) yatay yer değiştirmenin değişimi b) düşey yer değiştirmenin değişimi	123
Şekil 7.8.	Borulu dinamik analizde boru yüzeyinde kayma gerilmesinin değişimi	123
Şekil 7.9.	Borusuz dinamik analizde tabandan yüzeye a) kayma gerilmesinin değişimi b) kayma dalga hızının değişimi	125
Şekil 7.10.	Borusuz dinamik analizde tabandan yüzeye a) yatay yer değiştirmenin değişimi b) düşey yer değiştirmenin değişimi	126
Şekil 7.11.	Borulu dinamik analizde tabandan yüzeye a) kayma gerilmesinin değişimi b) kayma dalga hızının değişimi	127
Şekil 7.12.	Borulu dinamik analizde tabandan yüzeye a) yatay yer değiştirmenin değişimi b) düşey yer değiştirmenin değişimi	129
Şekil 7.13.	Borulu dinamik analizde boru yüzeyinde kayma gerilmesinin değişimi	129
Şekil 7.14.	Borusuz sıvılaşma analizde tabandan yüzeye a) kayma gerilmesinin değişimi b) ivmenin değişimi	131
Şekil 7.15.	Borusuz sıvılaşma analizde tabandan yüzeye a) yatay yer değiştirmenin değişimi b) düşey yer değiştirmenin değişimi	132
Şekil 7.16.	Borusuz sıvılaşma analizinde statik drenaj durumunda tabandan yüzeye düşey yer değiştirmenin değişimi	133
Şekil 7.17.	Borusuz sıvılaşma analizde a) boşluk suyu basıncının değişimi b) efektif gerilmenin değişimi	134
Şekil 7.18.	Borusuz sıvılaşma analizinde boşluk suyu basıncı ve değişimi- efektif gerilmenin değişimi	135
Şekil 7.19.	Borulu sıvılaşma analizinde tabandan yüzeye a) kayma gerilmesinin değişimi b) ivmenin değişimi	136

Şekil 7.20.	Borulu sıvılaşma analizde tabandan yüzeye a) yatay yer değiştirmenin değişimi b) düşey yer değiştirmenin değişimi	138
Şekil 7.21.	Borulu sıvılaşma analizde statik drenaj durumunda tabandan yüzeye düşey yer değiştirmenin değişimi	139
Şekil 7.22.	Borulu sıvılaşma analizinde a) boşluk suyu basıncının değişimi b) efektif gerilmenin değişimi	140
Şekil 7.23.	Borulu sıvılaşma analizinde boşluk suyu basıncı-efektif gerilmenin değişimi	141
Şekil 7.24.	Borusuz dinamik analizde a) yüzeyde yatay yer değiştirmenin değişimi b) tabandan yüzeye yatay yer değiştirmenin değişimi ...	142
Şekil 7.25.	Borusuz dinamik analizde a) yüzeyde düşey yer değiştirmenin değişimi b) tabandan yüzeye düşey yer değiştirmenin değişimi...	143
Şekil 7.26.	Borulu dinamik analizde yüzeyde yatay yer değiştirmenin değişimi	144
Şekil 7.27.	Borulu dinamik analizde a) tabandan yüzeye düşey yer değiştirmenin değişimi b) yüzeyde düşey yer değiştirmenin değişimi	145
Şekil 7.28.	Borulu dinamik analizde a) boru altında-üstünde düşey yer değiştirmenin değişimi b) boru çevresinde yatay yer değiştirmenin değişimi	146
Şekil 7.29.	Borusuz dinamik analizde yüzeyde ivme kaydının değişimi	147
Şekil 7.30.	Borusuz dinamik analizde a) yüzeyde yatay yer değiştirmenin değişimi b) tabandan yüzeye yatay yer değiştirmenin değişimi ...	148
Şekil 7.31.	Borusuz dinamik analizde a) yüzeyde düşey yer değiştirmenin değişimi b) tabandan yüzeye düşey yer değiştirmenin değişimi...	149
Şekil 7.32.	Borulu dinamik analizde a) tabandan yüzeye düşey yer değiştirmenin değişimi b) yüzeyde düşey yer değiştirmenin değişimi	150
Şekil 7.33.	Borulu dinamik analizde a) boru altında-üstünde düşey yer değiştirmenin değişimi b) boru çevresinde yatay yer değiştirmenin değişimi	152
Şekil 7.34.	SK1 profili sıvılaşma analizinde tabandan yüzeye a) kayma gerilmesinin değişimi b) ivmenin değişimi	154

Şekil 7.35.	SK1 profili sıvılaşma analizinde tabandan yüzeye a) yatay yer değiştirmenin değişimi b) düşey yer değiştirmenin değişimi	155
Şekil 7.36.	SK1 profili sıvılaşma analizinde a) boşluk suyu basıncının değişimi b) efektif gerilmenin değişimi	157
Şekil 7.37.	SK1 profili sıvılaşma analizinde statik drenaj durumunda tabandan yüzeye düşey yer değiştirmenin değişimi	157
Şekil 7.38.	SK1 profili sıvılaşma analizinde boşluk suyu basıncı ve efektif gerilmenin değişimi	158
Şekil 7.39.	SK2 profili sıvılaşma analizinde tabandan yüzeye a) kayma gerilmesinin değişimi b) ivmenin değişimi	160
Şekil 7.40.	SK2 profili sıvılaşma analizinde tabandan yüzeye a) yatay yer değiştirmenin değişimi b) düşey yer değiştirmenin değişimi	161
Şekil 7.41.	SK2 profili sıvılaşma analizinde a) boşluk suyu basıncının değişimi b) efektif gerilmenin değişimi	163
Şekil 7.42.	SK2 profili sıvılaşma analizinde statik drenaj durumunda tabandan yüzeye düşey yer değiştirmenin değişimi	163
Şekil 7.43.	SK2 profili sıvılaşma analizde boşluk suyu basıncının değişimi- efektif gerilmenin değişimi	165
Şekil 7.44.	SK3 profili sıvılaşma analizinde tabandan yüzeye a) kayma gerilmesinin değişimi b) ivmenin değişimi	166
Şekil 7.45.	SK3 profili sıvılaşma analizinde tabandan yüzeye a) yatay yer değiştirmenin değişimi b) düşey yer değiştirmenin değişimi	167
Şekil 7.46.	SK3 profili sıvılaşma analizinde a) boşluk suyu basıncının değişimi b) efektif gerilmenin değişimi	168
Şekil 7.47.	SK3 profili sıvılaşma analizinde statik drenaj durumunda tabandan yüzeye düşey yer değiştirmenin değişimi.....	169
Şekil 7.48.	SK3 profili sıvılaşma analizde boşluk suyu basıncının değişimi- efektif gerilmenin değişimi	170
Şekil 7.49.	CSR ve düzeltilmiş SPT değerlerine göre hacimsel deformasyonlar	176
Şekil 7.50.	Sıvılaşma sonrası hacimsel değişim ile güvenlik katsayısı arasındaki ilişki	177
Şekil 7.51.	Kabul edilen boru hattındaki yerdeğiştirmeler	179

TABLolar LİSTESİ

Tablo 5.1.	17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminden etkilenen binaların Adapazarı, İzmit ve Yalova şehirlerine ait hasar sonuçları	65
Tablo 5.2.	Yer ivmesi ve rölatif sıklığa bağlı olarak sıvılaşma potansiyeli ..	72
Tablo 5.3.	Siltli killi kumların sıvılaşabilirliği	80
Tablo 5.4.	Deprem sırasında sıvılaşabilecek zeminlerin tahmini hassaslıkları	83
Tablo 6.1.	Model boyutlandırma tablosu	89
Tablo 6.2.	Tek tabakalı nümerik modelde kullanılan kum zeminlerin özellikleri	108
Tablo 6.3.	Nümerik modelde tabakalı analizde ön çalışmalarda kullanılan zemin özellikleri	108
Tablo 6.4.	Shake 1D analiz sonuçlarının özet tablosu	111
Tablo 7.1.	Analiz çıktılarına ait birimler	108
Tablo 7.2.	Borulu-Borusuz analiz sonuçları	118
Tablo 7.3.	Analizlerde kullanılan Sakarya bölgesine ait geliştirilmiş zemin özellikleri	153
Tablo 7.4.	SPT N30 değerlerine uygulanan düzeltmeler	174
Tablo 7.5.	Karşılaştırmalı sonuçlar tablosu	178

ÖZET

Anahtar kelimeler: Gömülü boru hatları, borular, sismik performans, sıvılaşma, sıvılaşma tehlikeleri, güvenilirlik

Dünyanın en aktif deprem kuşakları üzerinde bulunan ülkemizde depremlerin zararlarını en aza indirebilmek amacıyla yapılması gereken çalışmalardan biri de şehirleşmiş alanlarda altyapılar için deprem risk analizlerinin yapılmasıdır. Ülkemizdeki yerel koşulları, yerel mimari düzenlemeleri ve yaygın olarak kullanılan taşıyıcı yapı sistemlerini dikkate alan deprem risk analizlerinin yapılması ve yaygınlaştırılmasına gereksinim vardır. Gömülü boru hatlarının güvenliği özellikle deprem riski olan bölgelerde çok önemlidir. Gömülü borular şehrin can damarlarıdır ve bir deprem anında mutlaka sağlam kalmalı ve tasarım standartlarını karşılamalıdır.

Son depremler, örneğin 1994 Northridge, Kaliforniya, Amerika Birleşik Devletleri (A.B.D.), 1995 Kobe, Japonya ve 1999 Kocaeli, Türkiye depremleri altyapı (can damarı) sistemlerine geniş ölçüde zarar verdiler. Bu sistemlerdeki yaygın aksama, zararların coğrafik değişkenliğini ve zararlar geçici ve kalıcı yer deformasyonları arasındaki ilişkilerin değerlendirilmesine imkân verdi.

Boru hatları çok geniş alana yayılan, sismik tehlikelerle karşı karşıya kalan ve zemin koşullarından en çok etkilenen en önemli can damarlarıdır. Ülkemizde çoğu boru hatları sismik hareketlerin yüksek olduğu alanlardan geçmektedir.

Bu çalışmada gömülü boru hatlarının sismik performanslarının değerlendirmesi için, nümerik modelleme yapılarak, sıvılaşma ve oturma parametrelerine bağlı hasarlar incelenmiştir. Bu tez çalışmasında, gömülü boru hatlarında hasarı etkileyen değişkenler olarak; zeminin sıvılaşma eğilimi, maksimum yer ivmesi ve zemin deformasyonları araştırılmıştır. Bu çalışma ile kamu hizmeti yapan kuruluşların var olan gömülü boru hatlarını yeniden değerlendirmesi ve yenilenmesi (eğer gerekiyorsa) çalışmalarında faydalı olacağı düşünülmektedir.

EARTHQUAKE RISK ANALYSIS OF LIFELINE STRUCTURE FOR ALLUVIAL AND LIQUEFACTION SUSCEPTIBLE SOIL: ADAPAZARI CASE

SUMMARY

Key Words: Buried pipelines, pipes, seismic performance, liquefaction, liquefaction hazard, reliability

Turkey is located one of the very active fault zone in the world. Due to the fact that in Turkey, risk evaluation projects are required to be prepared for urban areas in order to minimize the earthquake affects. The number of evaluation projects that we have in our country is very limited. There is a great need for such projects by considering the current local area properties, local architectural plans and structural systems. Construction of buried pipelines especially earthquake prone areas require very special considerations. Buried pipelines serving as utilities or lifelines in a city must be stable during an earthquake and must comply with the design codes in use.

Recent earthquakes such as at 1994 Northridge, USA, 1995 Kobe, Japan and 17 August 1999 Kocaeli, Turkey earthquakes resulted in extensive damage to lifelines systems. The widespread distribution provided a unique opportunity to determine the geographic variability of the damage and the relationship between damage, transient motion and permanent ground deformation.

Buried pipelines are constructed wide areas due to their service utilities, and therefore they are affected by earthquake shaking and local site conditions. In Turkey, most pipelines pass through earthquake prone areas. Hence, buried pipelines safety must be considered in terms of dynamic loads such as earthquake.

In this study, buried pipelines safety were investigated considering as soil liquefaction, peak ground acceleration and soil deformations. This research gives opportunity for local and governmental organizations to consider reevaluation of safety measures if it is necessary.

BÖLÜM 1. GİRİŞ

Dünyanın en aktif deprem kuşakları üzerinde bulunan ülkemizde depremlerin zararlarını en aza indirebilmek amacıyla yapılması gereken çalışmalardan biri de şehirleşmiş alanlarda altyapılar için deprem risk analizlerinin yapılmasıdır. Ülkemizdeki yerel koşulları, yerel mimari düzenlemeleri ve yaygın olarak kullanılan taşıyıcı yapı sistemlerini dikkate alan deprem risk analizlerinin yapılması ve yaygınlaştırılmasına gereksinim vardır. Gömülü boru hatlarının güvenliği özellikle deprem riski olan bölgelerde çok önemlidir. Gömülü borular şehrin can damarlarıdır ve bir deprem anında mutlaka sağlam kalmalı ve tasarım standartlarını karşılamalıdır.

Depremlerde altyapı sistemlerinde meydana gelen zararlar gerek ekonomik gerekse toplum yaşamı açısından olumsuz sonuçlar ortaya çıkarmaktadır. 17 Ağustos 1999 depremi gibi son yıllarda yerleşim bölgelerine yakın gerçekleşen büyük depremler bu gerçeği birçok kez göstermiştir. Depremler; depremin büyüklüğü, deprem odağına uzaklık, yerel zemin koşulları gibi parametrelere bağlı olarak gerek üst yapı sistemlerinde ve gerekse alt yapı sistemlerinde hasarlar meydana getirmektedir. Bu güne kadar yapılan çalışmalarda deprem sonucu oluşan üst yapı hasarları çok sayıda araştırmacı ve mühendis tarafından incelenmiş ve halen araştırmalara devam edilmektedir. Ancak ülkemizde altyapı tesisleri ve boru hatlarının gerek hasar durumu ve gerekse olası deprem riskleri yeterince araştırılmamıştır. Deprem sonrası ortaya çıkan hasarların büyüklüğü ve kentlerde bu sebeple meydana gelen sorunlar boru hattı sistemlerinin yapılırken depreme güvenli tasarlanmasını ve mevcut sistemlerinde deprem performanslarının önceden değerlendirilmesi gerekliliğini gündeme getirmektedir.

1.1. Çalışmanın Amacı

Son depremler, örneğin 1994 Northridge, Kaliforniya, Amerika Birleşik Devletleri (A.B.D.), 1995 Kobe, Japonya ve 1999 Kocaeli, Türkiye depremleri altyapı (can

damarı) sistemlerine geniş ölçüde zarar verdiler. Bu sistemlerdeki yaygın aksama, zararların coğrafik değişkenliğini ve zararlar geçici ve kalıcı yer deformasyonları arasındaki ilişkilerin değerlendirilmesine imkân verdi.

Boru hatları çok geniş alana yayılan, sismik tehlikelerle karşı karşıya kalan ve zemin koşullarından en çok etkilenen en önemli can damarlarıdır. Ülkemizde çoğu boru hatları sismik hareketlerin yüksek olduğu alanlardan geçmektedir.

Bu çalışmanın amacı gömülü boru hatlarının sismik performanslarının değerlendirmesi için nümerik modelleme yapılarak sınıvlaşma ve oturma parametrelerine bağlı hasarları incelemektir. Bu araştırmada, gömülü boru hatlarında hasarı etkileyen değişkenler olarak; zeminin sınıvlaşma eğilimi, olası zayıf zemin katmanlarının kalınlığı, maksimum yer ivmesi ve zemin deformasyonları araştırılacaktır. Seçilen geoteknik ve sismik değişkenler kullanılarak, boru hatlarının performansını ortaya koyan bir limit durum fonksiyonu önerilebilir. Bu çalışma ile kamu hizmeti yapan kuruluşların var olan gömülü boru hatlarının belirli deprem senaryoları altında yeniden değerlendirmesi, yenilenmesi (eğer gerekiyorsa) ve riskli bölgelere otomatik gaz kesici sistemlerin yerleştirilmeleri çalışmalarında faydalı olacağı düşünülmektedir.

Bu tez çalışmasında öncelikle kademeli olarak literatürde yapılan çalışmalar incelenmiş ve bölüm 2’de özetlenmiştir. Bu araştırmalara göre; bugüne kadar yapılan çalışmalarda deprem sonucu oluşan üst yapı hasarları çok sayıda araştırmacı ve mühendis tarafından incelenmiş, ancak, ülkemizde altyapı tesisleri ve boru hatlarının gerek hasar durumu ve gerekse olası deprem riskleri üzerine yeterince araştırma yapılmamıştır. Daha önceki yapılan çalışmalar incelendiğinde açıkça görülmektedir ki; bu tür çalışmalar boru hattı sistemlerinin yapılırken deprem riskine karşı güvenli olarak tasarlanması ve mevcut sistemlerinde deprem performanslarının önceden değerlendirilmesi açısından oldukça önemlidir.

Zeminlerde meydana gelen dinamik hareket kaynaklı etkiler araştırıldığında, alt yapılarda meydana gelen hasarların büyük bir kısmının, dalga yayılımına bağlı zemin hareketleri olan sınıvlaşma, taşıma gücü kaybı, zemin yenilmesi ve toprak kayması

gibi nedenlerden kaynaklandığı bilinmektedir. Dolayısı ile zeminlerde dalga yayılımı kavramı dinamik zemin analizi yapılan nümerik modellerde iyi anlaşılmalı ve doğru çözümlenmelidir. Bu nedenle zeminlerde dalga yayılımı ile ilgili genel olarak bilinmesi gerekenler 3'üncü bölümde ifade edilmiştir.

Zemin ortamı ve alt/üst yapı her ikisi de şekil değiştirebilen sistemler olarak statik ve dinamik dış etkilere karşı birlikte davranış gösterirler. Bu nedenle gerçek davranışın göz önüne alınabilmesi için zemin bölgesi de alt/üst yapı sistemin bir parçası olarak tanımlanmalı ve beraber analiz edilmelidir. Bu aşamada zemin-yapı sistemlerinde nümerik çözüm yaklaşımlarının incelenmesi ve problemin çözümüne en uygun yöntemler tercih edilmelidir. Tez çalışmasının 4'ncü bölümünde bu konulara açıklık getirilmiştir. Buna göre çalışmada sistemde yayılan ve zeminin yarı sonsuz ortamında kaybolan enerjiyi tanımlamak için bölgenin sınırlarına eşdeğer anlamda kullanılan, geometrik sönüm (Radyasyon sönüm) adı verilen ve malzeme sönümü ile ilgisi bulunmayan, dalga yansımalarını engelleyen bir sönüm mekanizması olan viskoz sönümleyiciler kullanılmıştır.

Bu tez çalışmasının 5'inci bölümünde Sakarya bölgesinin geoteknik özelliklerinin yapısı ile sınıvlaşma hakkında genel değerlendirmeler yapılmıştır. Yapı itibarıyla sınıvlaşma potansiyeli yüksek olan, konsolidasyon süreçlerini tamamlamamış ve ince dane oranı yüksek olan Adapazarı zeminleri 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminde alt ve üst yapılarda ciddi hasarlara neden olmuştur. Bu nedenle Adapazarı ve çevresinin bölgesel özellikleri ile bu bölgedeki zeminlerin geoteknik açıdan nasıl bir davranış sergileyeceğinin bilinmesi oldukça önemlidir.

Bu tez çalışmasının 6 ve 7'inci bölümlerinde kurulacak olan nümerik analiz çalışmaları ve elde edilen veriler değerlendirilmiştir. Yapılan araştırmalar neticesinde Adapazarı bölgesindeki sınıvlaşma potansiyeli olan zeminleri gerçek davranış durumunu yansıtabilmek için, boşluk suyu basıncı artışlarını yarı ampirik bir modelle uygulayabilen FLAC 2D programının kullanılabilceği tespit edilmiştir. Daha sonra nümerik analiz aşamaları için detaylı çalışmalar yapılarak nümerik model kurulmuştur. Altyapının olduğu ve olmadığı durumlar ayrı ayrı incelenmiştir.

Sonuçlar b3l3m3nde analiz sonuçlarına g3re değerlendirmeler yapılarak, sıvılaşma potansiyeli olan Adapazarı zeminlerinde boru hatlarının deformasyona uğrama ihtimalleri ve 3neriler ifade edilmiştir.

BÖLÜM 2. LİTERATÜR ÖZETİ

Gömülü borularda deprem nedeniyle meydana gelen hasarlar ulaşım, iletişim, elektrik, petrol, doğalgaz, su ve kanalizasyon sistemleri gibi hayati servislerin kullanım dışı kalmasına neden olmaktadır. Depremde her ne kadar yeraltı yapılarının, üst yapı elemanlarından daha dayanıklı olduğu düşünülse de yakın zamandaki büyük depremlerde, gömülü borularda büyük hasarlar olduğu bilinmektedir. Gömülü boru hatlarında sismik hareketler sonucu oluşan hasarlar, zemin hareketi ve faylanma, sismik dalgalar, kumlu zeminlerin sıvılaşması ya da yatay yönde komşu iki zemin tabakasının rijitliğindeki farklılıktan kaynaklanmaktadır.

Altyapılar genelde yiyecek, su, enerji, yakıt, haberleşme gibi gereksinmelerin üretildikleri yerden kullanıldıkları yere kadar olan kısım için gerekli olan yapılardır. Elektrik veya suyun kesilmesi, şehir yaşamını felce uğratar. Bu yüzden meydana gelebilecek büyük ekonomik kayıplara ek olarak, halk sağlığı tehlikeye girer ve gerektiğinde şehirden göç bile başlar. Örneğin 17 Ağustos Kocaeli depreminden sonra Sakarya şehrinden göç artmış fakat daha sonraları altyapıların düzenlenmesi ile şehir tekrar göç almaya başlamış ve bugün nüfus 861.570 olmuştur [1]. Altyapı sistemi bilhassa kentlerde büyük önem arz eder. Yakın zamanda 1992 Erzincan ve 1995 Dinar depremlerinin dışında Türkiye'de meydana gelen depremlerin çoğunluğu kırsal yöreleri etkilemiştir. Bu nedenle depremlerde gerçek anlamda altyapı davranışına ait veri miktarı çok kısıtlıdır. Yukarıdaki bölümlerde açıklandığı gibi 17 Ağustos Kocaeli depreminde Adapazarı'nda içme suyu şebekesi tamamen hasar görmüş ve şehre aylarca içme ve kullanma suyu verilememiştir. Depremin meydana geldiği tarihte şehrin düzenli bir kanalizasyon sistemi olmadığı için oluşan hasar durumu ile ilgili herhangi bir veriye ulaşılamamıştır. ABD ve Japonya bu konuda en çok tecrübeye ve araştırmaya sahip iki ülkedir. ABD'de altyapı hasarının ehemmiyeti, ilk defa 1906 San Francisco depremindeki deprem sonrası yangınla anlaşılmıştır. 17 Ocak 1995'te meydana gelen Kobe depreminde altyapı hasar ve yangın etkisi oldukça geniş yer kaplar.

Toprak ve Yoshizaki yaptıkları çalışmada gömülü boru hatları ile değişik sismik parametreler arasında ilişkileri irdelemiş ve çeşitli korelasyonları incelemişlerdir. Toprak ve Yoshizaki çalışmalarında, boru hatlarının deprem öncesinde olduğu kadar deprem sonrasında da fonksiyonunu devam ettirebilmesinin gerekliliğini vurgulamışlardır [2].

Yargıcı, yaptığı çalışmada gömülü boru hatlarının sismik performanslarının değerlendirmesi için, istatistiksel bağıntılar elde ettiği bir çalışma gerçekleştirmiştir. Bu amaçla, Düzce depremi sonrasında Düzce’de boru hatlarının performansına ilişkin veriler toplamış, Düzce su kaynakları ve su dağıtım şebekesi özellikleri ve Düzce depremi nedeni ile boru hatlarında meydana gelen hasarların tamir verilerini incelemiştir. Hasar dağılımının su dağıtım şebekesi, deprem ve geoteknik özelliklerle korelasyonu araştırılmıştır. Bu çalışmanın sonunda sivilaşma olan yerlerde asbest çimento borularda hasar oranı tahmini ile ilgili formülü geliştirmişlerdir [3] .

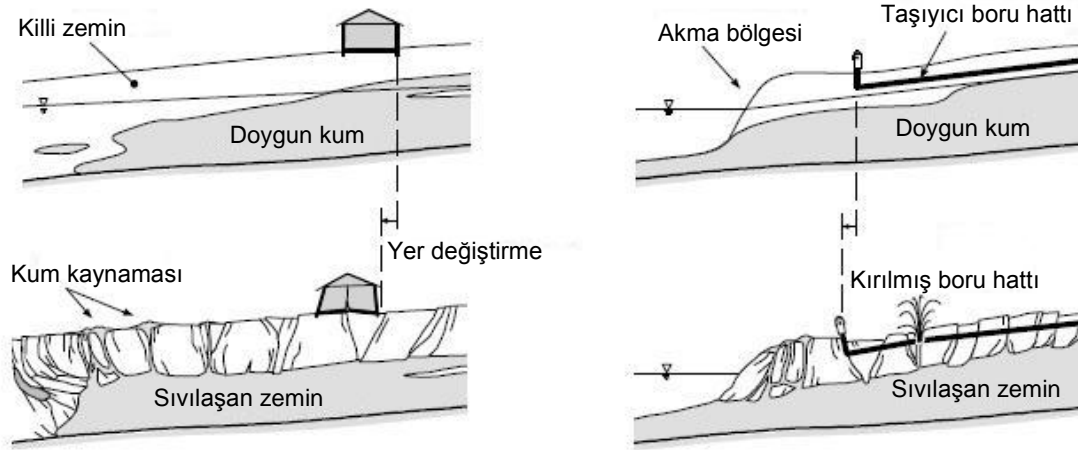
Lee vd. yılında yaptığı çalışmada, zaman-tanım alanında analizler yaparak Kore için doğalgaz boru hatları tasarımında kullanılmak üzere çalışmalar yapmışlardır. Bu çalışmada farklı zemin özellikleri, farklı deprem senaryoları gibi çeşitli parametreler etkilerini incelemişlerdir. Elde ettikleri bulgulara göre; yumuşak killi zeminlerde en yüksek yatay yerdeğiştirme değerinin borunun merkezinde oluştuğunu tespit etmişlerdir. Ayrıca gömülü boruların genel davranışında, içinde bulunduğu zemin tipinin belirleyici olduğunu ifade etmişlerdir [4].

İzmir Büyükşehir Belediyesi ile Boğaziçi Üniversitesi arasında imzalanmış bulunan protokol kapsamında “İzmir Deprem Master Planı” hazırlanmıştır. Bu çalışmanın ilk aşamasında mikro bölgeleme haritaları ile deprem tehlikesi belirlenmiştir. İkinci aşamasında ise can kayıpları, yapıların, sistemlerin ve sosyo-ekonomik düzenin zarar görmesi ve hasar istatistikleri yapılmıştır. Bu çalışma, İzmir Büyükşehir Belediyesi sınırları içindeki tüm binaları içine alacak biçimde yapılmıştır. Yapısal özellikler, yapım tarihi, proje ve inşaat kalitesi, kullanım özellikleri gibi genel bilgileri içeren bir bina envanteri çalışması yapılmıştır. Ancak alt yapılarda oluşabilecek hasarlar detaylı bir şekilde incelenmemiştir [5].

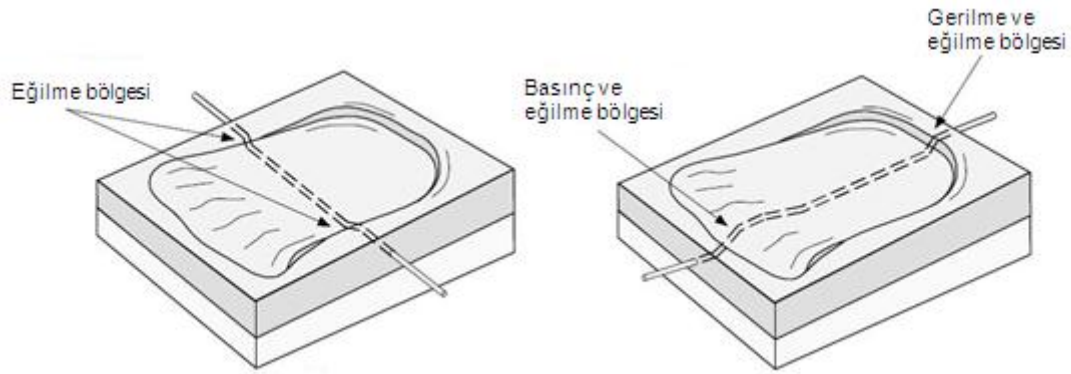
İstanbul Büyükşehir Belediyesi ile Ortadoğu Teknik Üniversitesi, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul Teknik Üniversitesi ve Yıldız Teknik Üniversiteleri arasında imzalanmış bulunan protokol kapsamında “İstanbul Deprem Master Planı” hazırlanmıştır. Yapılan bu çalışma kapsamında İstanbul'daki deprem gerçeği dikkate alınarak, İstanbul'un depreme karşı güvenli hale getirilmesi için gerek mevcut yapı stoku gerekse tüm kentsel, kamusal mekânlar ve altyapı tesisleri değerlendirilmiştir [6]. Ayrıca, İstanbul'un yeniden yapılandırılmasında öncelikli stratejilerin geliştirilmesi ve gerektiğinde seçilecek pilot alanlarda yapılacak uygulamalar yanında tüm tarafların hukuki, teknik, mali, sosyal ve idari açılardan görev alanlarının ve icra programlarının geliştirilmesi de çalışma kapsamına alınmıştır. Ancak bütün bu çalışmalara rağmen gömülü boru hatlarının deprem performansı detaylı olarak incelenmemiştir.

Güçlü deprem hareketlerine karşı, tasarımda ve değerlendirmede kullanılacak ana hatların belirlenmesinin yanında, “Sıvılaşmaya Maruz Alanlardaki Gaz İletim Boru Hatları Tasarımı için Tavsiye Edilen Uygulamaları” oluşturmak için 1996 yılından 2000 yılına kadar bir araştırma projesi gerçekleştirilmiştir [7,8]. Bu proje şu teknik konuları incelemiştir: Sıvılaşma sonucu oluşan yer değiştirmeler; toprak ve boru etkileşimi; boru hattındaki deformasyonların değerlendirilmesi; gaz sızıntısı olmaması şartını sağlayan boru deformasyonu. Bu konular üzerinde deneysel ve analitik çalışmalar gerçekleştirilmiştir [9,10]. Yüksek şekil değiştirme oranlarıyla büyük deformasyonlar, hazırlanan ana hatlarda tanımlanmıştır. Bu projeye ilaveten kalıcı yer deformasyonlarına maruz gömülü boru hatlarının değerlendirilmesi için analitik modellerin geliştirilmesi amacıyla gerçek ölçekte deneyler yapılmıştır [11]. Literatürde incelenen bazı hasar oluşumları Şekil 2.1 ve 2.2’de verilmiştir.

Şekil 2.1’de kum kaynaması ve sıvılaşma sonucunda boru hatlarında oluşabilecek muhtemel hasarlar gösterilmiştir [12]. Zemin hareketlerine bağlı olarak zeminde oluşabilecek gerilme ve basınç bölgelerinde de alt yapılarda hasar oluşumları görülmektedir (Şekil 2.2).



Şekil 2.1. Sıvılaşmaya bağlı muhtemel hasar oluşumları [12]



Şekil 2.2. Zemin kaymalarına bağlı muhtemel basınç-gerilme hasar oluşumları [12]

Amerikan Ulusal Acil Durum Yönetim Kurumu (FEMA) tüm dünyada yapılan altyapı çalışmalarına referans olduğunu gösterir nitelikte literatürde var olan, sıvı ve gaz yakıt boru hat sistemleri, su boru hatları ve çelik altyapı boruları için ayrı ayrı yönergeler hazırlamıştır [13,15]

Kaliforniya sismik güvenlik konseyi hazırladığı bir raporda doğalgaz boru hatlarının olduğu bölgelerde yangından kaynaklı hasarların daha fazla olduğu belirtilmiş, doğalgaz boru hatlarının olduğu bölgelerde deprem sonrası ortaya çıkan yangınların doğalgaz olmayan bölgelere göre % 20 ile % 50 arasında daha fazla olduğunu ifade etmişlerdir [16].

Unutmaz, yaptığı çalışmada sınılaşma tetiklenme potansiyelinde üst yapının etkisini belirlemek amacı ile ortalama ve maksimum çevrimsel gerilme oranlarını tanımlayan (CSRSSEI, ortalama ve CSRSSEI, maksimum) basitleştirilmiş bir yöntem önererek, 3-Boyutlu analizlere ihtiyaç duyulmadan bina temellerinde sınılaşma tetiklenme potansiyellerinin belirlenebilmesi amacıyla çalışmalar yapmıştır. Sonuç olarak üst yapının sınılaşma tetiklenme potansiyeli açısından her zaman olumlu yönde etkisi olmadığı belirlenmiş ve önerilen basitleştirilmiş yöntem bu etkileşimin ne zaman kritik olacağını başarıyla tahmin etmiştir [17]. Ayrıca Çetin vd. yaptığı çalışmada söz konusu zeminde sınılaşma potansiyelinin olup olmadığı ve mevcut yükler altında zeminin sınılaşıp sınılaşmayacağını değerlendirmiştir [18].

Bu çalışma ile doğalgaz boru hatlarında deprem anında oluşabilecek hasarlar tespit edilerek alınabilecek önlemler belirtilecektir. Çalışma bölgede bir ilk olacaktır. Deprem sırasında oluşabilecek doğalgaz boru hatlarındaki hasarların belirlenmesi konusunda ülkemizde detaylı bir çalışma henüz yapılmamıştır. Bu çalışmanın en önemli özelliği bir ilk olmasıdır. Bilindiği gibi ülkemiz deprem açısından oldukça risklidir. Son yıllarda ülkemizin çok geniş bir alanına doğal gaz kullanımı yaygınlaştırılmaktadır (Şekil 2.3).



Şekil 2.3. Türkiye doğalgaz ve petrol boru hatları haritası [18]

Ayrıca bu çalışma ileriki aşamalarda özellikle içme suyu boru hatları ve atık su boru hatlarında oluşabilecek muhtemel hasarların yerleri ve hasar düzeyleri ile ilgili araştırmalara temel kaynak olacaktır. Böylece bir şehrin deprem anında can damarları olan bu en önemli altyapı sistemlerinin güvenlikleri sağlanarak depremden sonra büyük acılar yaşayan insanların en azından günlük ihtiyaçlarını karşılayabilecekleri altyapı sistemlerinin hasar düzeyleri azaltılacaktır.

2.1. Depremın Boru Hatları Üzerindeki Etkileri ve Oluşabilecek Hasarlar

Bugüne kadar meydana gelen depremlerden edinilen tecrübelerle dayanarak, özellikle zemin koşullarında keskin değişimlerinin gözlemlendiği, sıvılaşma olasılığı olan zayıf zeminlerde, boru hatlarının diğer yapılarla bağlandığı bölgelerde, büyük yer hareketlerinin meydana geldiği fay zonlarında, zemin kayma düzlemleri veya geçiş bölgeleri gibi borunun yapıya girdiği yerlerde yeraltı boru hatlarının büyük hasar gördüğü gözlemlenmiştir (Şekil 2.4). Depremde her ne kadar gömülü borular gibi yeraltı yapılarının üst yapı elemanlarından daha dayanıklı olduğu düşünülse de yakın zamandaki büyük depremlerde, gömülü borularda oluşan hasarların çok büyük ve zaman zaman telafi edilemez boyutlarda olduğu bilinmektedir. Bu şartlar altında, doğalgaz hatlarında meydana gelebilecek bir hasar, depremde oluşan üst yapı hasarlarına ilave olarak büyük yangınlara sebep olabilmekte ve özellikle su hatlarında meydana gelebilecek problemler nedeniyle bu tür yangınlara müdahale edilememektedir.



a)



b)

Şekil 2.4. 1993 Hokkaido – Nansei – Oki depreminde ($M_w=7,8$) boru hatlarında görülen hasarlar [20]

Depremın boru hatları üzerindeki etkileri üzerine 1994 Northridge depremi sonunda boru hatlarında oluşan hasarlar incelenebilir. 1994 Northridge depremi, 1906 San Fransisco depreminden beri ABD’de bir su dağıtım şebekesinde meydana gelen en büyük zararı vermiştir. Los Angeles şehri içme suyu arıtma tesislerine kuzeyden su getiren ve şehrin su ihtiyaının % 75 ini sağlayan üç ana iletim hattında ve i iletim hatlarında 1013 noktada tadilat ve yenileme çalışmaları yapılması gerekmiştir [21].

Gömülü boru hattı sistemlerinde oluşabilecek hasarlarda zemin deformasyonları ve deprem etkilerinin yanı sıra boru cinsi, boru çapı, ek türleri, zemin korozyonu ve boru çapı gibi faktörler de önemli rol oynamaktadır. Geçmiş depremlerde boru hatlarının performansı değerlendirildiğinde boru çaplarıyla onarım oranları arasında bir ilişki gözlenmiş, boru çapı büyüdükçe hasar oranının düştüğü tespit edilmiştir [22].

2.1.1. Altyapıların diğer yer üstü yapılarından farklılıkları

Yeraltı yapılarının deprem sırasındaki davranışını öngörmek için yapılan çalışmalarda üst yapıların sismik davranışına benzer yöntemler kullanılmaktadır. Ancak, gömülü boruların sismik davranışı diğer üst yapılardan farklıdır. Gömülü boru hatlarında sismik hareketler sonucu oluşan hasarlar, zemin hareketi ve faylanma, sismik dalgalar, kumlu zeminlerin sıvılaşması ya da yatay yönde komşu iki zemin tabakasının rijitliğindeki farklılıktan kaynaklanmaktadır. Gömülü boru hatlarının sismik davranışı, birçok açıdan diğer yer üstü yapılarının davranışından farklıdır. Bu farklılıklar aşağıdaki gibi özetlenebilir [22]:

1. Üst yapıların tasarımıını etkileyen en önemli faktör olan eylemsizlik kuvvetleri, gömülü borularda evre zemin tarafından sınırlandırılır.
2. Birçok st yapı zemin hareketlerine uygun biçimde projelendirilmesine rağmen, uzun ve sürekli sistemler olan boru hatları, farklı istasyonlar arasındaki faz farkı ve boru hattı boyunca zemin özelliklerinde gözlenen farklılıklar nedeniyle zemin hareketlerine uygun değerildir.
3. Bir st yapıda meydana gelen hasarlar sadece o yapıyla sınırlıyken, bir boru hattının belirli bir yerindeki hasar, sistemin diğer parçalarını da etkiler.

2.1.2. Gömülü boru hatlarındaki hasar türleri

Deprem nedeniyle boru hatlarında meydana gelen hasarlar ulaşım, iletişim, elektrik, doğalgaz, petrol, su ve kanalizasyon sistemleri gibi çok önemli servislerin kullanım dışı kalmasına neden olduğundan, günlük yaşamı olumsuz etkilerler. Yapılan arazi incelemeleri ve çeşitli çalışmalara göre deprem nedeniyle gömülü borularda meydana gelen hasarlar ve bu hasarların görüldüğü yerler aşağıda ki gibi sıralanabilir [23]:

1. Zemin koşulları:
 - Zayıf zeminli alanlar,
 - Islah edilen, denizden-gölden kazanılan arsalar,
 - Gevşek kumlu zeminler,
 - Alüvyal zeminler,
 - Boruların gömüldüğü zeminde keskin topoğrafik değişikliklerin olduğu yerler.
2. Yerleştirme koşulları:
 - Ana boru-yan boruların birleşim yerleri ile ana boru-bacaların birleşim yerleri,
 - Yapılarla birleşim yerleri,
 - Sığ kanalizasyon hatları,
3. Hasar türleri:
 - Boru hattının farklı noktaları arasındaki dalga yayılması ve faz farkı ile meydana gelen aksenal gerilme ve eğilme deformasyonları,
 - Boru hattı önemli bir fay hattından geçtiğinde, deprem sırasında fay hareketlerinden kaynaklanan büyük yer değiştirmeler,
 - Toprak kaymaları,
 - Sıvılaşma nedeniyle boruların zemin içinde yüzmesi,
 - Yükselme sebebiyle boru ekseninde yer değiştirme,
 - Baca birleşim yerlerindeki çatlak ve kırılmalar,
 - Birleşim yerlerindeki yer değiştirme, açılma ve kırılmalar.

1999 Marmara depremi sonucunda da çeşitli bölgelerde farklı hasarlar oluşmuş, gömülü iletim ve dağıtım borularında çok ağır hasarlar görülmüştür. Bu hasarlar, Adapazarı'nda görülen sıvılaşma, Gölcük civarındaki fay kırığı, tüm bölgede görülen güçlü yüzey sarsıntıları ve asbest çimentolu boru gibi zayıf boru malzemesi kullanılmasından kaynaklanmaktadır (Şekil 2.5).



Şekil 2.5. Adapazarı su ve atık su hattında borularda karşılaşılan hasarlar [23]

2.1.3. Gömülü boru hatlarında hasarlara neden olan faktörler

Deprem sonucu oluşan dalga yayılımına bağlı zemin hareketi, fay hareketi, sıvılaşma ve toprak kayması gibi etkenler önemli hasarlara yol açmaktadır. Sıvılaşma ya da fay hareketi nedeniyle oluşan yer değiştirmeler, yeraltı yapılarında deprem kaynaklı hasarların ana nedenini oluşturmaktadır [24].

1. Fay hattı ya da toprak kayması ihmal edilirse, gömülü borularda hasara sebep olan iki etken vardır: birincisi, sismik dalgalara bağlı deformasyon, diğeri ise boruyu çevreleyen zemin tabakalarının birbirlerine göre hareketleridir. Borunun sert zeminden yumuşak zemine geçtiği yerlerde, yani geçiş bölgelerinde farklı zemin davranışından dolayı sismik hasarlar görülmektedir.
2. Deprem esnasında genelde zeminin o anki hareketlerine benzer şekilde, boruların ve tünellerin hareketleri de değişim göstermektedir.
3. Gömülü boruların sismik davranışında, boyuna doğrultudaki deformasyon, borudaki eğilme deformasyonundan çok daha büyüktür.
4. Borunun kavisli bölümlerindeki eğilme deformasyonu, düz borulardaki eğilme deformasyonu ile aynı mertebededir.

5. Maksimum deformasyon, yüzey dalgaları sonucu meydana gelmektedir. Yer hareketinin ivmesi maksimum olduğunda, deformasyon maksimum değerine ulaşmayabilir.
6. Boruların sismik tasarım mukavemetleri açısından en önemli faktör sünekliktir. Çelik borular dökme demir borulardan daha dayanıklıdır.
7. Fay hatlarından geçen borularda burkulmaya bağlı oluşan boru kırılmaları sık karşılaşılan bir durumdur.

2.1.3.1. Dalga yayılımı

Zemin boyunca ilerleyen sismik dalgalar zeminde geçici şekil değiştirme ve eğriliklere neden olmaktadır. Bu geçici şekil değiştirmeler araştırıldığında farklı çaplardaki borular için borudaki şekil değiştirmelerin en önemli nedeni olarak görülmüştür. Yüzey dalgalarının yayılım hızları, cisim dalgalarınınkinden daha azdır. Bunun sonucu olarak da yüzey dalgaları, aynı parçacık hızına sahip cisim dalgalarına göre daha büyük zemin ve boru şekil değiştirmelerine neden olabilirler [25,26].

Sismik dalga yayılımı nedeniyle hasar gören yeraltına gömülü boru problemi gerçekte üç boyutlu bir problemdir. Bu problemin düzlemde ve üç boyutlu uzayda çözümü nümerik çalışmalarda çok uygulanabilir olmadığı için bu konuda yeteri kadar çalışma yapılmamıştır. Yapılan çalışmalar da genellikle problem lineer elastik, homojen, izotrop ve yarı sonsuz ortamda serbest yüzeyden belirli bir derinlikte bulunan, eksenini boyunca sabit çaplı bir borunun iki boyutlu problemi olarak ele alınmaktadır [26].

2.1.3.2. Fay geçişi davranışı

Sürekli boru hatları ile parçalı boru hatlarının fay hareketi etkisi altındaki davranışları karşılaştırıldığında, parçalı boru hatlarının süreklilere göre daha az fay hareketine karşı koyabildikleri görülmüştür. Parçalı boru hatlarında izin verilen fay yer değiştirmesi özellikle bağlantı elemanlarının esneme, sıkışma ve dönme yapabilme yeteneklerine bağlıdır [27]. 1999 Kocaeli depreminde 3 metrelik sağ atılımlı fay hareketiyle 2,2 metre çapındaki bir çelik boru hattı zarar görmüş, depremden bir yıl önce yerleştirilen su borusu depremde zarar görmesine rağmen su iletmeye devam etmiş ve sonraki günlerde de geçici onarım ile hizmet vermeye devam etmiştir. 1998 Loma Prieta depreminde boru

hattının fay hattına göre yerleştirilme konumundan dolayı boru hattı basınç gerilmesine maruz kalmış ve boruda üç yerde büzülme ve yırtılmalar gözlenmiştir. Şekil 2.6'da borunun iç çapının 1.4 metreye indiği buruşma noktasında borunun içten görünüşü görülmektedir [28].



Şekil 2.6. Boruda fay kırığı hareketi sonucu oluşan büzülme [28]

Tarek ve arkadaşları yaptıkları çalışmada depremdeki faylanmaya bağlı olarak yeraltındaki boru hatlarının davranışını etkileyen faktörleri incelemişler ve yapmış oldukları 10 santrifüj testiyle yanal atımlı faylanmaya bağlı olarak yer altı boru hattı sistemlerinin davranışlarını etkileyen faktörlerin bulunmasını sağlamışlardır. Çalışmanın sonuçlarına göre fay atım oranı, zemin nem oranı gibi temel bileşenlerinin pik gerilmelerin yerine ve büyüklüğüne pik yanal kuvvetler gibi bir etkisinin olmadığı görülmüş, gömme derinliğinin borudaki pik gerilemelerin yerini ve aynı zamanda büyüklüğünü etkileyebileceğini belirlemişlerdir. Ayrıca boru çapı ve kalınlık oranının (R/t) boru – zemin etkileşimini etkileyen en önemli faktör olduğu belirlenmiştir [29].



Şekil 2.7. Boruda basınç gerilmesi altında oluşan büzülme [28]

2.1.3.3. Sıvılaşmanın etkileri

Sıvılaşmaya bağlı olarak gözlenen zemin hareketleri ve yapısal hasar nedeni ile kumlu zeminlerin depremler sırasındaki davranışlarının belirlenmesi için yapılan araştırmalar ilk olarak 1964 yılında Japonya-Niigata depremi ile Kuzey Amerika-Alaska depremlerinde başlamıştır. Yapılan ilk çalışmalar laboratuvar ortamında yapılmış olup, kum numuneler üzerinde araştırmalar devam etmiştir [30-31]. Arazideki zemin yapısının laboratuvar ortamında oluşturulması değişik numune hazırlama yöntemleri ile gerçekleştirilmeye çalışılsa da örselenmemiş zemin numunesinin sıvılaşmaya karşı direncinin laboratuvar ortamında hazırlanan zemin numunesine göre çok daha yüksek olduğu Hatanaka ve diğerlerinin 1988 yılında yaptığı çalışmalar ile ortaya konulmuştur. Bu çalışmaları takiben örselenmemiş zemin numunelerinin dinamik yükler altındaki davranışı araştırılmış, yapılan araştırmalardan suya doymun kumlu, siltli ve yumuşak killi zeminlerin dinamik yükler altındaki davranışlarının genel olarak birbirinden farklılıklar gösterdiği elde edilmiştir [32-35].

Doymun kohezyonsuz zeminlerde gömülü boru hatları sıvılaşma sonucunda zemin yüzeyine doğru çıkarlar (Şekil 2.8). 1964 Niigata (Japonya), 1967 Mudurnu Vadisi, 1970 Gediz, 1989 Loma Prieta (Kaliforniya), 1995 Kobe (Japonya), 1998 Ceyhan-

Misis ve 1999 Kocaeli depremleri sıvılaşmanın olduğu en çarpıcı örneklerdir. Sıvılaşmış zeminlerdeki yapılar suda hareketlenen cisimler gibidir. Bu yüzden gömülü botu hatlarında yüzeye doğru çıkma, yer değiştirme, burkulma, sıyrılma, boru hatlarında basınç ve kolektörlerin ayrılması gibi sıvılaşma nedenli hasarlar görülebilmektedir.



Şekil 2.8. Çamurlu yüzeyde yüzen iki boru hattının havadan görünüşü [36]

2.1.4. Türkiye’de gerçekleşen büyük depremlerde boru hatlarının durumları

Türkiye’de 20. Yüzyılın ortalarında gerçekleşen büyük depremlere baktığımızda 1939-Erzincan, 1942-Erbaa, 1943-Kastamonu, 1944-Gerede, 1966-Varto, 1975-Lice, 1976-Çaldıran depremleri anımsanır. Son 30 yılına baktığımızda ise 1983-Erzurum-Kars, 1992-Erzincan, 1995-Dinar depremleri ve 1998 Adana-Ceyhan, 1999 Marmara ve 1999 Düzce depremleri anımsanmaktadır.

Bu depremlerin boru hatları üzerinde önemli etkileri olmuştur. Özellikle 1992 Erzincan Depreminde 6,9 büyüklüğünde, merkez üssü USGS’e göre 39.705N ve 39.549 E’de, odak derinliği ise 29 km olarak belirtilmiştir. Bu depremle ilgili hazırlanan raporlarda, su dağıtım hattında hasarlar gözlemlendiği belirtilmiş, şehir üç gün suya muhtaç kalmıştır. Şebeke hattında Q600 mm dökme demir, Q80-Q120 mm

PVC ve Q200-Q250 mm Asbest çimento borular kullanılmış, bu hattaki ana dökme demir borularda 4 adet, diğer alt kollarda 25 adet göçme saptanmıştır. Bu sayılar kesin değerler olmayıp çalışmalara katılan işçilerin aralıksız çalışmasından dolayı bu onarımların kaydı düzenli alınamamıştır. Binalara bağlanan su borularının bağlantılarındaki hasarlar onarılmadığından Şehrin büyük bir kısmına 1 hafta süre ile su verilememiştir. Erzincan'da bulunan atık su boru hattı 250 km uzunluğunda olmasına rağmen, deprem sonrasında yaklaşık % 90'lık kısmında herhangi bir büyük sorun çıkmamış ancak tanklarda ve pompalama istasyonlarında hasar gözlenmiştir. Bununla beraber bu hasarlar işletimi etkilememiştir. Ayrıca 27 Haziran 1998 Ceyhan'da meydana gelen ve 6,3 büyüklüğündeki Adana-Ceyhan Depreminde de boru hatları büyük oranda etkilenmiştir. Deprem şimdiye kadar Türkiye'de en yaygın sivilaşma yapmış depremlerden ilkinin temsil etmektedir. Boru hatları oldukça yoğun bir şekilde etkilenmiş özellikle Abdioğlu yakınlarında depremin etkisiyle su kanalları tahrip olmuştur. 17 Ağustos 1999'da merkezi İzmit şehri ve Gölcük ilçesi arasında kalan 7,4 büyüklüğünde meydana gelen ve 45 saniye süren Kocaeli Depreminde birçok yapı çökmüş, yollar, demiryolları ve boru hatları hasar görmüş (Şekil 2.9), sivilaşma sebebiyle birçok yapıda farklı oturmalar sebebiyle hasarlar oluşmuştur. Deprem sırasında kimi yerlerde 5 m'ye varan yatay ötelenme gözlenmiştir. 1999 Marmara Depremi Hasar Tespit Raporuna göre yer altındaki borularda hasarlar meydana gelmiştir [36]. Hasar gören bölgede daha çok faylanma sonucu oluşmuş kalıcı zemin yer değiştirmesi gözlenmiştir. Fay hattını dik geçen yer altındaki boru hatları ise ciddi hasarlara uğramıştır. BOTAŞ kendi hatlarında hiçbir sorun yaşanmadığını belirtmiştir. İzmit Gaz Dağıtım işletmesi ise ana şebekede sorun olmadığını fakat % 15 kadar servis kutusunun evlerin çökmesi sebebiyle hasara uğradığını belirtmiştir. Doğalgaz kutularındaki hasarlar İstanbul'da da etkisini göstermiş, 80 km uzunluğundaki Gölcük-Yalova boru hattı ve üzerindeki su depolarının birçok noktasında hasarlar oluşmuştur. Dolayısıyla buralarda oluşan sivilaşma ve fay yırtılmaları sebebiyle birçok yerde borular kırılmış ve uzunca bir süre su temini kesilmiştir [38].

Sapanca Gölü kıyısındaki Arifiye Su hattının büyük bir bölümünde önemli hasarlar oluşmuştur. Yüzey kırığı sebebiyle kanalizasyon hatları ile telefon ve elektrik hatlarında da ciddi hasarlar tespit edilmiştir. Sivilaşmaya ve farklı oturmalara bağlı

hasarların görüldüğü Adapazarı'nda, su hattında 500 km'lik gömülü borunun neredeyse tamamı ağır hasar görmüştür. Ağır hasarın en önemli sebebi tüm hattın % 75'inin asbest çimentolu gevrek borulardan oluşmasıdır. Sakarya Geyve ilçesine bağlı Acısu köyünde su iletiminde kullanılan 72 cm çaplı çelik boruların burkulduğu görülmüştür [39]. Sıvılaşma ve fay hareketi sonucu oluşan zemin deformasyonunun bu bölgede oluşması, boru hasarlarının ana nedeni olarak görülmüştür [40]. Kocaeli depreminden İstanbul'da etkilenmiş ve depremin ardından Tuzla atık su arıtma tesisinde ham atık suyun tuzluluk oranında artış gözlenmiştir. Bunun sebebi olarak deniz seviyesinin altında olan borulardaki hasarların olduğu ortaya çıkmıştır.



Şekil 2.9. Marmara depreminden meydana gelen kalıcı yer değiştirme [41]

Sonuç olarak, depremlerin altyapılarda sebep olduğu zararlar gerek ekonomik gerekse toplum yaşamı açısından olumsuz sonuçlar ortaya çıkarmaktadır. 17 Ağustos Kocaeli depremi gibi son yıllarda yerleşim bölgelerine yakın gerçekleşen büyük depremler ile bu gerçek açıkça ortaya çıkmıştır.

Bu güne kadar yapılan çalışmalarda deprem sonucu oluşan üst yapı hasarları çok sayıda araştırmacı ve mühendis tarafından incelenmiştir. Ancak bu konudaki çalışmaların yetersizliği ve eksiklikleri her depremden sonra ortaya çıkan problemler ile tekrar hatırlanmaktadır. Ülkemizde altyapı tesisleri ve boru hatlarının gerek hasar

durumu ve gerekse olası deprem riskleri üzerine yeterince araştırma bulunmamaktadır. Bu tür çalışmalar, deprem sonrası ortaya çıkan hasarların büyüklüğü ve kentlerde bu sebeple meydana gelen sorunlar, boru hattı sistemlerinin yapılırken deprem riskine karşı güvenli olarak tasarlanması ve mevcut sistemlerinde deprem performanslarının önceden değerlendirilmesi açısından oldukça önemlidir.

BÖLÜM 3. ZEMİNLERDE DALGA YAYILIMI

3.1. Giriş

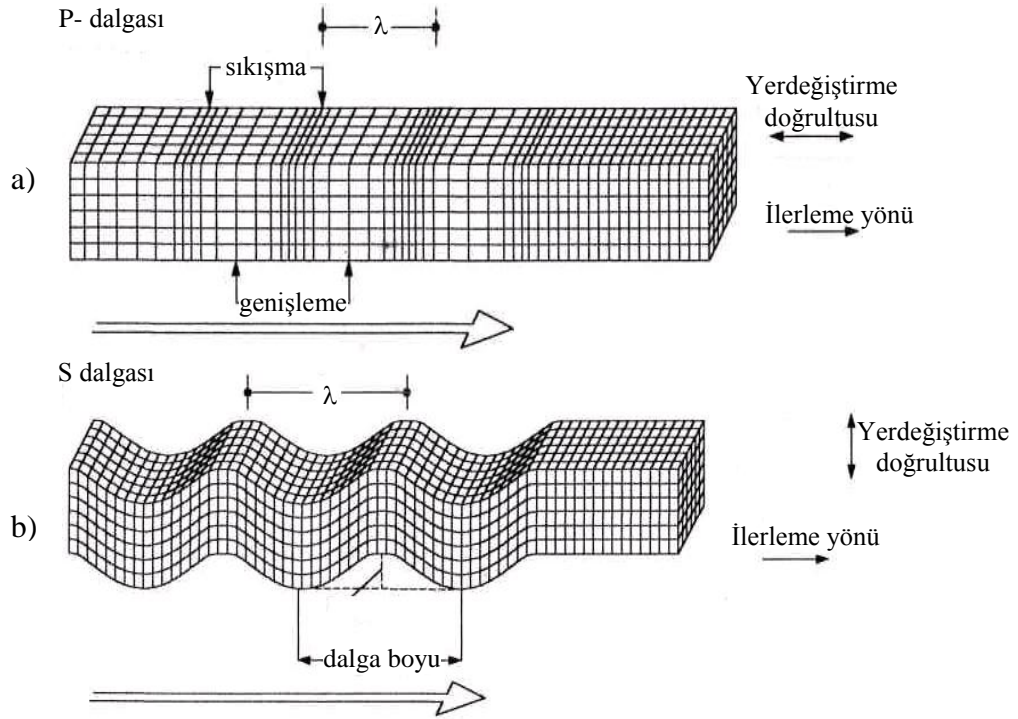
Herhangi bir ortamda dinamik bir etki oluştuğu veya oluşturulduğunda bir dalga alanı meydana gelmektedir. Bu dalgaların da hem yüzeyde hem de ortamın içinde yayıldığı bilinmektedir. Geoteknik Mühendisliği problemlerine konu olan ortam da zemin ve kayadan oluşmakta ve genelde elastik yarı sonsuz ortam olarak tanımlanmaktadır. Bu ortamda oluşturulan dalga alanı, ortam içinde yayılan “cisim dalgaları” ve ortamın yüzeyinde yayılan “yüzey dalgaları” olarak bilinen dalga tiplerini içermektedir.

Deprem sonucu oluşan dalga yayılımına bağlı zemin hareketi, sıvılaşma, taşıma gücü kaybı, zemin yenilmesi ve toprak kayması gibi etkenler önemli hasarlara yol açmaktadır.

Zeminlerde meydana gelen dinamik hareket kaynaklı etkiler araştırıldığında, alt yapılarda meydana gelen hasarların büyük bir kısmının yukarıda sayılan nedenlerden kaynaklandığı bu sebeplerden dolayı olduğunu göstermektedir. Yüzey dalgalarının yayılım hızları, cisim dalgalarınınkinden daha azdır. Bunun sonucu olarak da yüzey dalgaları, aynı parçacık hızına sahip cisim dalgalarına göre daha büyük zemin ve boru şekil değiştirmelerine neden olabilirler. Dolayısı ile zeminlerde dalga yayılımı kavramı dinamik zemin analizi yapılan nümerik modellerde iyi anlaşılmalı ve doğru çözümlenmelidir.

Zeminlerde oluşan titreşimler sonucu cisim dalgaları ve yüzey dalgaları adı verilen iki farklı dalga türü ortaya çıkar. Zemin içerisinde hareket eden cisim dalgalarının P ve S olmak üzere iki çeşidi vardır (Şekil 3.1). P dalgaları boyuna olup basınç dalgaları olarak bilinir ve geçtikleri ortamda önce sıkışma sonra genleşme meydana getirirler. Ses dalgalarına benzerler ve bu dalgalardan etkilenen bir parçacık titreşimi

dalga ilerleme yönüne paraleldir. Bu dalgalar ses dalgalarında olduğu gibi katı ve sıvı ortamdan geçebilir. Enine ve kesme dalgaları olarak bilinen S dalgasından etkilenen bir parçacık hareketi dalga ilerleme yönüne diktir. Sonsuz bir ortamda P dalgasının yayılma hızı, S dalgasının yayılma hızından en az 2 kat daha fazladır [42]. Cisim dalgalarının ilerleme hızı, içinden geçtikleri ortamın rijitliğine bağlıdır.



Şekil 3.1. Cisim dalgalarının oluşturduğu deformasyonlar a) P dalgası, b) S dalgası

Jeolojik bir yapı olan zemin basınçta daha rijit olduğundan, P dalgaları diğer dalgalardan daha hızlıdır ve dolayısıyla da kayıt istasyonuna ilk olarak bu dalgalar ulaşır. P dalgalarının hızı, dalganın yayıldığı ortamın rijitliğine, yoğunluğuna ve elastik özelliklerine göre değişim gösterebilmektedir. P dalgasının hızı c_p aşağıdaki formülle bulunabilir [43];

$$c_p^2 = \frac{(1 - \nu)E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)\rho} \quad (3.1)$$

Burada;

c_p : P dalgası hızı

ν : Poisson oranı

ρ : Zeminin yoğunluğu

E : Elastisite modülüdür.

P dalgalarında olduğu gibi S dalgalarında da hız, yerin derinliğine doğru inildikçe artmaktadır. S dalgalarının hızı c_s aşağıdaki formülle bulunabilir [43];

$$c_s^2 = \frac{E}{(1 + \nu)\rho} \quad (3.2)$$

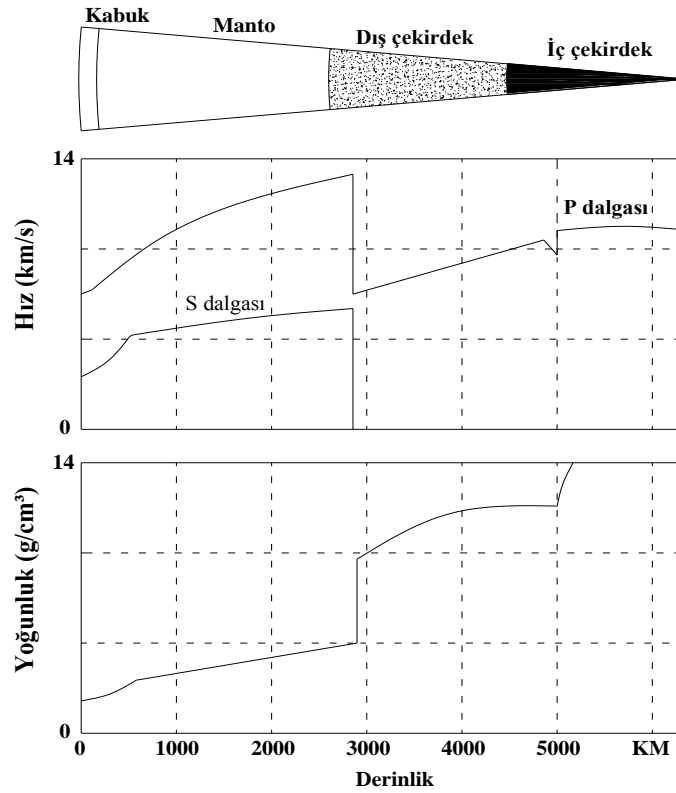
Burada;

c_s : S dalgası hızıdır.

Yukarıdaki eşitliklerde c_p , P dalgası yayılma hızını c_s , S dalgası yayılma hızını, ν poisson oranını, E elastisite modülünü ve ρ kütle yoğunluğunu ifade etmektedir. Bu iki dalga yayılma hızı arasında [43];

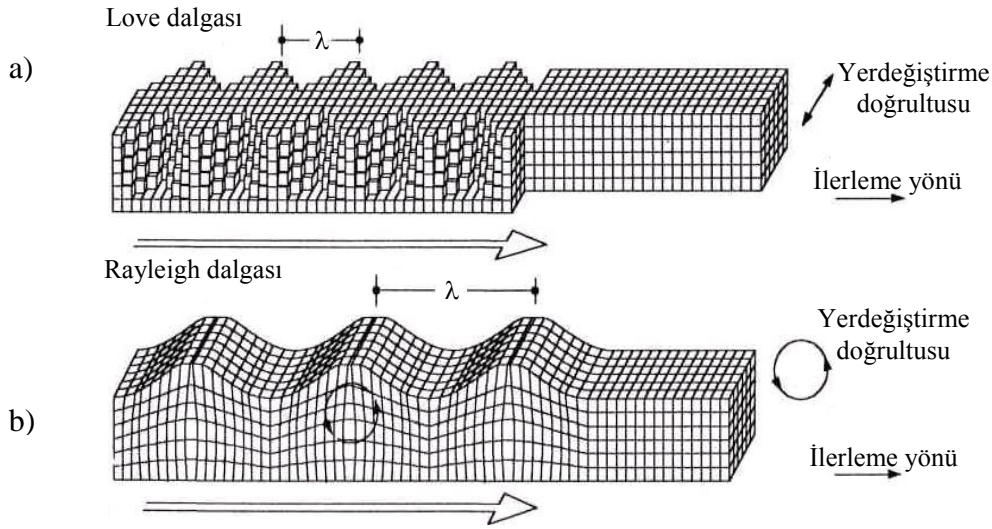
$$\frac{c_p^2}{c_s^2} = \frac{2 \cdot (1 - \nu)}{1 - 2\nu} \quad (0 \leq \nu \leq 0.5) \quad (3.3)$$

ile ifade edilen bir oran vardır. Burada $c_p > c_s$ olduğu görülmektedir. Bu iki dalganın yayılması ortamın sınırlarından bağımsız olarak ortam içinde meydana geldiği için bu dalgalar, cisim dalgaları olarak adlandırılmışlardır.



Şekil 3.2. Cisim dalgaları hızlarının yoğunlukla değişimi

Yüzey dalgaları, yer yüzeyindeki katmanlar ile cisim dalgaları arasındaki etkileşim sonucunda ortaya çıkmaktadır. Bu dalgalar, genlikleri kabaca derinliğe göre üssel olarak azalan şekilde yer yüzeyinde ilerler (Şekil 3.2), [26]. Yüzey dalgaları titreşim kaynağından çok uzak mesafelerde daha baskın olmaktadır. Titreşim kaynağından uzak mesafelerde en büyük yer hareketinin oluşmasında cisim dalgalarından daha çok yüzey dalgaları rol oynamaktadır. Mühendislik açısından en önemli olan yüzey dalgaları Rayleigh dalgaları ve Love dalgalarıdır. P dalgaları ve S dalgalarının yer yüzeyi ile etkileşiminden oluşan Rayleigh dalgalarında partikülün yatay ve düşey yönlerin ikisinde de hareket etmesi sözkonusudur. Love dalgaları S dalgalarının yumuşak çökellerle etkileşimi sonucu ortaya çıkar ve bunlarda partikül titreşiminin düşey bileşeni yoktur [44].

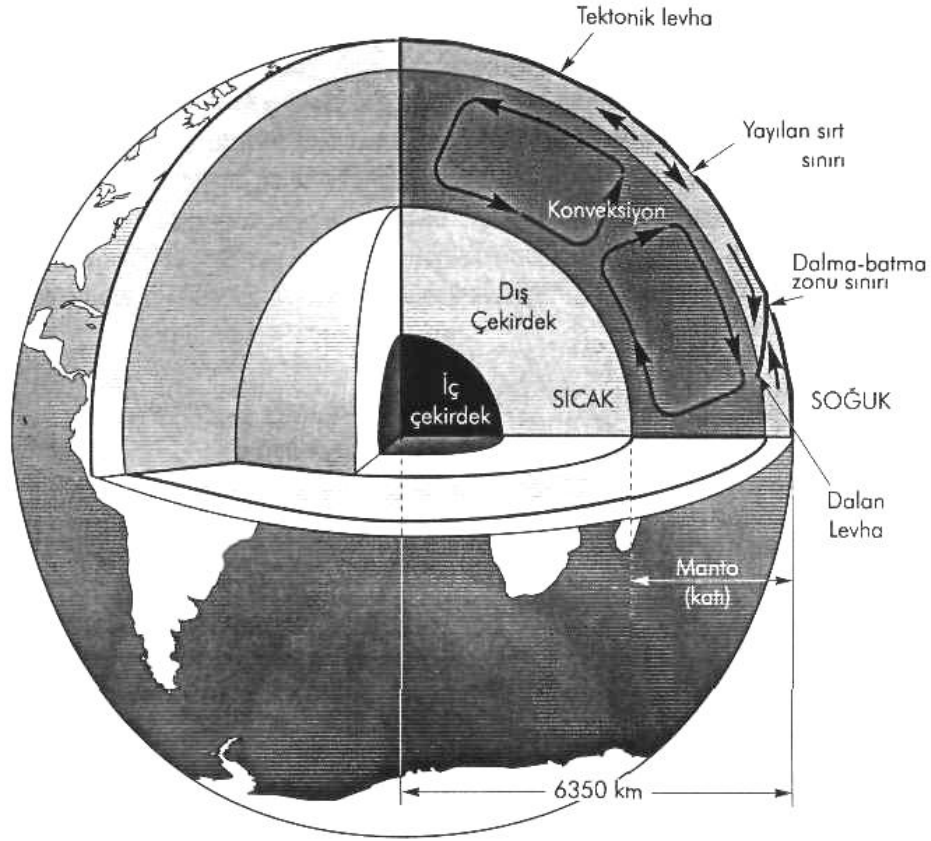


Şekil 3.3. Yüzeysel dalgaların oluşturduğu deformasyonlar a) Rayleigh dalgası, b) Love dalgası

Kaynak bölgesinden yayılan sismik dalgalar, geçiş yolu üzerindeki geometri ve malzeme özelliklerinden etkilenir. P ve S dalgaları geçiş yolu boyunca farklı malzeme özelliklerine sahip tabakaların ara yüzleriyle karşılaştıklarında yansır ve kırılır. Bu dalgalar arasında farklılık, enerji kaynağından çıkan dalgaların genliklerinde bölgesel bir artış veya azalışla sonuçlanabilir. Geçiş yolundaki diğer düzensizlikler (yüzeysel topografya, süreksizliklerdeki ve malzeme özelliklerindeki değişimler vb.) yansıma ve kırılma olaylarını büyük bir karmaşıklığa sokar. Yüzeysel topografya ve yüzeysel tabakalanma da yüzeysel dalgaların özelliklerini etkiler [43-45].

3.2. Yarı Sonsuz Ortamda Dalga Yayılmı

Yerküre sonsuz olmayan ve dış yüzeyinde gerilmelerin oluşmadığı çok büyük bir küredir (Şekil 3.4) [46]. Mühendislik açısından yüzeysel yakın problemlerin analizinde yer küre çoğu zaman düzlemsel bir serbest yüzeysel ile birlikte yarı sonsuz bir ortam olarak modellenmektedir. Bu tür modeller ve çözümler, hareketi serbest yüzeysel yakın sığ bir zonda yoğunlaşmış dalgaları yani yüzeysel dalgalarını tanımlamaktadır.



Şekil 3.4 Yerküre ve iç yapısı

3.2.1. Rayleigh yüzey dalgası

Titreşim kaynağından olan uzaklık yaklaşık olarak mevcut dalga boyunun iki katını aştığında yüzey dalgalarının etkisi önem kazanmaktadır. Geçmişte ve yakın zamandaki depremlerin üst yapılarda oluşturduğu hasarların büyük bir bölümüne yeryüzünün serbest yüzeyindeki yer hareketinin neden olması geoteknik deprem mühendisliği açısından Rayleigh yüzey dalgalarının ilerleme hızının önemini artırmıştır. Yüze yakın zemin titreşim problemlerin analitik ifadelerinde bu dalgaların mekanik olarak oluşturulmasının kolay oluşundan tercih edilmektedir.

Çoğunlukla yüzeyde oluşan en yaygın dalga Rayleigh dalgasıdır. Rayleigh dalgasının yayılma hızı (c_R), aşağıda verilen denklemin pozitif gerçek köküdür [46].

$$4c_s \left[(c_p^2 - c_r^2)(c_s^2 - c_r^2) \right]^{1/2} = c_p (2c_s^2 - c_r^2) \quad (3.4)$$

Burada;

c_p : P dalgası hızı

c_s : S dalgası hızı

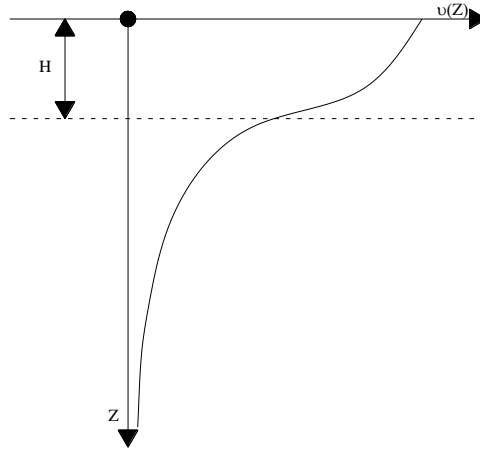
c_r : Rayleigh dalgası hızıdır.

Rayleigh dalgasının yayılımı, yaklaşık S dalgası hızında olmasına rağmen, Love dalgasının yayılma hızı, yüzey tabakasındaki ve alt tabakadaki S dalgalarının yayılma hızları arasındaki bir değerde olur.

Bu dalgaları diğerlerinden ayıran en önemli fark titreşim genliklerinin derinlikle hızla azalmasıdır. Bu tip dalgalar yarı sonsuz ortamın sığ bir bölgesi boyunca yüzeye paralel olarak yayılırlar. Bu yüzden bu tür dalgalara yüzeysel dalgalarda denir. Dalga yayılma doğrultusunda S dalgalarından biraz daha yavaş hareket ederler ($c_r \approx 0,9 c_s$). Bu dalga türlerinde yer değiştirme yönü düşey ve yatay titreşimlerin ortak bir hareketi sonucunda ters elips şeklinde ortaya çıkmaktadır. Yani dalga yüzeye yakın derinlikte ilerlerken çevrimsel bir hareket meydana getirir.

3.2.2. Love yüzey dalgası

Homojen elastik yarı uzay bir ortamda sadece S, P ve Rayleigh dalgaları bulunur. Ancak, yarı sonsuz ortamın kendinden daha düşük cisim dalgası iletme hızına sahip bir katman ile örtülmesi halinde, Love dalgaları oluşabilir. Love dalgaları aslında yüzey katmanları içinde çoklu yansımalar vasıtasıyla kapanlanmış S dalgalarından oluşur. Love dalgası yerdeğiştirme genliği yüzeydeki katmanda sinüzoidal olarak değişir ve alttaki yarı sonsuz ortamda derinlikle birlikte üssel olarak sönümlenir. Love dalgası hızları yarı sonsuz ortamın (çok düşük frekanslardaki) S dalga hızı ile yüzey katmanının (çok yüksek frekanslardaki) S dalga hızı arasındadır (Şekil 3.5) [26].

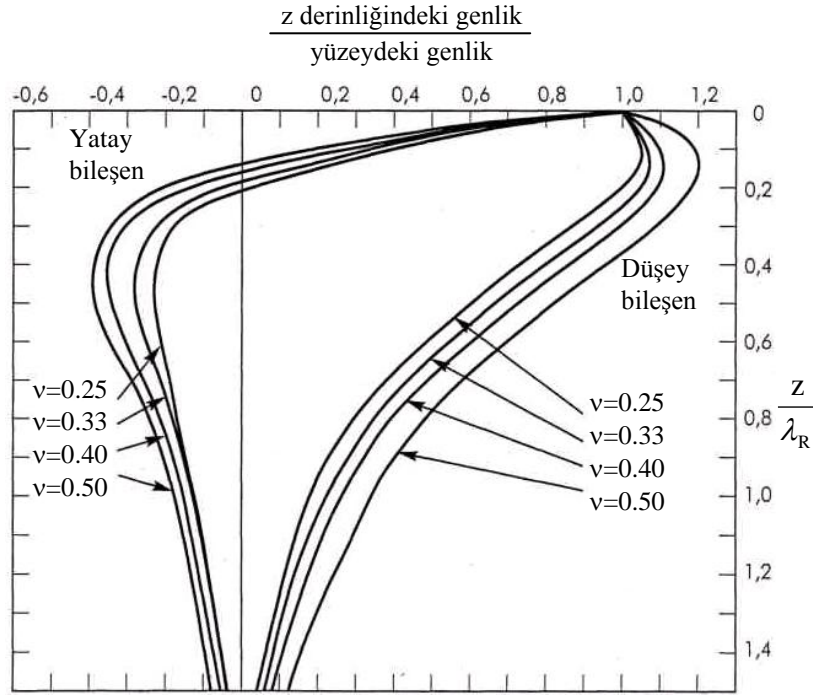


Şekil 3.5 Love dalgalarında partikül yerdeğiştirme genliğinin derinlikle değişimi

3.2.3. Yüzey dalgalarının yayılımı

Cisim dalgası hızları derinlikle birlikte değişmediğinden, homojen yarı sonsuz ortamdaki Rayleigh dalga hızı frekanstan bağımsızdır. Ancak Love dalgasının hızı bir üst sınır ile alt sınır aralığındaki frekansa bağlı olarak değişir.

Farklı frekanstaki (farklı dalga boyundaki) dalgaların farklı hızlarda yayılması olayı dispersiyon olarak adlandırılmaktadır. Bu sebepten dolayı Love dalgaları dispersif ve homojen yarı sonsuz ortamda Rayleigh dalgaları dispersif değildir. Ancak, yerin yüzeyine yakın kesimde zemin ve kayaların rijitlikleri derinlikle birlikte değişmektedir. Rayleigh dalgasının neden olduğu önemli yer değiştirmenin geliştiği derinlik, büyüyen dalga boyu ile birlikte arttığından (Şekil 3.6) uzun dalga boylu (düşük frekanslı) Rayleigh dalgalarından daha hızlı yayılmaktadır. Bu nedenle heterojen malzemedan oluşan gerçek ortamlarda Rayleigh dalgaları dispersiftir. Rayleigh ve Love dalgalarının hızları artan frekansla birlikte azaldığından, düşük frekanslı bileşenlerin, belirli bir sahaya yüksek frekanslı yüzey dalgalarından önce ulaşması beklenir [46].



Şekil 3.6. Rayleigh dalgası genliğinin derinlikle değişimi

Şekil 3.6 incelendiğinde düşey yer değiştirme en büyük değerine ulaştığında yatay yer değiştirmenin sıfır olduğu görülmektedir [46]. Aynı şekilde düşey titreşim genliğinin kohezyonsuz bir zeminde ($v=0,25$) $z/\lambda_R=1$ olduğu derinlikte serbest yüzeydeki genliği % 20 değerine ulaşmaktadır. Buradan da anlaşılıyor ki $z/\lambda_R=2$ olduğu derinlikte düşey titreşim meydana gelemeyecek nitelikte olacaktır. Dalga hareketinin düşey yer değiştirme bileşeni derinlikle sürekli azalırken yatay yer değiştirme bileşeni $z/\lambda_R=0,2$ değerinde sıfır değerini almaktadır.

3.3. Sınırsız Ortamdaki Dalgalar

Gerilme dalgalarının yayılımının açıklanması için öncelikle sınırsız veya sonsuz bir ortamdaki yayılımın göz önüne alınması gerekmektedir. Sonsuz uzanımlı bir çubuk ile yapılan sınırsız ortamdaki bir boyutlu modellemede dalga denklemini oluşturmak ve çözmek için, kuvvetler dengesinin temel şartları, yerdeğiştirme uyumluluğu ilkesi ile birim deformasyon-yerdeğiştirme ve gerilme-birim deformasyon ilişkileri kullanılır. Bu işlemi, aynı şartları ve bağıntıları kullanarak, üç

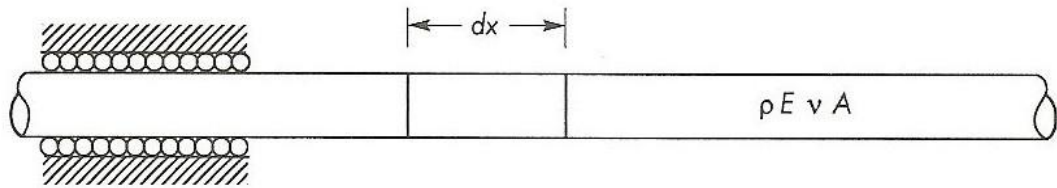
yönde sonsuz uzanıma sahip bir ortamda daha genel anlamdaki dalga yayılma durumu için de tekrarlamak mümkündür [47].

Tek boyutlu dalga yayılımı ve hareket denklemleri;

İnce, sonsuz bir çubukta üç çeşit titreşim oluşabilir:

- Yanal yerdeğiştirme olmaksızın çubuk ekseninin uzayıp kısılması ile oluşan boyuna titreşim,
- Çubuk kesitlerinin kendi eksenine çevresinde-yanal yerdeğiştirme olmaksızın- döndüğü durumdaki burulma titreşimi,
- Eksenin kendisinin yanal yönde hareket ettiği durumdaki bükülme titreşimi.

İlk iki titreşim durumu için zemin dinamiği konusunda dalga denklemleri türetmek ve çözmek oldukça basit olmakla birlikte, bükülme titreşiminin zemin dinamiğinde fazla bir uygulama alanı görülmemektedir.

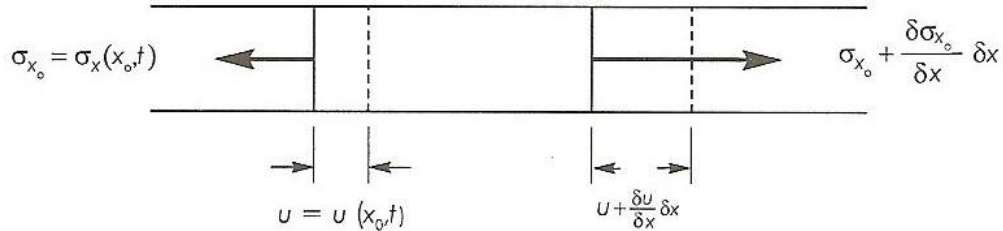


Şekil 3.7. Bir boyutlu dalga yayılması için sıkıştırılmış, sonsuz çubuk [48]

Şekil 3.7’de sonsuz uzanımlı, doğrusal elastik ve taralı alan ile tutulmuş bir çubuğun kesit alanı A , elastisite modülü E , Poisson Oranı (ν) ve yoğunluğu da (ρ) ile gösterilmiştir. Gerilme dağılımı uniform, enine kesiti düzlemsel olduğu kabul edildiğinde boyuna bir dalgadan kaynaklanan parçacık yer değiştirmesinin yönü çubuk eksenine paralel olacaktır. Şekil 3.8’de bir gerilme dalgasının çubukta ilerlemesi ve küçük elemandan geçişi gösterilmektedir. Elemanın sol ucundaki ($x = x_0$) aksenal gerilme σ_{x_0} ile, sağ uçtaki ($x = x_0 + dx$) aksenal gerilme de $\sigma_{x_0} + (\partial\sigma_x/\partial x)dx$ olarak ifade edilmektedir. Bu durumda elemanın dinamik dengesi için aşağıdaki eşitlik yazılabilir;

$$\left(\sigma_{x_0} + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dx \right) A - \sigma_{x_0} A = \rho A dx \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (3.5)$$

Burada; u, x yönündeki yer değiştirmeyi göstermektedir.



Şekil 3.8. Uzunluğu dx ve enine kesit alanı A olan elemanın uçlarındaki gerilmeler ve yerdeğiştirmeler [48]

Denklem 3.5'te; sol taraf elemanın üzerine etkiyen dengelenmemiş dış kuvvetlerini, sağ taraf ise elemanın kütle ve ivmesinin neden olduğu atalet kuvvetini göstermektedir. Sadeleştirme işlemi yapıldıktan sonra tek boyutlu hareket eşitliği elde edilir:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (3.6)$$

Denklem 3.6'da verilen hareket denklemi, her türlü gerilme-deformasyon davranışı için geçerlidir. Ancak, eşitlik, gerilmeler ile yerdeğiştirmelerin karışımından oluştuğu için çözümünün olmamasından dolayı, denklemin sol tarafı gerilme-birim deformasyon ilişkisi, $\sigma_x = M \varepsilon_x$ kullanılarak yerdeğiştirme cinsinden ifade edilerek sadeleştirilmesi gerekir. Burada sıkışma modülü $M = \{(1-\nu)/[(1+\nu)(1-2\nu)]\}E$ ve birim deformasyon yer değiştirme bağıntısı $\varepsilon_x = \partial u / \partial x$ 'dir. Hareket denklemi bu ifadeninde yardımıyla, sıkıştırılmış çubuğun tek boyutlu denklemi olan ve iyi bilinen "Boyuna Dalga Denklemi" cinsinden ifade edilebilir:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{M \partial^2 u}{\partial x^2} \quad (3.7)$$

Tek boyutlu dalga denklemini denklem 3.8'deki gibi yazmak da mümkündür;

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = V_p^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (3.8)$$

Burada; V_p dalga yayılma hızıdır ve bu durumda dalga $V_p = \sqrt{M/\rho}$ hızıyla yayılmaktadır. Bu eşitlikten de görüleceği üzere dalga yayılma hızı, sadece çubuk malzemenin özelliklerine (rijitliğine ve yoğunluğuna) bağlı olup gerilme dalgasının genliğinden bağımsızdır. Ayrıca dalga yayılma hızının artan rijitlik ile birlikte arttığı, artan yoğunluk ile de azaldığı görülmektedir [48].

Dalga yayılma hızı, bir çubuk boyunca ilerleyen dalganın hızı olmakla birlikte, bu hız, dalganın geçişi sırasında herhangi bir noktadaki parçacığın hareketini ifade eden parçacık hızı ile de aynıdır. Birim deformasyon ilişkisinden $\partial u = \varepsilon_x \partial x$, gerilme-birim deformasyon ilişkisinden $\varepsilon_x = \sigma_x / M$ ve dalga yayılımı hızı tanımından $\partial u = V_p \partial t$ eşitlikleri yardımıyla, parçacık hızı, \dot{u} , aşağıdaki şekilde ifade edilebilir;

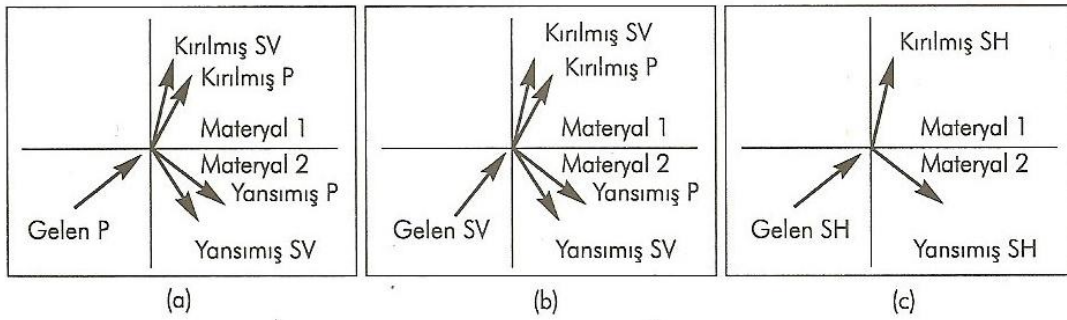
$$\dot{u} = \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\varepsilon_x \partial x}{\partial t} = \frac{\sigma_x}{M} \frac{V_p \partial t}{\partial t} = \frac{\sigma_x}{M} V_p = \frac{\sigma_x}{\rho V_p^2} V_p = \frac{\sigma_x}{\rho V_p} \quad (3.9)$$

Denklem 3.9, parçacık hızının çubuktaki aksenal gerilme ile doğru orantılı olduğunu göstermektedir.

3.4. Sismik Dalgalarda Yansıma ve Kırılma

Dalgalar genelde ara yüzeylere dik olarak yaklaşmadıkları için ve ara yüzey boyunca enerjinin yansıma ve geçme tarzını önemli ölçüde etkilediğinden dolayı, eğimli dalga yöneliminin incelenmesi gereklidir. Fermat ilkesine göre; rastgele seçilen A ve B noktalarını bağlayan herhangi bir kesintisiz iz boyunca minimum ilerleme zamanı, iki nokta arasındaki sismik palsın yayılma zamanı olarak tanımlanmaktadır. Yönü genelde vektör ile gösterilen ışın, minimum ilerleme zamanını sağlayan ışın izi tanımlanır. Snell ise, dalga yayılma hızları farklı malzemelerin arasındaki yüzeylerde ışın izinin yön değişimini incelemiştir. Snell, Fermat ilkesini kullanarak ($\sin i / V$) oranının sabit olduğunu göstermiştir. Burada; i , ışın izi ile ara yüzey normali arasındaki açı, V ise P veya S dalgasının hızı olarak tanımlanabilmektedir [47].

Şekil 3.9’da gelen P, SV ve SH dalgalarının iki malzemenin ara yüzeyinde yansıması ve kırılması sonucu oluşan durum gösterilmiştir. Şekilde, gelen P ve SV dalgalarındaki parçacık hareketi ara yüzey düzlemine dik olduğundan, bunların ikisinin de yansımış ve kırılmış P ve SV dalgalarını ürettiği, gelen SH dalgasının ise ara yüzeye dik bir parçacık hareketi olmaması nedeni ile sadece yansıyan ve kırılan SH dalgalarını ürettiği görülmektedir.



Şekil 3.9. Gelen (a) P dalgasından, (b) SV dalgasından ve (c) SH dalgasından yansıyan ve kırılan ışınlar [48]

Ara yüzeyde üretilen dalgaların yönü ve genliği, gelen dalganın yönü ve genliğine bağlıdır. Snell yasası ile birlikte denge ve uyumluluk şartlarını kullanarak bu yönler ve genlikler belirlenebilir.

Tablo 3.1. Richter notasyonları [49]

Dalga Türü	Hız	Genlik	Normal ile Aç
Gelen P	U	A	A
Gelen S	V	B	B
Yansımış P	U	C	C
Yansımış S	V	D	D
Kırılmış P	Y	E	E
Kırılmış S	Z	F	F

Richter’in Tablo 3.1’de verilen notasyonları kullanılarak, tüm dalgaların yönleri, gelen dalganın yönü ile Snell Yasası yardımı ile aşağıdaki gibi ilişkilendirilebilir:

$$\frac{\sin a}{U} = \frac{\sin b}{V} = \frac{\sin c}{U} = \frac{\sin d}{V} = \frac{\sin e}{Y} = \frac{\sin f}{Z} \quad (3.10)$$

Snell Yasası'na göre; yüksek hıza sahip bir malzemeden düşük hıza sahip bir malzemeye geçen dalgaların ara yüzeyin normaline yaklaşarak kırıldığı bilinmektedir. Bir başka deyişle; yeryüzünde olduğu gibi dalga iletme hızları üste doğru giderek azalan yatay tabakalı bir durumda yukarı doğru ilerleyen dalgalar, düşey doğrultuya giderek yaklaşan şekilde kırılmaktadır [48].

3.5. Değişken Yeraltı Şartlarının Etkileri

Literatürde var olan dalga yayılma hızı bağıntıları, yatay yönde tek tabakalı zemin şartları altındaki koşul kabullerine göre uygulanmaktadır. Ancak, gömülü boru hatları hasarı değişken zemin Şartları (yatay yönde tek tabakalı olmayan zemin özellikleri) olan alanlarda yoğunlaşmıştır. 1994 Northridge depremi sırasında göreceli olarak büyük miktarda boru hattı hasarını, eğimli zemin yüzeyi veya eğimli zemin-kaya ara yüzü durumlarında kaydedilmiştir. Değişken zemin koşullarında şekil değiştirmeleri büyük oranda saha tepkisindeki yerel farklılıklar etkilemektedir [50].

Bölümü genel olarak özetlersek; zeminlerde meydana gelen dinamik hareket kaynaklı etkiler araştırıldığında, alt yapılarda meydana gelen hasarların büyük bir kısmının, dalga yayılımına bağlı zemin hareketleri olan sıvılaşma, taşıma gücü kaybı, zemin yenilmesi ve toprak kayması gibi nedenlerden kaynaklandığı bilinmektedir. Yüzey dalgalarının yayılım hızları, cisim dalgalarınınkinden daha azdır. Dolayısı ile zeminlerde dalga yayılımı kavramı dinamik zemin analizi yapılan nümerik modellerde iyi anlaşılmalı ve doğru çözümlenmelidir.

BÖLÜM 4. ZEMİN-YAPI SİSTEMLERİNDE NÜMERİK ÇÖZÜM YAKLAŞIMLARI

Zemin ve yapı ilişkisi incelenirken dikkat edilmesi gereken unsurlardan biride sistemin maruz kaldığı etkinin türüdür. Sistemin dinamik bir dış etki altındaki durumuyla statik bir dış etki altındaki durumu çok farklıdır. Dinamik yükleme durumunda geometrik uygunluk ve denge koşulları dışında zemin ortamında sağlanması gereken başka bir koşulda zeminin radyasyon sönümü etkisidir. Deprem hareketi ve insan yapısı titreşim kaynakları etkisiyle zemin ortamında yayılan dalgalar, zemin ortamının sınırsızlığı nedeniyle radyasyona uğrarlar. Dinamik dış etkiler sonucunda oluşan enerjinin bir kısmı, zeminin dinamik malzeme davranışından tamamı ile bağımsız olarak yalnızca zemin ortamının geometrik özelliklerinden dolayı sönümlenmektedir. Bu durum zeminin geometrik özelliklerinin etkisi ile oluştuğu için geometrik sönüm olarak ta adlandırılmaktadır.

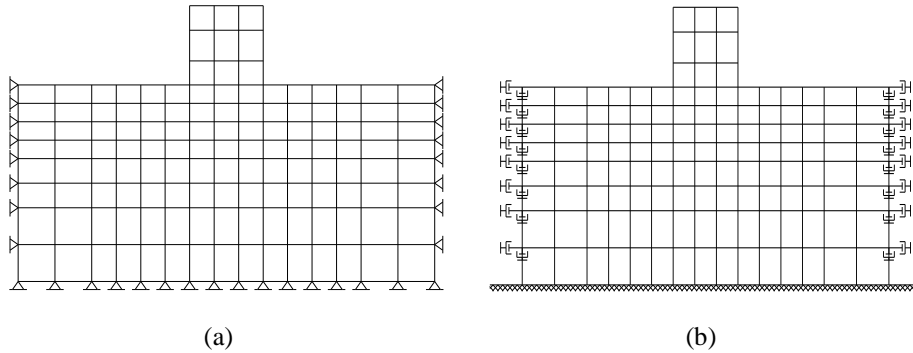
Dış etkiler altında yapı-zemin etkileşimi, zemin ortamının altyapı ile beraber analiz edilmesi ile dikkate alınmalıdır. Burada temel sorun zemin ortamının yapısal anlamda nasıl idealleştirileceğidir. Seçilen yönteme bağlı olarak, yapı-zemin etkileşiminin tanımlanması için Doğrudan Çözüm Yaklaşımı ve Alt Sistem Yaklaşımı kullanılabilir.

4.1. Alt Sistem Yaklaşımı

Alt sistem yaklaşımında üst yapı ve zemin bölgeleri iki ayrı sistem olarak ele alınır. Bu iki sistem için ayrı ayrı denge denklemleri yazılır. Yazılan denge denklemleri daha sonra yapı-zemin ara yüzeyindeki denge koşulları ve geometrik uygunluk şartları dikkate alınarak birleştirilir. Böylece zemin ortamı sadece yapı-zemin ara yüzeyinde, sınırlı sayıdaki ayırık düğüm noktalarında temsil edilen bir alt sistem olarak idealleştirilmiş olur [51].

4.2. Doğrudan Çözüm Yaklaşımı

Bu yöntem, zemin ortamının da yapı sistemi gibi ayrıklaştırılmasını ve oluşturulan yapı-zemin modelinin, tanımlanan statik ve ya dinamik etkiler altında doğrudan analizini öngörür. Burada statik ve dinamik etki durumlarında zemin ortamının sınırlarının belirlenmesinde farklılıklar vardır. Statik durumda zemin ortamının sınırları, yerdeğiştirmelerin yeteri kadar küçüldüğü düğüm noktalarıyla tanımlanır. Bu düğüm noktalarına basit mesnet konulması ile zemin ortamı idealleştirilmiş olur (Şekil 4.1a). Dinamik durumda ise radyasyon sönümü nedeni ile zemin ortamı ne kadar büyütülürse büyütülsün, sınırlar basit mesnetli olarak tanımlanamaz. Bu nedenle modellemede radyasyon koşulunu sağlayan mesnetlerin kullanılması gerekmektedir (Şekil 4.1b). Geçirgen sınırlar olarak ta adlandırılan bu tür mesnetler, sonlu elemanlarla modellenen zemin bölgesinden dışa doğru yayılan dalgaların içeri doğru yansıtılıp sönümlenmesini sağlar [51].



Şekil 4.1. Doğrudan çözüm yaklaşımında kullanılan yapı-zemin sistemi

4.3. Zemin Ortamının Modellenme Şekilleri

Zemin problemleri; ortamın sınırsız olması, dinamik enerjinin yayılması, zemin sönümü, ilişkisi olan yapının ve zeminin birbirlerinin davranışını etkilemesi, zeminin doğrusal olmayan davranışı gibi özellikleri nedeni ile çözümü son derece karmaşık ve zor olan bir problemidir. Ayrıca zemindeki süreksizlikler, zeminin yarı sonsuz bir ortam olması, zemindeki tabakalaşma ve bu tabakaların değişkenliği, zemindeki yeraltı suyu, zeminin çekme gerilmesi olmayan bir malzeme olması gibi

olgular zemin yapı etkileşim problemlerini klasik analiz problemlerinden farklı kılan özelliklerdir. Zeminin dinamik karakterlerinin belirlenmesinde, zemin rijitliğini, sönümü ve zemin ortamında yüzeysel yansıyan dalganın geri dönmeyecek şekilde yayılmasını göz önüne alan modeller geliştirilebilir.

4.3.1. Zemin ortamının idealleştirilmesi

Sonlu farklar veya sonlu elemanlar kullanılarak yapılan idealleştirmelerde de bazı unsurlar önem kazanmaktadır. Gerçeğe yakın sonuçlar elde edebilmek için zemin bölgesinin sınır kesim yüzeylerinin yapıdan yeterince uygun mesafede seçilmesi gerekmektedir. Fakat modelin çözülebilir olması için sonlu elemanlar bölgesinin çok büyük olması istenmez. Kesim sınırları ile sınırlanan zemin bölgesi modellendiğinde kapalı ortam içerisinde yayılan dalgalar sınırlara çarparak tekrar analiz ortamına döner ve çözümü olumsuz etkilerler. Bu durumun engellenmesi için kesim sınırlarının özel sınır şartları ile dalga geçirimsizliğini sağlayacak şekilde düzenlenmesi gerekir. Yapılan parametrik çalışmalar, zemin eleman ağının, özellikle geometrik sönümün (radyasyonun) önemli olduğu yüksek frekanslı yer hareketlerinde ve zeminin sönümünün büyük olması gibi özel durumlarda, yapı temel taban genişliğinin sağ ve solunda 8~10 katına kadar uzatılmasının yeterli olacağı belirtilmektedir [52].

Ayrıklaştırılan bölgenin boyutu küçüldükçe, sınır şartlarının probleme etkisi daha büyük olmaktadır. Hesap hacminin azaltılması açısından sonlu eleman analizindeki eleman sayısı olabildiğince az tutulmaya çalışılır. Eleman sayısının azaltılması iri (kaba) ağı eleman modellerinin kullanılması anlamına gelmektedir. Sürekli ortam mekaniğinin elasto-dinamik problemlerinde dalga yayılışının incelendiği ortamın eleman örgüsünün dalgaların sınırlardan geri yansıyıp bölgeye dönmesi açısından küçük tutulmaması gerekir. Nümerik modelde kullanılan ağ örgüsünde, elemanların maksimum boyutları dalga yayılma hızı ve belirli bir frekans aralığı ile kontrol edildiğinden, elemanların sayısının azaltılması demek genellikle ayrıklaştırılan bölgenin boyutunu küçültmek anlamına gelir. Ayrıca kısa dalga boylu frekans bileşenleri geniş aralıklı düğümlerle modellendiğinde, yüksek frekans bileşenleri filtrelenebilir. Sonuçların tutarlılığı açısından sayısal modelde kullanılan eleman

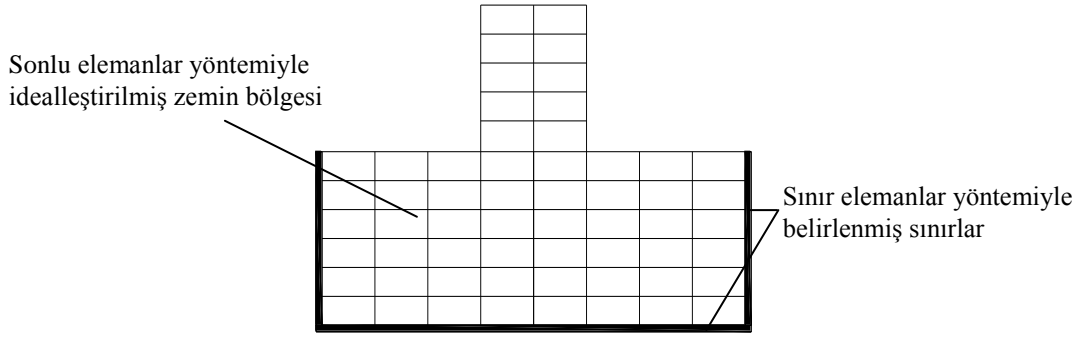
boyutlarının en kısa dalga boyunun onda birine eşit ya da daha büyük olmasına dikkat edilmesi gerekir.

Modellemede zemin bölgesinin idealleştirilmesinin yanında önemli diğer bir unsurda ayrıklaştırılan zemin bölgesinin sınır şartlarının nasıl belirleneceğidir. Zemin ortamının sonsuzluğundan dolayı sınırlarda geometrik sönümün ifade edilmesi gerekmektedir. Sınır şartları için en gerçekçi sonuçlar, viskoz sınır şartlarıyla tanımlanan modellerde elde edilmiştir.

4.3.1.1. Sınır elemanlar yöntemiyle sınır şartlarının belirlenmesi

Sürekli sistemlerin uygun bir sayısal yöntem kullanılması sonucunda ayrık bir sistem olarak ele alınmasında, serbestlik derecesi çoğaltılarak çözümün yaklaşıklık derecesi artırılabilir. Yakınsamanın kabul edilmesi durumunda, matematik olarak kesin bir çözüm, serbestlik derecesinin sonsuza yaklaştırılmasıyla elde edilir. Sonsuz büyük bir zemin bölgesi gibi sürekli bir ortam sonsuz serbestlik dereceli ayrık bir sisteme dönüştürülebilir. Böyle bir sistemin hareket denklemi, ortamın sonsuz küçük bir eleman parçasının göz önüne alınmasıyla kısmi diferansiyel denklemi ile ifade edilebilir. Sınır elemanlar yönteminin kullanımına ait çözüm, sürekli ortamlar mekaniği problemlerinin hareketi için yazılan diferansiyel denklem takımının sınır integral formülasyonuna dönüştürülmesi esasına dayanır ve analitik olarak da bu diferansiyel denklemin kesin çözümünün bilinmesi gerekir.

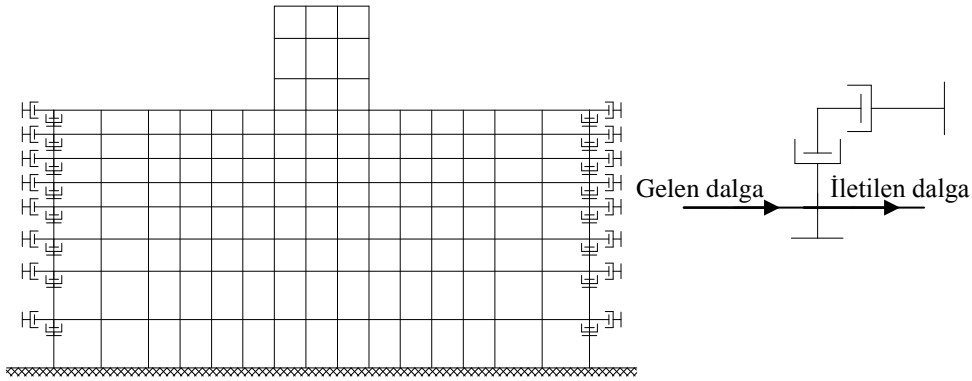
Lineer problemlerde incelenen bölgenin sadece sınırlarının ayrıklaştırılmasıyla çözüm boyutunun bir merteye indirgenmesiyle daha az bilinmeyen kullanılması ve sınırdaki radyasyon koşulunu doğrudan sağlaması (Şekil 4.2), sınır elemanlar yönteminin sürekli ortamlar mekaniğinde dalga yayılımı problemleri için uygun bir nümerik yaklaşım olduğunu göstermektedir [53].



Şekil 4.2. Sınır elemanlar yöntemiyle zemin sınır şartlarının belirlenmesi

4.3.1.2. Viskoz sınır şartlarıyla modelleme

Zeminin radyasyon sönümü şartını sağlayabilmek için kullanılabilir bir diğer yöntem ise zeminin kesim yüzeylerinde sınırların eşdeğer statik yaylar ve sönümleyiciler ile idealleştirilmesidir. Bu sınır şartlarıyla titreşim kaynağından yayılan dalgaların sınırlarda yansıyor sisteme geri dönmesi engellenmiş ve zeminin sonsuzluğunun oluşturduğu geometrik sönüm ifade edilmiş olur (Şekil 4.3).



Şekil 4.3. Viskoz elemanlarla zemin sınırlarının idealleştirilmesi

Viskoz sınır şartlarının kullanılması durumunda zemin bölgesinin uygun elemanlara bölünmeli ve zemin kesim bölgesi de yapıdan yeteri kadar uzaklıkta seçilmelidir.

4.4. Sonlu Farklar

Nümerik model çalışmalarında kullanılan FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) Lagrangian analizi yapan açık, sonlu farklar programıdır.

Sonlu farklar metodu başlangıç koşulları, sınır şartları vb. değerler verilerek farklı eşitlik kurgularının çözümü için kullanılan en eski nümerik tekniklerden biridir.

Sonlu farklar yönteminde temel eşitlikler kurgusundaki her türev doğrudan, uzaydaki soyut noktadaki alan değişkenleri (örneğin, stres ya da yer değiştirme vb.) ile ilgili olarak yazılan cebirsel ifadelerle değiştirilebilir. Bu değişkenler elemanlar içerisinde tanımlanmaz [54].

Sonlu elemanlar metodu sonlu farklar metodunun tersine belirtilen modeldeki her eleman boyunca, parametreler tarafından kontrol edilen belirli işlevler kullanarak değişiklik gösteren alan niceliklerinin temel gereksinimlerine sahiptir. Formül hataları en aza indirmek için bu parametrelerin ayarlanmasını içerir.

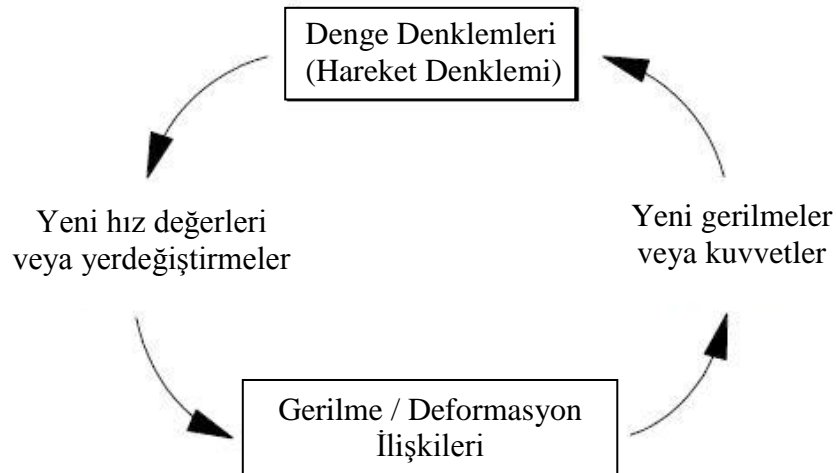
Her iki yöntem de, çözüm için cebirsel eşitlikler üretir. Bu denklemler, çok farklı şekillerde elde edilmiş olsa da, ortaya çıkan denklemlerin iki yöntem için de özdeş olduğunu göstermek mümkündür. Bu durumda sonlu elemanların ya da sonlu farkların nispi yararlarını tartışmak gereksizdir, çünkü ortaya çıkan eşitlikler aynıdır.

Normalde sonlu farklar yöntemi ile yapılamayan, çok büyük global rijitlik eleman matrisleri, sonlu elemanlar metodu ile birleştirilerek nispeten etkili olması nedeniyle her adımda sonlu fark denklemleri yeniden kullanılarak çözülebilmektedir. Dolayısı ile bu tip problemlerin çözümünde sonlu elemanlar yöntemi kullanılması, zaman içinde sonlu elemanlar yöntemini sonlu farklar yöntemine göre daha geleneksel hale getirmiştir. FLAC cebirsel denklemleri çözmek için açık bir yöntem kullanır, ancak sonlu elemanlarda örtülü, matris odaklı çözüm planları daha sık görülür. İki metot arasında başka farklılıklar da yaygındır, ancak bu gibi nedenlerden dolayı sonlu elemanlar metodu sonlu farklara göre daha çok kullanılan, tercih edilen ve dolayısıyla yaygın olarak kullanılan bir metot haline gelmiştir [54].

Son olarak, sonlu farklar metodu ile ilgili bir yanlış inanış ortadan kaldırılmalıdır. Pek çok insan (ders kitapları yazan bazı kişiler de dâhil olmak üzere), sonlu farklar metodunun, dikdörtgen ağ'lar ile sınırlı olduğuna inanmaktadır. Bu doğru değildir. Wilkins, herhangi bir şekildeki eleman için farklı denklemler türeten bir yöntem sunmuştur [55]. FLAC programında kullanılan bu yönteme göre sınırlardaki elemanlar üçgen, dikdörtgen vb. herhangi bir şekilde olabilir. Ayrıca bu elemanlar aynı sonlu elemanlar yönteminde olduğu gibi istenilen özelliklerde tanımlanabilir.

4.4.1. Zaman-adımı yöntemi

FLAC statik problemlerin çözümünün yanı sıra dinamik problemlerin çözümü için hareket denklemlerini de içermektedir. Bunun amacı kararsız sistemleri kararlı hale getirerek çözümü sağlamaktır. Nonlineer malzemeler ile yapılan modellemelerde fiziksel istikrarsızlık durumu ve sistemin çökme olasılığı her zaman mevcuttur. Gerçekte, sistemin şekil deformasyonuna bağlı ortaya çıkan enerjiler kaynaktan uzağa kinetik enerjiye dönüşmek suretiyle yayılırlar. Flac modelleri bu işlemi uygularlar. FLAC sadece çözüm veren kapalı kutu bir yazılım programı değildir. Şekil 4.4'te FLAC programının genel hesaplama sıralanışını göstermektedir. Bu prosedüre göre FLAC gerilme ve kuvvetlerden yeni hız ve yerdeğiştirme değerlerini üretmek için ilk olarak hareket denklemlerini kurar. Daha sonra elde edilen hız ve yer değiştirmelerin türevlerinden deformasyon oranları hesaplanır [54].



Şekil 4.4. FLAC programı temel hesaplama döngüsü.

4.4.2. Lagrangian analizi

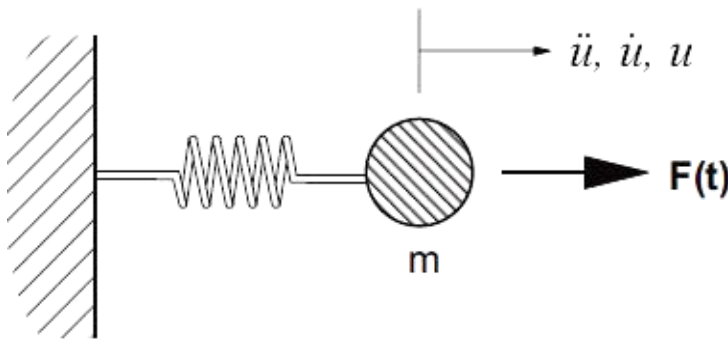
Flac global rijitlik matrisine ihtiyaç duymadığı için büyük şekil değiştirmeler (large-strain) modunda her adım için koordinatları yenileme gereği duymaz. Artan yerdeğiştirmeler koordinatlara eklenir, böylece sonlu farklar örgüsü, malzeme davranışına göre hareket eder ve deformasyona uğrar. Bu durum sabit grid durumunda çalışan “Eularian” formulasyonun aksine bir durumdur ve “lagrangian” formulasyonu olarak adlandırılır. Her adımdaki temel formulasyon küçük bir şekil değiştirme (small-strain) hesabıdır, fakat milyonlarca adımın üzerine çıktığında bu büyük şekil değiştirmelere eşdeğerdir [54].

4.4.3. Alan eşitlikleri

FLAC katı cisimler, ısı transferi ve sıvı akış problemleri için hareket eşitlikleri ve temel ilişkilere dayalı çözümler içerir. İçeriğinde iletken ısı transferi için Fourier kanunlarını, geçirgen katı cisimlerdeki sıvı akışı için Darcy kanunlarını ve bunlar gibi sınır şartları kanunlarını bulundurur [54].

4.4.4. Hareket ve eşitlikler

En basit formuyla, hareket eşitlikleri bir kütlenin ivmesini zaman bağı olarak uygulanan kuvvet F ile ilişkilendirir. Şekil 4.5 de kuvvetin kütle üzerindeki etkisi ve ortaya çıkan ivme, hız ve yer değiştirme tanımlanmaktadır.



Şekil 4.5. Kuvvetin kütle üzerindeki etkisi ve ortaya çıkan ivme, hız ve yer değiştirme etkisi

Newton'un hareket kanuna göre;

$$m \frac{dv}{dt} \quad (4.1)$$

Burada;

dv : hız

dt : zaman

Sisteme birden fazla kuvvet etkidiği zaman statik eşitlik koşulu olan ivmenin sıfıra ulaştığı durum kullanılır. Bu durumda $\sum F = 0$ etkiyen tüm kuvvetlerin toplamı sıfırdır. Bu kanun FLAC ile statik problemlerin çözümünde kullanılır [54].

Sürekli katı cisimler için genelleştirilmiş denklem aşağıdaki gibidir;

$$\rho \frac{\partial u_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (4.2)$$

Burada;

ρ : Yoğunluk

t : Zaman

x_i : Koordinat vektörünün bileşenleri

g_i : Yerçekimi ivmesinin bileşenleri

σ_{ij} : Gerilme tensörünün bileşenleri

4.4.5. Temel ilişkiler

Bir diğer temel eşitlikte, deforme olan cisimler için kullanılan gerilme/şekil değiştirme kanunudur. İlk olarak hızdan gerilme oranı elde edilir:

$$e_{ij} = \frac{1}{2} \left[\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right] \quad (4.3)$$

Burada;

e_{ij}^i : şekil değiştirme oranı bileşenleri

u_i^i : hız bileşenleri

Temel mekanik eşitlikler ise;

$$\sigma_{ij} = M \left(\sigma_{ij}^i, e_{ij}^i, \kappa \right) \quad (4.4)$$

Burada;

M : temel kanunun fonksiyonel şekli

κ : history parametresidir

Temel kurallara göre izotropik elastik durumda en basit örnek;

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij} + \left\{ \delta_{ij} \left(K - \frac{2}{3} G \right) e_{kk}^i + 2G e_{ij}^i \right\} \Delta t \quad (4.5)$$

Burada;

δ_{ij} : Kronecker delta

Δt : Zaman adımı

G : Kayma modülü

K : Bulk modülü

4.4.6. Sınır şartları

FLAC programında yer değiştirme ve gerilme değerlerinden her ikisi de katı cismin sınırına uygulanabilir. Yer değiştirmeler düğüm noktalarına verilen hız değerlerinden tanımlanmaktadır. Kuvvet değerleri de aşağıdaki formülden türetilmektedir;

$$F_i = \sigma_{ij}^b n_j \Delta_s \quad (4.6)$$

Burada, n_j sınır elemanındaki dış normal vektör birimi, Δ_s sınır elemanının uzunluğu ve σ_{ij}^b de bu elemandaki gerilme değerini ifade etmektedir [54].

4.4.7. Zemin modelleri

FLAC zemin davranış özelliklerine göre nümerik modelleme yapılabilmesini sağlayan özel bir programdır. FLAC içerisinde boş model, elastik model ve plastik model gruplarını düzenlenmesi ile oluşmuş 12 farklı model bulunmaktadır [54].

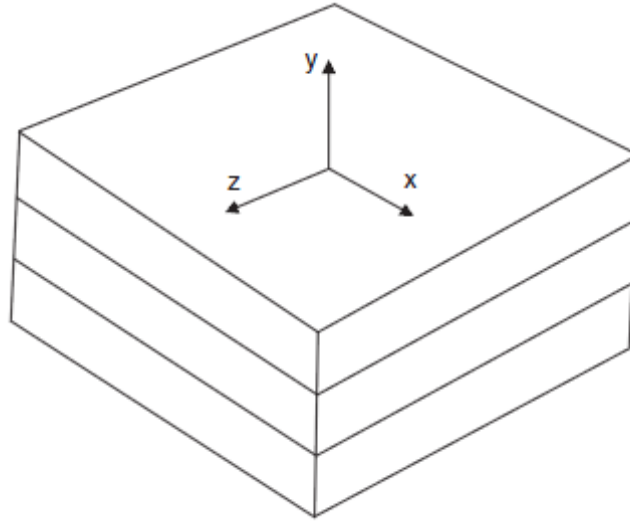
4.4.7.1. Elastik-izotropik model

Zeminler kendi içinde homojen olmayan ve süreksiz yapılar olması nedeni ile yapılan çalışmalarda, zeminlerin bu özelliklerin tam olarak ifade edilmesinin zorluğu sebebi ile çeşitli kabuller yapılarak zemin modelleri kurulmaktadır. Elastik zemin kavramı da bu kabullere dayanan bir zemin teorisidir. Bu teoriye göre zemin lineer davranış sergileyen her yerde aynı özellikleri sergileyen bir malzeme olarak kabul edilir ve zeminin elastisite teorisine göre davranış ortaya koyacağı kabul edilir. Bu çalışmada da ilk aşamalarda FLAC 2D elastik-izotropik model zemin teorisine bağlı çalışmalar yapılmıştır. Bu teoriye göre zeminin gerilme şekil değiştirme ilişkisi altında zemin davranışı incelenmiştir. Burada temel Hooke kanunları ve düzlem şekil değiştirme ilişkileri dikkate alınmaktadır. Elastik izotropik zemin modeline göre gerilme şekil değiştirme eşitlikleri ve kabuller aşağıdaki gibidir [54];

$$E_3 = E_1 \quad (E_z = E_x)$$

$$v_{31} = v_{13} \quad (v_{zx} = v_{xz})$$

$$v_{23} = v_{21} \quad (v_{yz} = v_{yx})$$



Şekil 4.6. FLAC Elastik izotropik koordinat eksenleri

Buna göre elastik gerilme- şekil değiştirme ilişkileri aşağıdaki gibidir.

$$\Delta e_{11} = S_{11}\Delta\sigma_{11} + S_{12}\Delta\sigma_{22} + S_{13}\Delta\sigma_{33} + S_{16}\Delta\sigma_{12} \quad (4.7)$$

$$\Delta e_{22} = S_{12}\Delta\sigma_{11} + S_{22}\Delta\sigma_{22} + S_{23}\Delta\sigma_{33} + S_{26}\Delta\sigma_{12} \quad (4.8)$$

$$\Delta e_{33} = S_{13}\Delta\sigma_{11} + S_{23}\Delta\sigma_{22} + S_{33}\Delta\sigma_{33} + S_{36}\Delta\sigma_{12} \quad (4.9)$$

$$S_{11} = \frac{\cos^4 \phi}{E_1} + \left(\frac{1}{G_{12}} - \frac{2\nu_{12}}{E_1} \right) \sin^2 \phi \cos^2 \phi + \frac{\sin^4 \phi}{E_2} \quad (4.10)$$

$$S_{22} = \frac{\sin^4 \phi}{E_1} + \left(\frac{1}{G_{12}} - \frac{2\nu_{12}}{E_1} \right) \sin^2 \phi \cos^2 \phi + \frac{\cos^4 \phi}{E_2} \quad (4.11)$$

Burada;

E : Elastisite modülü

G : Kayma modülü

ν : Poisson oranıdır.

Elastik zemin teorisi için ilgili parametreleri özetlemek gerekirse bunlar poisson oranı, Young modülü, Bulk modülü ve Makaslama modülüdür.

4.4.7.1.1. Poisson oranı

Bu oran, bir gerilme - deformasyon ilişkisinin ölçüsü olmayıp, bir geometrik şekil değişmesinin ifadesidir. Enine daralmanın, boyuna uzamaya oranı olarak tanımlanır. Zeminler içerisindeki boşluk ve çatlaklar Poisson oranını etkiler. Poisson oranı 0,5 (Hacimce önemli bir değişimi belirtir) ile 0 (Hacimsel bir değişimin olmadığını belirtir) arasında değişir. Çoğu elastik katılar için ortalama değeri 0,25 civarındadır. Deformasyon kuvvetinin sıkıştırma (Basınç) veya çekme olmasına bağlı olarak farklı işarete sahiptir.

4.4.7.1.2. Young modülü

Sıkıştırma ve genişleme kuvvetleri altında enine daralmanın boyuna uzamaya oranıdır. Yani, basit bir germe (Çekme) veya sıkıştırma şeklinde gerilme deformasyon (stress-strain) oranının ölçüsüdür.

Birim uzama ile normal gerilme (çekme ya da basma gerilmesi) arasındaki doğrusal ilişki şöyle tanımlanabilir;

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (4.12)$$

Burada;

- E : Elastisite modülü
- σ : Normal gerilme kayma modülü
- ε : Birim uzamadır.

4.4.7.1.3. Bulk modülü

Bulk modülü, hidrostatik basınç altında kalan bir kayaçtaki gerilme – deformasyon ölçüsüdür. Diğer bir deyişle materyalin hacim değişikliğine karşı mukavemetinin ölçüsüdür.

$$K = -V \frac{\partial P}{\partial V} \quad (4.13)$$

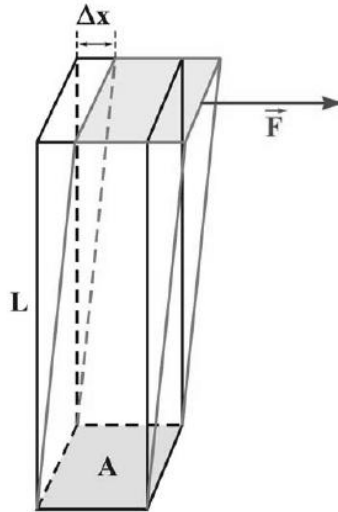
Burada;

P : Basınç

V : Hacimdir.

4.4.7.1.4. Makaslama (Shear) modülü

Basit bir makaslama için Gerilme-Deformasyon oranı ölçüsüdür. Kaydırma (makaslama) kuvveti yer değiştiren yüzeye teğettir ve makaslama gerilmesi birim alandaki böyle bir kuvvettir. Makaslama deformasyonu hacimce değişmesiz meydana gelen yer değiştirmedir. Sıvıların makaslama karşı direnci olmadığından bu modül sıvılar için sıfırdır.



Şekil 4.7. Kayma modülünün ifadesi

$$G = \frac{F/A}{\Delta x/L} = \frac{FL}{A\Delta x} \quad (4.14)$$

Burada;

F : Kuvvet

A : Alan

Δx : Deformasyon'dur.

4.4.7.2. Mohr-Coulomb model

Bu modelde yenilme zarfı Mohr-Coulomb kriterine karşı gelmektedir. FLAC bu modelde $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ asal gerilmeleri kullanmaktadır. Asal gerilmeler ve asal yönler gerilme tensörlerine göre değerlendirilmektedir [54].

$$\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3 \quad (4.15)$$

Asal şekil değiştirme artışları $\Delta e_1, \Delta e_2, \Delta e_3$ aşağıdaki formüle göre hesaplanmaktadır;

$$\Delta e_i = \Delta e_i^e + \Delta e_i^p \quad (4.16)$$

Burada e ve p sırasıyla elastik ve plastik kısımları ifade etmektedir. Temel Hooke kanununa göre asal gerilme ve şekil değiştirmeler aşağıdaki gibi ifade edilmektedir [54];

$$\Delta \sigma_1 = \alpha_1 \Delta e_1^e + \alpha_2 (\Delta e_2^e + \Delta e_3^e) \quad (4.17)$$

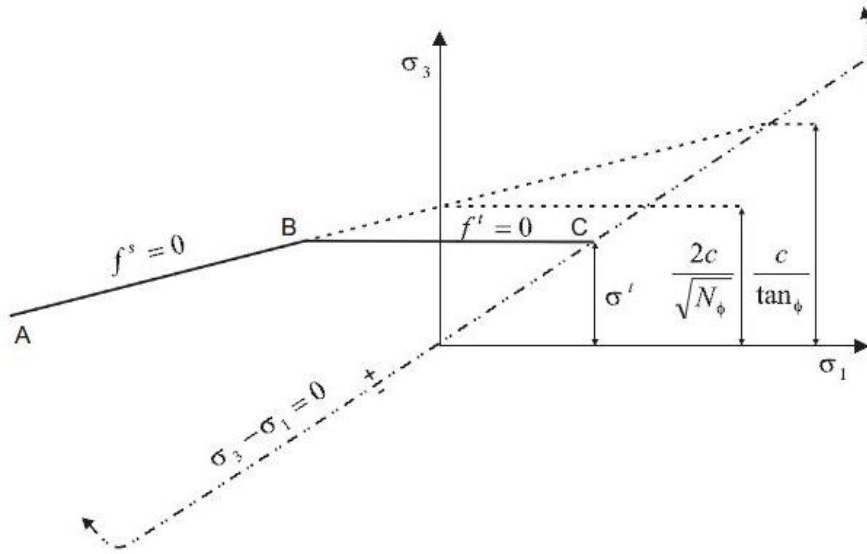
$$\Delta \sigma_2 = \alpha_1 \Delta e_2^e + \alpha_2 (\Delta e_1^e + \Delta e_3^e) \quad (4.18)$$

$$\Delta \sigma_3 = \alpha_1 \Delta e_3^e + \alpha_2 (\Delta e_1^e + \Delta e_2^e) \quad (4.19)$$

Burada;

$$\alpha_1 = K + 4G/3$$

$$\alpha_2 = K - 2G/3 \text{ tür.}$$



Şekil 4.8. FLAC Mohr-Coulomb yenilme kriteri

Şekil 4.6 Mohr-Coulomb kriterinde A-B noktaları arası yenilme zarfını ifade etmektedir.

$$f^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} \quad (4.20)$$

B-C noktaları arasında gerilme yenilmesinin fonksiyonu da;

$$f^t = \sigma^t - \sigma_3 \quad (4.21)$$

Burada ϕ içsel sürtünme açısı, c kohezyonu, σ^t gerilme dayanımıdır.

$$N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (4.22)$$

4.4.7.3. Finn-Byrne sıvılaştırma modeli

FLAC dinamik opsiyon çalışma modelinde Byrne tarafından geliştirilmiş olan boşluk suyu basıncı artışı modelini kapsamaktadır. Bu model dinamik kayma birim deformasyonu miktarını hacimsel birim deformasyonlarla ilişkilendirerek dinamik yükleme sırasında oluşan hacimsel birim deformasyonları hesaplayabilmektedir. Bu model ile hacimsel birim deformasyon değerlerinden boşluk suyu basınçlarını hesaplanabilmekte, böylelikle deprem sırasında boşluk suyu basıncı ve sıvılaştırma

problemleri modellenenbilmektedir. Bu prensibe göre Byrne hacimsel deformasyon ile gerilme şekil değiştirme arasında SPT ye bağlı bir formül geliştirmiştir [56].

$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp(-C_2 (\frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma})) \quad (4.23)$$

Burada;

ε_{vd} : Hacimsel deformasyon

$$C_1 = 7600(D_r)^{-2,5} \quad \text{veya} \quad C_1 = 8,7(N_{10})^{-1,25} \quad (4.24)$$

$$C_2 = 0,4 / C_1 \quad (4.25)$$

4.4.7.4. UBCSAND sıvılaşma modeli

FLAC dinamik opsiyon çalışma modelinde ileri gerilme–deformasyon analizleri yaparak boşluk suyu basıncı artışı modelini de kapsamaktadır. Bu model ilk olarak Kanada sıvılaşma deneylerinin (Canadian Liquefaction Experiment – CANLEX) tahminde kullanılmıştır [57] . UBCSAND’in yaygın olarak kullanılan ilk surm 2002 yılında UBCSAND 904a olarak geliştirilerek sunulmuştur. UBCSAND zemin iskeletinin yk artışları altında davranışını direk olarak tahmin eden bir modeldir. Bu model ile boşluk suyu basıncının tepkisi hacimsel deformasyon ve zemin iskeletinin davranışıyla beraber ifade edilmektedir [58].

UBCSAND model elastik bileşenleri kayma modülü G^e ve Bulk modülü B^e olmak üzere;

$$G^e = K_G^e P_a \left(\frac{\sigma'}{P_a} \right)^{ne} \quad (4.26)$$

Burada;

K_G^e : Yoğunluğa bağlı kayma modülüdür, gevşek kumlarda 500 ila başlayıp sıkı kumlarda 2000 değerine kadar ulaşır

P_a : Atmosfer basıncı

σ' : Eşit yükleme düzleminde ortalama efektif gerilme $(\sigma'_x + \sigma'_y)/2$

UBCSAND model plastik bileşeni kayma şekil değiştirme $d\gamma^p$ olmak üzere, kayma gerilmesi oranı ile ilişkilidir ($d\eta$);

$$d\gamma^p = \frac{1}{G^p / \sigma'} d\eta$$

Burada;

G_p : Plastik kayma modülüdür.

$$G_p = G_i^p \left(1 - \frac{\eta}{\eta_f} R_f\right)^2$$

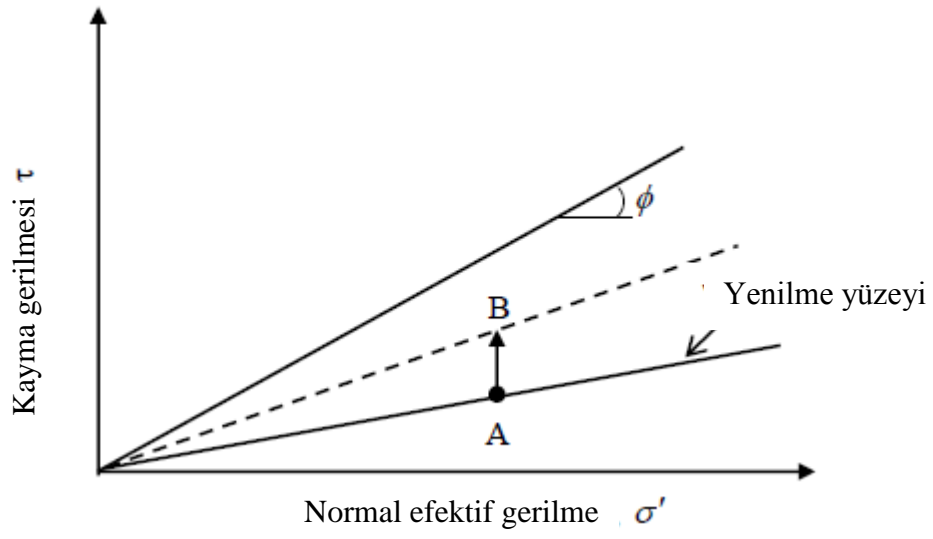
Burada;

G_i^p : Gerilme oranının en düşük olduğu seviyede plastik modül

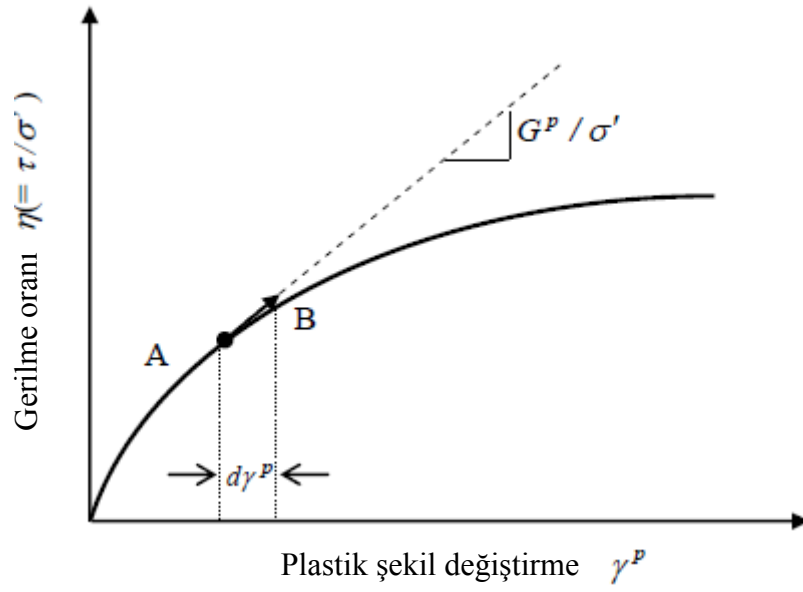
η_f : Yenilme anındaki gerilme oranı ($\sin \phi_f$)

ϕ_f : Pik içsel sürtünme açısı

R_f : Yenilme oranı (genellikle 0,- ve 0,98 arasında değişir)



Şekil 4.9. UBCSAND yenilme yüzeyi



Şekil 4.10. UBCSAND plastik şekil değiştirme ve plastik modül

Genel bir değerlendirme yapıldığında, zemin ortamı ve alt/üst yapı her ikisi de şekil değiştirebilen sistemler olarak statik ve dinamik dış etkilere karşı birlikte davranış gösterirler. Bu nedenle gerçek davranışın göz önüne alınabilmesi için zemin bölgesi de alt/üst yapı sistemin bir parçası olarak tanımlanmalı ve beraber analiz edilmelidir. Bu çalışmada sistemde yayılan ve zeminin yarı sonsuz ortamında kaybolan enerjiyi tanımlamak için bölgenin sınırlarına eşdeğer anlamda kullanılan, geometrik sönüm (Radyasyon sönüm) adı verilen ve malzeme sönümü ile ilgisi bulunmayan, dalga yansımalarını engelleyen bir sönüm mekanizması olan viskoz sönümleyiciler kullanılmıştır.

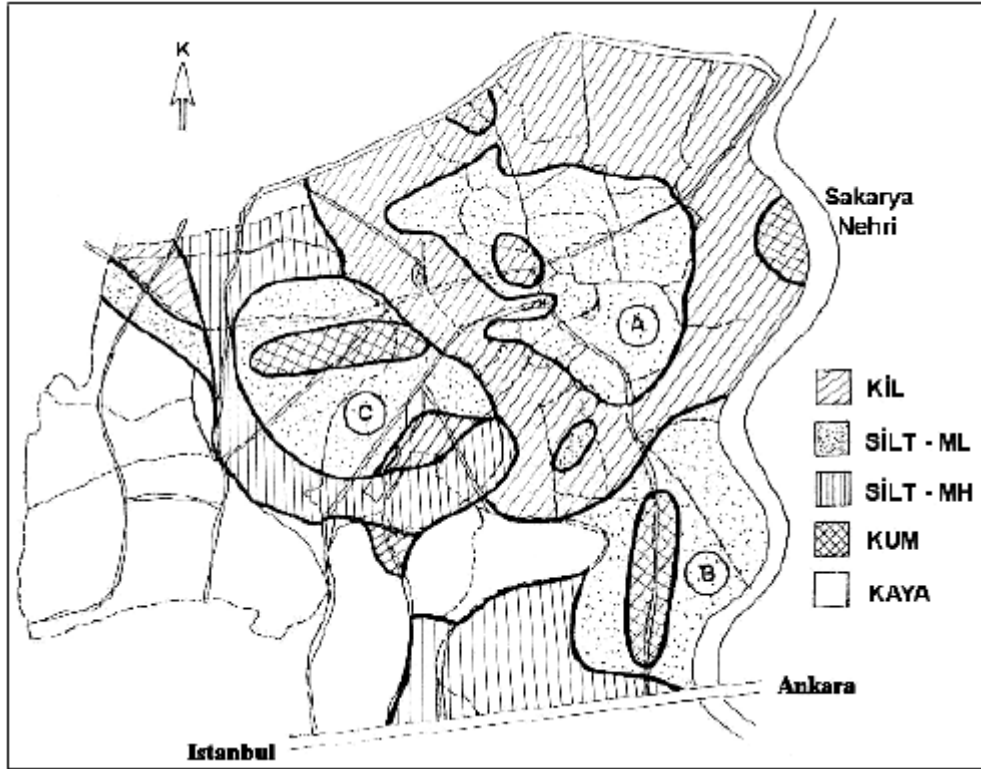
BÖLÜM 5. ADAPAZARI BÖLGESİNİN GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİ VE SIVILAŞMA

Genel yapı itibarıyla Adapazarı zeminleri 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminde sivilaşmış ve taşıma gücü kayıplarına uğramıştır. Sivilaşma ile yapılarda dönmeler, batmalar ve ötelenmeler meydana gelmiştir. Zayıf zeminler üzerine kurulu olan Adapazarı'nda en büyük hasar ilçe merkezinde meydana gelmiştir. Sivilaşma potansiyeli yüksek olan, konsolidasyon süreçlerini tamamlamamış ve ince dane oranı yüksek olan Adapazarı zeminleri magnitud olarak 7,4 büyüklüğünde gerçekleşen 17 Ağustos 1999 Kocaeli depremini şiddet olarak büyük değerlerde hissetmiştir. Bu da büyük yıkımlara neden olmuştur. Bu nedenle Adapazarı ve çevresinin bölgesel özelliklerinin bilinmesi bu tür çalışmalar için oldukça önemlidir.

5.1. Adapazarı Bölgesinin Geoteknik Özellikleri

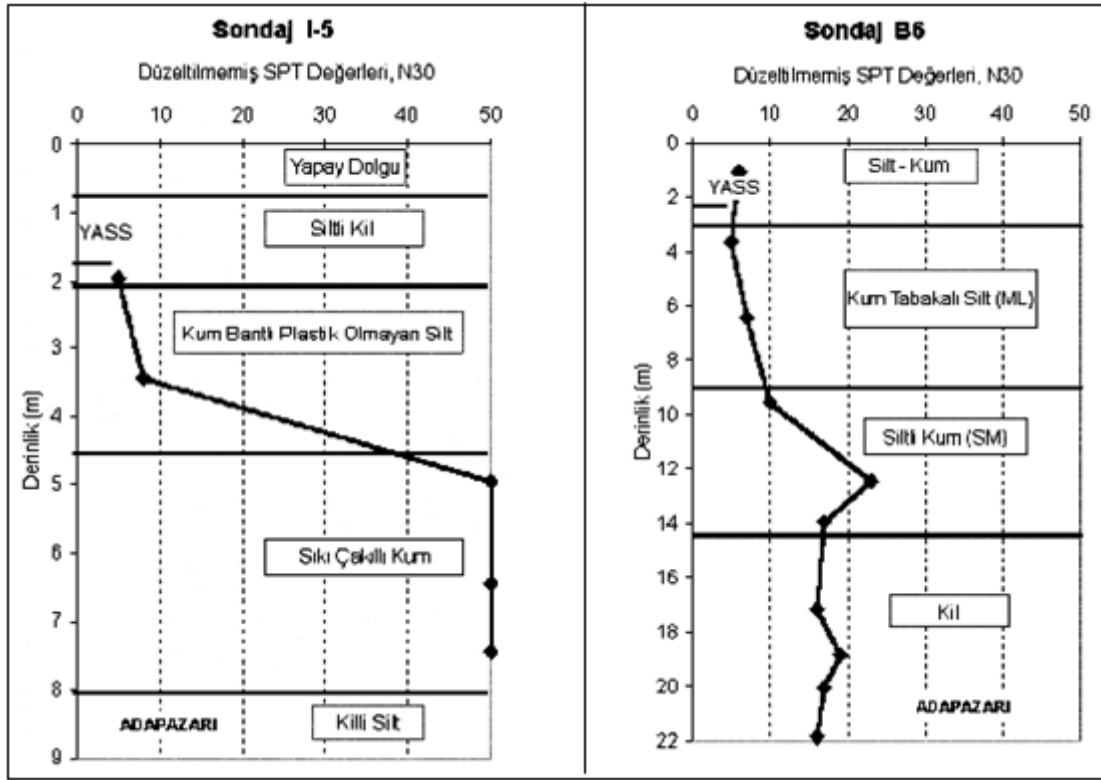
Adapazarı ilçesi Sakarya havzası içerisinde bulunmaktadır. Havzadaki alüvyonlar jeolojik süreç içerisinde Sakarya Nehri ve Çark Suyu tarafından taşınmıştır. Alüvyonlu tabakaların kalınlığı 3 m'den başlayıp ilçenin çeşitli yerlerinde 15 m'yi aşmaktadır. Depremden sonra zorunlu hale getirilen parsel bazında zemin etütlerinin yapılmasıyla ilçenin bir çok bölgesinde sondajlar yapılmıştır (Şekil 5.1)

Adapazarı'na komşu ilçeler Sapanca ve Arifiye Kuzey Anadolu Fayına (KAF) yakın olmasına rağmen depremden daha az etkilenmiştir. Bunun nedeni bu bölgelerin havza tabanı topoğrafyasının yüksek tepeliklerden olması ve gevşek çökellerin çok ince olmasıdır.



Şekil 5.2. Adapazarı' nın ilk 15 metredeki zemin tabakaları [59]

Hasarın yoğunlaştığı bölgeler içerisinde yer alan Çark Caddesi'nde Adapazarı şehrinin kanalizasyon boru hattı projesi kapsamında açılan sondajlardan ikisinin kesitleri Şekil 5.3'de görülmektedir. Kum bantlı plastik olmayan silt tabakası, dolgu ve siltli kil tabakaları altında yer almaktadır. SPT darbe sayıları, ASTM standartlarına uyularak yapılan deney sonucunda 4 m'ye kadar 10'dan küçüktür. Çakıllı kum tabakası sıkı durumda olup killi silt tabakasının üzerinde yer almaktadır. Şekil 5.3.b'de verilen sondaj kesiti şehirde ağır hasar gören bölgelerin genel zemin yapısını ortaya koymaktadır. Bu kesite göre yumuşak silt, kum tabakaları 14 m derinliğe kadar uzanmaktadır. Adapazarı'nda yer altı su seviyesi çok yüksekte olup yaklaşık 1 m ile 3 m arasında değerler almaktadır. Yer altı suyu seviyesinin oluşumunu şehirden geçen iki akarsu, Sapanca Gölü ve doğal olarak mevsimsel yağış durumu etkilemektedir [59].



a)

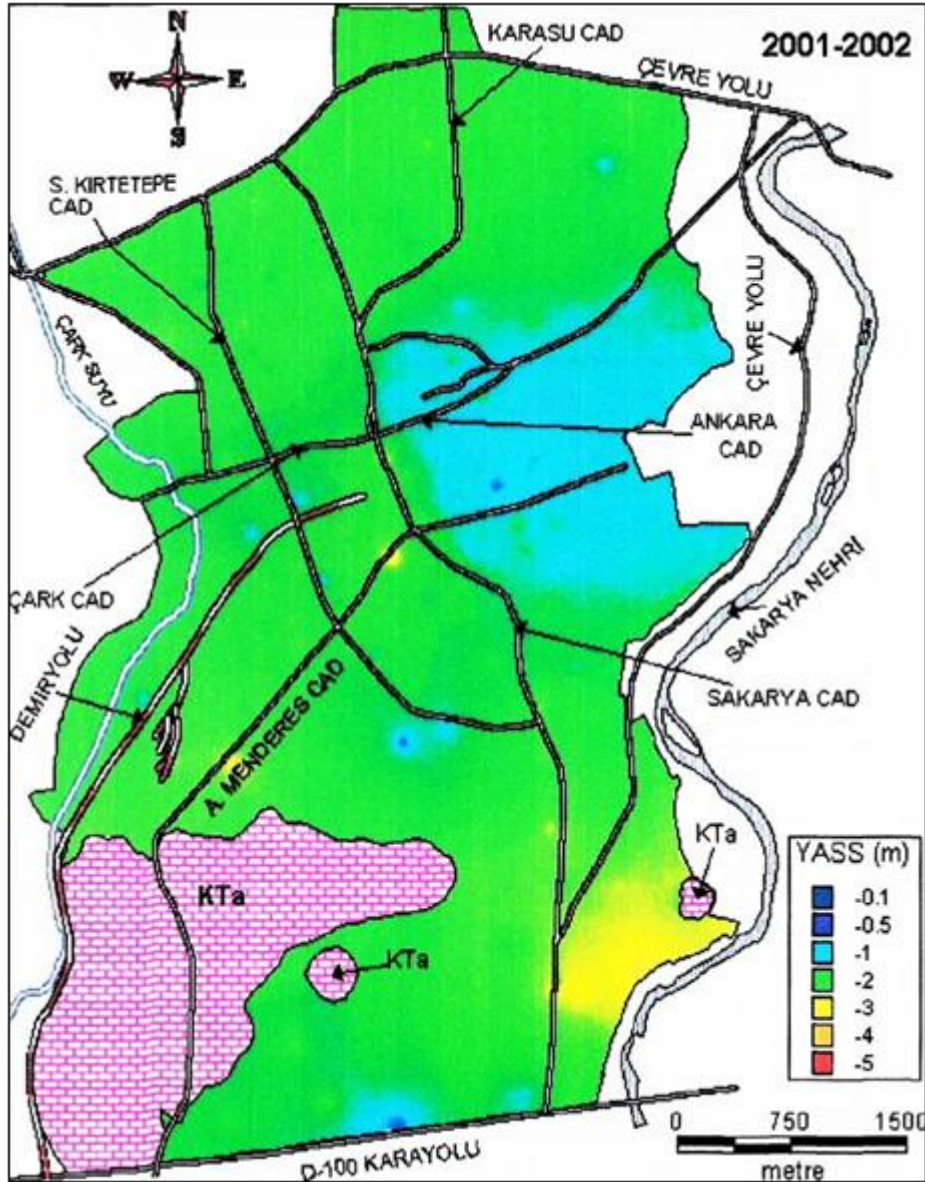
b)

Şekil 5.3 a) Adapazarı şehrinin tipik kesiti b) Adapazarı'nda ağır hasar alan bölgeden zemin kesiti [60]

5.1.1. Adapazarı yeraltı suyu

Adapazarı yer altı su seviyesi (YASS) yüzeye yakındır. Kimi bölgelerde 1 ile 2 m arasında değişen seviyelerde bulunmaktadır. Aşırı yağış ve Mart aylarında eriyen karlar sayesinde YASS yüzeye kadar çıkmaktadır. 1999 yılı öncesi için 60 sondajdan ölçülen ortalama YASS 1,56 metre iken Temmuz aylarında ise 2,77 metreye kadar düşmektedir. 2000 yılında ise 488 sondaj verisinden elde edilen YASS ortalaması 1,05'e kadar yükselmiştir. 2000 yılı içinde ortalama su seviyesinin en yüksek olduğu ay 0,48 metre ile Mart ayı, en düşük su seviyesi 1,37 metre ile Eylül ve Aralık ayıdır. 2001 yılında ortalama 1,79 metre ve Ağustos ayında minimum 2,20 metredir. 2002 yılında ise ortalama 1,88 metre ve bu yıla ait minimum seviye 2,62 metre olarak yine Ağustos ayındadır [58].

Şekil 5.4' de 2001–2002 yıllarına ait yer altı su seviyeleri verilmiştir. Bu haritalarda yeşil kısımlar yaklaşık 2,0 metre derinliği göstermektedir.



Şekil 5.4. Adapazarı YASS seviyeleri [61]

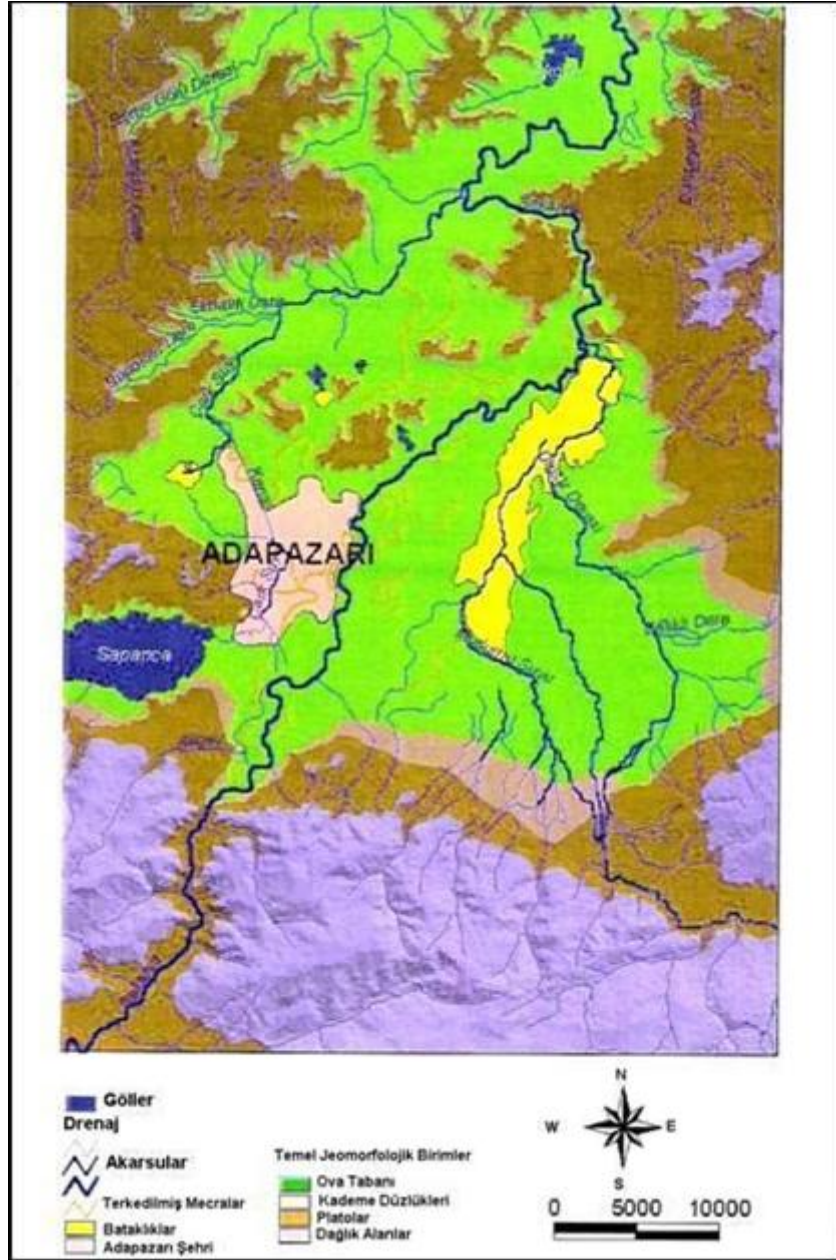
5.1.2. Adapazarı ve çevresinin jeomorfolojik özellikleri

Şehir tamamen nehir çökelleri üzerindedir. İzmit Körfezi'nden itibaren Adapazarı'na ve buradan da Hendek'e kadar uzanan bir çöküntü havzası içinde bulunmaktadır. Adapazarı Ova'sı derelerin getirip biriktirdiği kalın alüvyondan ibarettir. Şehrin güneyinde Kretase yaşlı flişler yer almaktadır. Batıda ise bu formasyonlar üzerine Eosen yaşlı kireçtaşlarının geldiği görülmektedir. Ovanın kuzeyindeki tepeler Devoniyen yaşlı, kırmızı renkli, killi şist ve kumtaşlarından oluşmaktadır. Daha

yukarılarda bu tabakalar Üst Kretase yaşlı kireçtaşları ile örtülmektedir. Yeraltı suyu alüvyon içinde çok yüksek seviyede, bazı kısımlarda ise bataklık durumundadır.

Adapazarı eski bir göl yatağı olan sedimenter bir basen kenarında kuruludur. Şehrin güney bölümü sığ ve sert zeminler üzerinde yer alırken kuzeyde yer alan daha büyük ve nispeten Sakarya Nehri ve kolları tarafından taşınarak derin göl çökelleri üzerine istiflenmiş olan kuvarterner alüvyon zeminler üzerine oturmaktadır. Ana kaya formasyonu sedimenter zeminler altında kuzey istikametinde alçalarak kent sınırları içerisinde 200 metre civarındaki derinliklere ulaşmaktadır. Kentin derin alüvyonlar üzerinde yer alan kesiminde yüzeyden itibaren yaklaşık 15 metre derinlik içerisinde yer alan zeminler, genel olarak yer yer kil ve çakıl bantları içeren ince kum, silt ve kilin farklı oranlarından oluşmaktadır. Kentin alüvyon zeminler üzerindeki kesiminde YASS seviyesi yüksek olup 0,2–3,0 m arasındaki derinliklerde seyretmektedir. Daha aşağıda ise göl çökellerinin oluşturduğu kalın kil tabakaları yer almaktadır (Şekil 5.5).

Adapazarı Ovası elips biçimli olup doğuya ve güney doğuya doğru bir körfez gibi sokulur. Batıya doğru Sapanca Gölü'nü içine alan ve İzmit körfezinin doğusundaki ova ile birleşen oluk biçiminde bir çukurda uzanır. Güney doğu yönünde ise Samanlı dağlarının dik yamaçlarına dayanır. Sakarya ırmağı Geyve Boğazı aracılığıyla bu dağlar arasından ovaya çıkar.



Şekil 5.5. Adapazarı ve çevresinin jeomorfolojik yapısı [62]

5.1.3. Adapazarı jeomorfolojisi ve jeolojisi

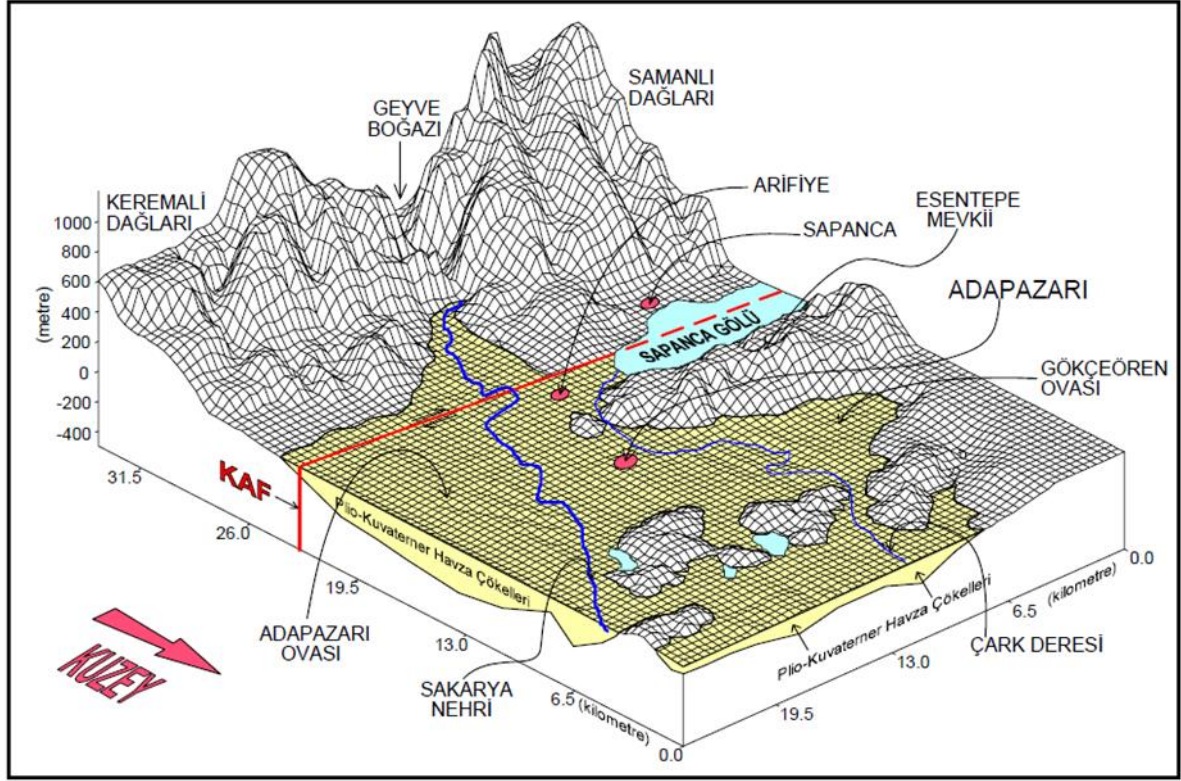
Adapazarı kenti Kuvaterner, geniş alana yayılmış olan alüvyon ile temsil edilir. Adapazarı Hendek ve Akyazı ovaları tutturulmamış kum, kil, silt ve çakıldan oluşur. Alüvyonu oluşturan gereçler Sakarya Nehri, Çark Suyu ve Mudurnu Çayı tarafından Kuzey Anadolu Fay zonu ve güneyindeki kayalardan taşınmıştır.

MTA (1998), yaptığı çalışmalarda ova kenarlarında düşük olan alüvyon kalınlığının ova ortalarında 150 metre kalınlığa ulaştığını bildirmiştir. DSI'nin katkılarıyla Adapazarı Yenigün Mahallesiinde yaptırılan 200 metrelik sondaj sonucunda alüvyon içinde kalınmıştır. Bu kadar büyük bir alüviyal dolgunun hangi bölgelerden taşındığının bilinmesi için Sakarya havzasından bahsetmek gerekir. Sakarya havzası 58.000 km²'lik su toplama alanıyla ve 4 milyar m³ üzerinde yıllık ortalama su hacmi ile Türkiye'nin büyük havzalarından biridir. Bolu, Ankara, Konya, Afyonkarahisar, Kütahya ve Bursa arasında 2.075.000 hektar ovalık alan vardır [63].

Sakarya Nehri ilin içinde uzunluğu 159,5 km'dir. Pamukova'nın güneyinde il topraklarına girer. Geyve Boğaz'ına girmeden önce Karaçay'ın suyunu alır. Doğudan Mudurnu Çayını da (65 km.) aldıktan sonra kuzeye yönelir. Sapanca Gölünün fazla suyunu boşaltan Çark Suyu (45 km.) kuzeyde Sakarya ile birleşir. Vadinin batısında 1000 metreye ulaşan dağlar yükselir. Sapanca'dan sonra düze yakın alanda akmaya başlar, kuzeydeki plato alanından yer alan boğazı geçer ve kıyı ovasına ulaşır. Karasu ilçesinde Karadeniz'e dökülür. Nehrin ovanın değişken kısımlarında aktığına menderesler oluşturduğuna dair bulgular vardır. Nehrin yüksek boşalımlı olmasından dolayı ve sellenmeyi önleyecek az miktarda bitki örtüsü bulunması sebebiyle ova aşırı hacimde çökelle doludur. Ayrıca Geyve Boğazı'ndan ani çıkışı ardından düz Adapazarı ovasında hızını kaybettiğinden çakıl, kum, kil ve silt malzemeleri ovaya bırakmış ve yatağın gittikçe dolması sonucu azalan akım hızı ile kil ve silt istiflenmesine yol açmıştır [64].

Şekil 5.6'da görüldüğü gibi Adapazarı havzasını güneyden sınırlayan yüksek kısımlar daha ziyade Doğu-Batı uzanımlı olup bu uzanımın batı kısmını Samanlı Dağları, doğu kısmını ise Karadağ-Keremali Dağları oluşturur. Bu yüksekliğin nispeten alçaldığı kesiminde Geyve Boğazı olarak bilinen derin vadi Sakarya nehri tarafından kat edilir. Adapazarı'nın güney batısında bulunan Sapanca Gölü'nün kuzey ve güney kısımları yüksek tepeliklerle kısıtlanır. Sapanca Gölü'nün doğu kısmı düz bir saha teşkil eder. Kentin kuzey kısımları (Karakamış, Dağdibi kuzey kenarları) 150-200 m civarında tepelik bir saha ile sınırlanır. Adapazarı şehrinin kurulmuş olduğu saha genelde düz bir görünüm ihtiva etmekte olup şehir merkezinin deniz seviyesine göre yüksekliği genelde 31 m civarındadır. Bu yükseklik Kuzey-Doğu istikametinde

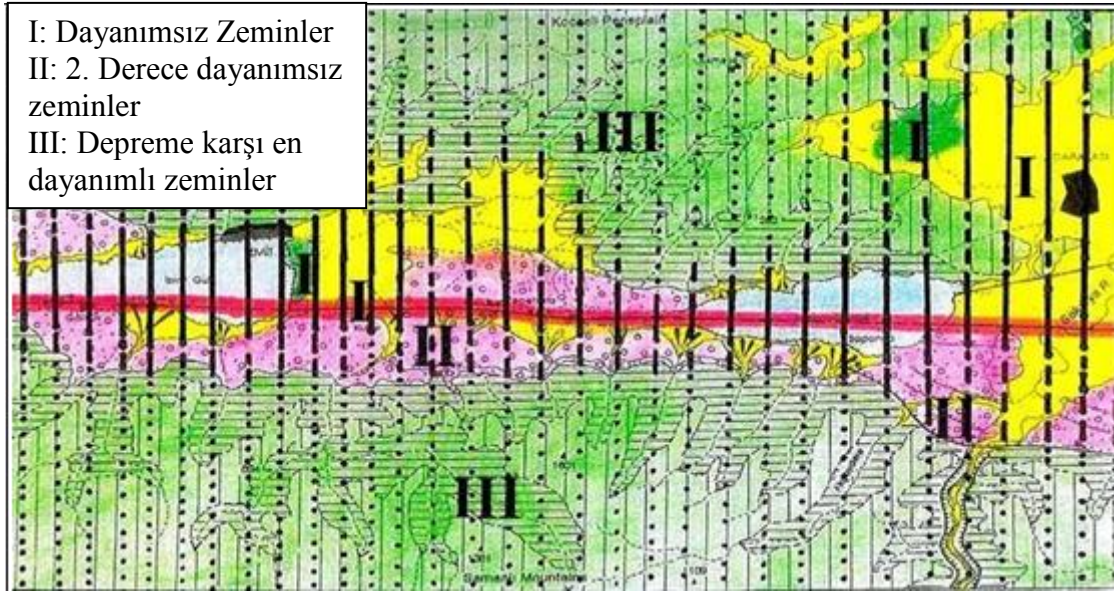
% 0,5 Kuzey-Batı istikametinde % 2'lik bir eğimle azalma gösterir. Kentleşme sınırlarındaki bu düzlüğü batıda Serdivan ve güneybatıda Erenler mevkiileri kısmen bozmaktadır



Şekil 5.6. Adapazarı' nın KD'den GB'ya doğru morfolojik görünümü [65]

5.1.4. Adapazarı'nın deprenselliği

Saha gözlemleri, yapı hasarlarında geoteknik zemin özelliklerinin belirleyici olduğunu ortaya koymaktadır. Ölümle sonuçlanan hasarlar fay boyunca 20-200 m. genişliğindeki fiziksel deformasyon zonu (yüzey kırığı) ile bataklık ve zayıf zeminler olan çakıl-kum-milden oluşan yeni alüvyon zeminler üzerinde gerçekleşmiştir. Şekil 5.7'de sürekli koyu çizgiler: hasarın en yoğun olduğu bölgeleri, kesikli koyu çizgiler: orta hasarlı alanları, noktalı çizgiler, hasarın en az olduğu alanları, kırmızı çizgi ise depremde kırılan hattı göstermektedir.



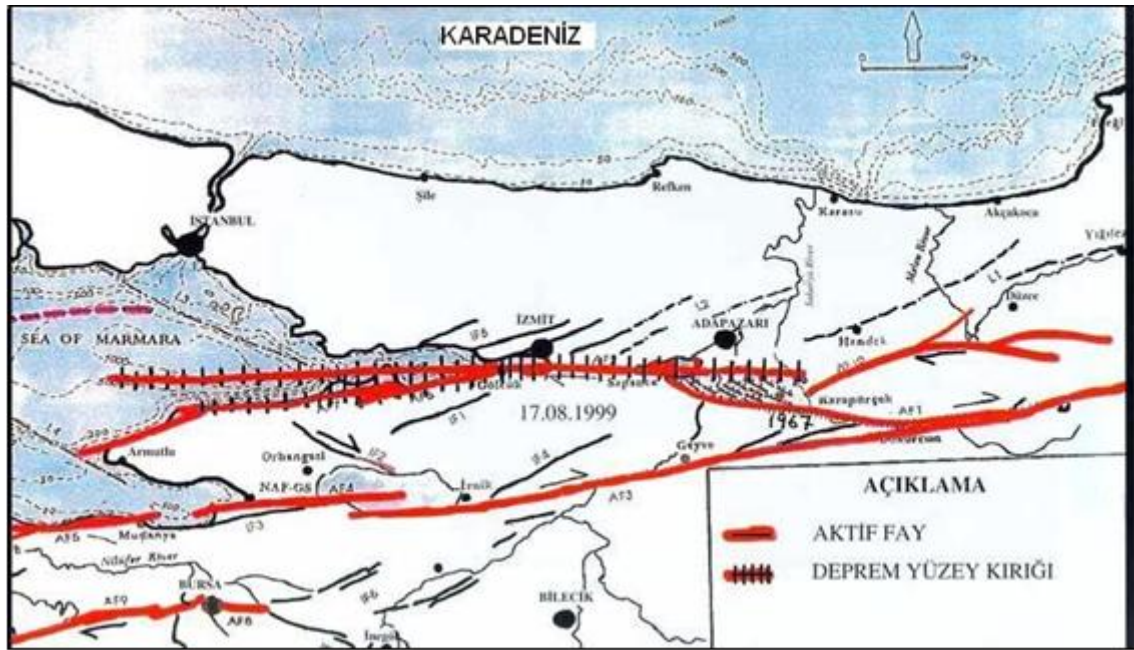
Şekil 5.7. 17 Ağustos depremi hasar dağılım haritası [66]

Fayın yüzey kırığına çok yakın mesafede, hatta doğrudan fay kırığı üzerinde bulunmasına rağmen deprem sarsıntılarında daha az etkilenen sağlam zeminlerdeki yapıların çoğunda ölümcül hasarların olmadığı görülmüştür. Buna karşın, depremin merkez üssü ve fay kırığından uzakta olmasına rağmen jeolojik anlamda depreme karşı dayanımsız olan zeminlerin çoğunda toplu ölümle sonuçlanan yıkıntıların meydana geldiği izlenmiştir. Bu durumun en iyi örneği Adapazarı şehridir. Burada doğal olarak fay kırığı yakın çevresinde maksimum hasar beklenmesine rağmen, hasar esas olarak şehrin faya uzak merkez bölgelerinde etkili olmuştur. Bu hasar dağılımı tamamen kent yerleşmesinin yerel zemin özelliklerinin sonucudur. Afet bölgesinde incelenen alan içinde kalan Gölcük-İzmit-Sapanca-Adapazarı-Akyazı gibi büyük yerleşimlerde ölümle sonuçlanan hasarın aynı sebebe dayandığı görülmüştür. Dolayısıyla, depremde meydana gelen can kaybı ve hasarın esas nedeni, bölgedeki yapılaşmanın yoğun olarak depreme karşı çok zayıf zeminde olması ile ilgilidir [67].

Bina tabanındaki zeminin geoteknik yapısı ve özellikleri, deprem esnasında bina yıkılmalarında önemli bir rol oynamaktadır. Deprem sırasında deprem dalgalarının sert ve kaya zeminlerden geçişiyle gevşek zeminlerden geçişi ve

yıkım etkisi çok farklıdır. Deprem sırasında gevşek ve sıkışmamış zeminler, zemin hâkim titreşim periyodunu büyüterek depremin yıkıcı etkisini arttırmaktadır.

Şekil 5.8’de MTA Genel Müdürlüğü uzmanlarının afet bölgesinde, depremden iki yıl önce konu ile ilgili olarak gerçekleştirdikleri araştırmalara göre belirlenen aktif faylar gösterilmektedir.



Şekil 5.8 Afet bölgesi ve yakın çevresinin aktif fay haritası [68]

Bayındırlık ve İskân Bakanlığı ve Valilikler tarafından depremde zarar gören binalar tespit edilmiştir. Bu depremde yıkılan ve ağır hasar gören bina açısından Adapazarı en çok etkilenen şehirdir (Tablo 5.1).

Tablo 5.1. 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminden etkilenen binaların Adapazarı, İzmit ve Yalova şehirlerine ait hasar sonuçları [69]

Şehir	Ağır Hasarlı ve Yıkılan Bina Sayısı	Orta Hasarlı Bina Sayısı	Az Hasarlı Bina Sayısı
Sakarya (Adapazarı)	11373	5813	8763
İzmit (Kocaeli)	3614	12944	13335
Yalova	9637	8988	12677

5.1.5. Adapazarı zeminleri hakkında zemin ve temel mühendisliği değerlendirmeleri

İzmit Körfezi, İzmit Kuzey Anadolu fayının kuzey kolu üzerinde yer almaktadır ve bu yapı bir seri basenlerden oluşmaktadır. İzmit Körfezi'ne boşalan nehirler jeolojik süreç içerisinde Gölcük, Hersek, Kavaklı deltalarını ve Sapanca Gölü ile İzmit Körfezi arasındaki geniş ve uzun alüvyon düzlüğünü oluşturmuştur. Bu alanlarda, zemin profili genelde çok kalın, yumuşak-orta katı kil veya gevşek kum tabakalarından oluşmaktadır. Diğer bir deyişle, Kuzey Anadolu Fay Hattı'nın Marmara Denizi'nin güneyi boyunca uzandığı bölgede hem sismik aktivite çok yüksek ve hem de zemin koşulları son derece elverişsizdir. Çeşitli projelerle ilgili olarak bölgede yapılan zemin araştırmaları, zemin tabakalarının sıkışabilme özelliğinin çok yüksek olduğunu ve ayrıca bazı bölgelerdeki zeminlerin sıvılaşma potansiyeli gösterdiğini ortaya koymuştur. Nitekim, depremi takiben İTÜ Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği öğretim üyelerinin yerinde yaptığı incelemelerde özellikle Adapazarı, Gölcük ve Yalova'da meydana gelen hasarların başlıca sebebinin zemin problemlerinden kaynaklandığı belirlenmiştir. Buna karşılık, ciddi ve bilimsel zemin araştırmalarına dayanan temel mühendisliği çözümlerinin uygulandığı projelerde örneğin, yumuşak zemin koşullarında kazıklı temel sistemlerine taşıtılan binalarda ve sanayi tesislerinde, fay hattına çok yakın olsa bile herhangi bir hasar meydana gelmemiştir. Adapazarı örneğinde olduğu gibi, zemin koşulları elverişsiz ve yeraltı su seviyesi çok yüksek olduğu halde ağır yapıların bile tekil veya sürekli temellere taşıtıldığı yerlerde ise binaların farklı oturma yaptığı, devrildiği, yana yattığı veya zemin katların bodrum kata dönüştüğü tespit edilmiştir. İlk defa bu depremde elverişsiz zemin koşulları, deprem hasarının büyük olması üzerinde bu derece etkili olmuştur [71]

5.2. Zemin Sıvılaşması

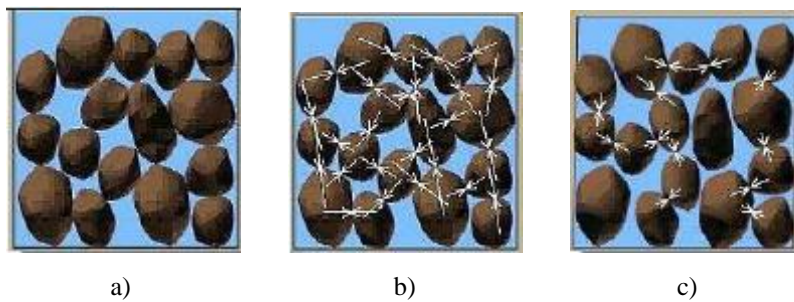
Kuvvetli ter hareketleri nedeniyle hasar meydana getiren en önemli etkenlerden biri suya doymun gevşek ve orta sıkılıktaki ince daneli kumlu ve siltli zeminlerin sıvılaşmasıdır. Genel olarak suya doymun gevşek kumlu zeminler, tekrarlı gerilmeler altında, sıkışma ve hacim daralması eğilimi gösterirler. Bu davranış, drenajın

olmadığı koşullarda, boşluk suyu basıncını artırır. Tekrarlı yükler kum tabakası içindeki boşluk suyu basıncının artmasına neden olduğu zaman, artan boşluk suyu basıncı toplam normal gerilmeye eşit değere ulaşabilir. Bu durumda, kohezyonsuz zemin kayma direncini kaybeder ve bir sıvı gibi davranarak büyük yer değiştirmelerine maruz kalır. Zeminin bu davranışı sıvılaşma olarak tanımlanır [69].

Zeminde meydana gelen bu mukavemet kaybını ilk kez Hazen sıvılaşabilir (liquefiable) davranış olarak tanımlamıştır [73]. Sıvılaşma (liquefaction) terimi ise bilimsel literatürde ilk kez Terzaghi tarafından kullanılmıştır. Terzaghi 'ye göre "sıvılaşma", suya doymun zeminin çökmesi sırasında zemini oluşturan katı parçacıkların ağırlığının zemini çevreleyen suya aktarılması durumunda meydana gelebilir. Bu olay sonucunda zeminin herhangi bir derinliğinde hidrostatik su basıncı yükselerek, büyüklüğü suya batan zeminin birim ağırlığına yaklaşır [74,75]. Sonraki yıllarda Casagrande (1936) sıvılaşma terimini Fort Peck Barajı'nda meydana gelen toprak kaymalarını açıklamakta kullanmıştır [76]. 1964'te Alaska, Niigata ve Anchorage yakınlarında meydana gelen ve toprak kaymaları neticesinde yapısal hasarlara neden olan büyük depremlerin ardından dünya kamuoyu sıvılaşma kavramı üzerine odaklanmıştır [77]. Youd sıvılaşma olayını suya doymun ince daneli kumlu ve siltli zeminlerin, deprem titreşimleri sırasında boşluk suyu basıncı değerinin artması ile efektif gerilmenin sıfır olması sonucu, zeminin bir sıvı haline dönüşmesi olarak tanımlamaktadır [78]. Sıvılaşma durumunda, zeminin yapısı küçük bir dirençle bozulabilmekte hatta meydana gelen deformasyonlar, binaları veya diğer yapıları hasara uğratabilecek kadar büyük olabilmektedir [79]. Bu tür zeminler gevsek zemin olarak adlandırılır. Sıvılaşma sonucunda zeminde oluşabilecek deformasyonun miktarı, materyalin gevşekliğine, derinliğine, kalınlığına ve sıvılaştıran tabakanın zeminde kapsadığı alana, zeminin eğimine, bina ve diğer yapılar nedeniyle zemine uygulanan yükün dağılımına bağlı olmaktadır [80].

Zeminde sıvılaşmaya neden olan hareketler sismik dalgalar ve özellikle de makaslama dalgalarıdır [78]. Bu dalgalar suya doymun daneli tabakalardan geçerken oluşturdukları aşırı su basıncı ile danecikli yapıyı bozar ve zeminin dayanımını yitirmesine neden olurlar. Zemindeki sıvılaşma davranışının daha iyi anlaşılabilmesi için depremden önceki zemin koşullarının iyi bilinmesi ve anlaşılması gereklidir.

Zeminin yapısını oluşturan bütün daneler birbiri ile temas halindedir (Sekil 5.10.a). Daneler arasındaki bu temas yüzeylerinde temas kuvvetleri mevcuttur. Daneler arasındaki boşluklarda ise hava ve su bulunmaktadır. Bu boşluklar suya doymun zeminlerde tamamen su ile dolu olmaktadır ve bu suyun daneler üzerine uyguladığı basınca “boşluk suyu basıncı” denmektedir. Deprem sırasında sismik dalgalar zemin içinde yayılırken birbirine göre ters yönde etkiyen kuvvet çiftleri yaratırlar (Şekil 5.10.b). Bu durum, suya doymun ve kohezyonsuz zeminlerde zemin danelerinin yer değiştirmesine neden olur. Bu sırada daneler arasındaki temas yüzeyleri azalır. Böylece daneler arasındaki mevcut temas kuvvetleri, bir başka ifadeyle zemin iskeleti tarafından taşınan yükler (zeminin kendi ağırlığı ve üzerindeki yapı yükleri) daneleri çevreleyen suya aktarılır. Deprem sırasında daneler arasında yer alan bu suyun drene olması için yeterli süre olmadığından, zemin sismik dalgalar öncesindeki denge durumuna dönmeden (daneler arasındaki temas yüzeyleri yeniden oluşmadan) boşluk suyu basıncında ani bir artış meydana gelir (Şekil 5.10.c). Boşluk suyu basıncındaki bu ani artış zemin danelerini bir arada tutan temas kuvvetlerini yok ederek daneleri birbirinden uzaklaştırır ve böylelikle zemin dayanımını yitirir. Bu koşullar altında gözenekli zemin, deprem öncesinde gösterdiği katı malzeme davranışı yerine, geçici olarak bir sıvı gibi davranarak yüzeye doğru hareket eder. İşte bu durum sıvılaşma olgusu olarak tanımlanmaktadır [81].



Sekil 5.10. Boşluk suyu basıncındaki ani artış ile zemin daneleri arasındaki temas kuvvetlerinin değişimi [81]

Dünyada meydana gelen depremlerde zemin sıvılaşması sonucu birçok can ve mal kayıpları meydana gelmiştir. Ülkemizde de dünyadaki bilimsel araştırmalara paralel olarak sıvılaşma çalışmaları takip edilmesine rağmen 17 Ağustos 1999 Marmara

depreminden sonra daha çok çalışılan bir konu olmuştur. Kuzey Anadolu Fayı ve Doğu Anadolu Fayı gibi önemli ve aktif deprem kuşakları içerisinde yer alan ülkemizde sıvılaşma altyapı ve üst yapılar açısından önem taşımaktadır.

5.2.1. Ön sıvılaşma

Tekrarlı yükler altında boşluk suyu basıncının artarak bir yükleme çevrimi sonunda efektif çevre basıncına eşit olması durumu ön sıvılaşma olarak adlandırılmaktadır. Ön sıvılaşmanın olması zemin elemanında oluşabilecek şekil değiştirmelerin boyutları ile ilgili bilgi vermemekle birlikte, zemin elemanının tekrarlı yükler altındaki davranışının adlandırılmasında ve sıvılaşma sonrası davranışının değerlendirilmesinde kullanılmaktadır [82].

5.2.2. Gerçek sıvılaşma

Boşluk suyu basıncının tekrarlı veya statik yükler altında sürekli olarak artması ve bir noktadan sonra sabitleşmesi efektif çevre gerilmesinin sıfıra doğru yönelmesi veya çok küçük bir değere düşmesine yol açar. Bu durum kayma mukavemetinin sıfır veya çok küçük değere düşmesine, zemin elemanında çok büyük şekil değiştirmelere sebep olur [82]. Bu durum gerçek sıvılaşma olarak tanımlanır.

5.2.3. Sınırlı ön sıvılaşma

Tekrarlı yükler altında bir yükleme çevrimi sonunda bir ön sıvılaşma oluşması ve takiben yükleme çevrimlerinde zemin elemanında kalıcı dayanım bulunmasından veya hacim kabarması neticesinde oluşan kayma direncinden şekil değiştirmelerin sınırlı kalması ve zemin elemanının tekrarlı yükler altında kararlı bir konuma gelmesine sınırlı ön sıvılaşma denir [82]. Bu bilgiler ışığında; sınırlı ön sıvılaşma genelleştirilirse genellikle doğada ve laboratuvar deneylerinde orta ve sıkı kumlarda da tekrarlı yükler altında boşluk suyu basıncının sürekli olarak, ancak daha yavaş bir biçimde arttığı bilinmektedir. Böyle kumlu zeminlerde boşluk suyu basıncı tekrarlı yükleme çevriminin bir bölümünde toplam çevre gerilmesine eşit olabilir. Bu durumda kayma mukavemetinin bir süre için sıfır olması bir sıvılaşmaya ve

neticesinde şekil değiştirmelere yol açar. Fakat orta ve çok sıkı kumlarda şekil değiştirmelerin bir hacim kabarmasına yol açmaları boşluk suyu basıncının azalmasına aslında gevşek kumlarda görülen sıvılaşma olayından farklı olup şekil değiştirmeleri kumun sıkılığına bağlı olarak sınırlı kalırlar. Bu olaya genel anlamda sınırlı ön sıvılaşma denilmektedir [83].

5.2.4. Mikroskobik ve makroskobik sıvılaşma

Sıvılaşmanın olduğu kısımdaki zeminin dinamik dayanımı ile aynı noktada tahmin edilen dinamik gerilme değerlerinin eşit olması mikroskobik sıvılaşma tanımına uyan durumdur. Zeminin dayanımı, sismik gerilme, bölgesel jeoloji ve topografyanın etkilenmesi dikkate alınarak önemli bir zemin kısmı için sıvılaşma olduğu durum ise makroskobik sıvılaşma olarak isimlendirilmektedir. Bu tür sıvılaşmanın en belirgin göstergesi genellikle yüzeyde meydana gelen kum kaynamalarıdır. Bu bölgelerde boşluk suyu basıncı, kum parçacıklarını yüzeye doğru itecek derecede güçlüdür. Bu durumda, sıvılaşmanın değerlendirilmesinde kullanılacak ampirik formüller, makroskobik sıvılaşmanın olduğu bölgelerden alınan kayıtlardan yararlanılarak geliştirilmektedir [84].

5.2.5. Sıvılaşmaya etki eden faktörler

Sıvılaşmanın oluşumunda birçok geoteknik faktör etkili olsa da genel olarak zeminin sıvılaşmaya karşı duyarlılığını belirleyen etkenler, bir başka deyişle zeminin sıvılaşma potansiyelini belirleyen ölçütler üç ana başlık altında incelenebilir. Bunlar; zeminin özellikleri, jeolojik şartlar ve yer hareketleridir.

5.2.6. Zemin özelliklerinin sıvılaşmaya etkisi

5.2.6.1. Rölatif sıkılık

Rölatif sıkılık kohezyonsuz zeminlerin tekrarlı yükler altında davranışlarını belirleyen en önemli faktörlerden biridir [85]. Rölatif sıkılık, zeminin önem arz eden minimum ve maksimum boşluk hacimleri ile karşılaştırıldığında gerçekte zemine

ilişkin boşluk hacmi olarak bilinen mutlak sıklıktan daha çok stres oluşturmaktadır. Zemin yoğunluğunun artışıyla birlikte, kesme sırasındaki hacim küçülmesi eğilimi ve boşluk suyu basıncı azalmakta, dolayısıyla sıvılaşma olasılığı da azalmaktadır [86]. Zeminin oransal sıklığı laboratuvar koşullarında istenilen sınırlar arasında ayarlanabilmesine karşılık gerçekte arazi koşullarında oransal sıklık değerinden bahsetmek pek anlamlı olmayacaktır. Çünkü oransal sıklık faktörü sadece tekdüze zeminler için söz konusu olup, doğal zemin katmanları çoğunlukla heterojen yapıdadırlar [87]. Arazi koşullarında zeminin daha fazla sıkıştırılmayacağı ve boşluk suyu basıncı geliştiremeyeceği ve sıvılaşmanın olmayacağı bir üst rölatif sıklık, D_r , değerinin belirtilmesi gayet akılcı bir yaklaşımdır. Kishida 1964 Niagata depreminde rölatif sıklığı % 75'in üzerinde olan zeminlerde sıvılaşma olmadığını bildirmiştir [83]. Benzer şekilde Wang ve Law sıvılaşma oluşabilecek rölatif sıklık değerinin % 75'ten daha küçük olduğunu bildirmektedir [84]. Başlangıç rölatif sıklık değeri arttıkça titreşim sırasında oturma ve boşluk suyu basıncının azaldığı bilinmektedir. Buna göre yer ivmesi, rölatif sıklık ve sıvılaşma potansiyeli arasındaki ilişkiler Tablo 5.2.'de verilmiştir. Diğer taraftan, Castro ve Poulos, % 100 rölatif sıklık değerine kadar çevrimsel hareketlilik (zeminin geçici olarak taşıma mukavemetini kaybetmesi) olabileceğini bildirmekle birlikte, en azından boşluk suyunun yeniden dağılması ve drene olmasından önce, bu bölgede meydana gelen şekil değiştirmelerin önemsiz olduğunu bildirmektedirler [88]. Ferritto sıvılaşmanın oluşmayacağı bir üst rölatif sıklık limit değerinin belirlenmesinin olanaksız olduğunu, bununla beraber, rölatif sıklık değerinin % 80'in üzerinde olması durumunda sıvılaşma olasılığının azaldığını vurgulamaktadır [86].

Tablo 5.2. Yer ivmesi ve rölatif sıklığa bağlı olarak sıvılaşma potansiyeli [89]

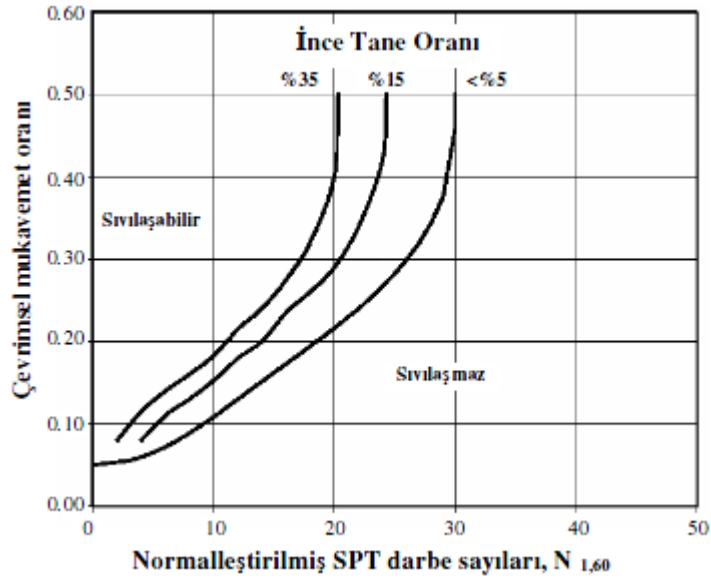
Maksimum Yer İvmesi a_{max} (g)	Sıvılaşma Riski		
	Yüksek	Orta	Düşük
0.10	$D_r < 0.33$	$0.33 < D_r < 0.54$	$D_r > 0.54$
0.15	$D_r < 0.48$	$0.48 < D_r < 0.73$	$D_r > 0.73$
0.20	$D_r < 0.60$	$0.60 < D_r < 0.85$	$D_r > 0.85$
0.25	$D_r < 0.70$	$0.70 < D_r < 0.92$	$D_r > 0.92$

5.2.6.2. İnce dane oranı

Laboratuvar [90-92] ve arazi [93-95]koşullarında yapılan çalışmalarda hem temiz kum hem de kum içeren zeminlerin sıvılaştırılabilir olduğu görülmüştür. Ayrıca, plastik olmayan siltlerin de sıvılaştırılabilir olduğu rapor edilmiştir [96-98].

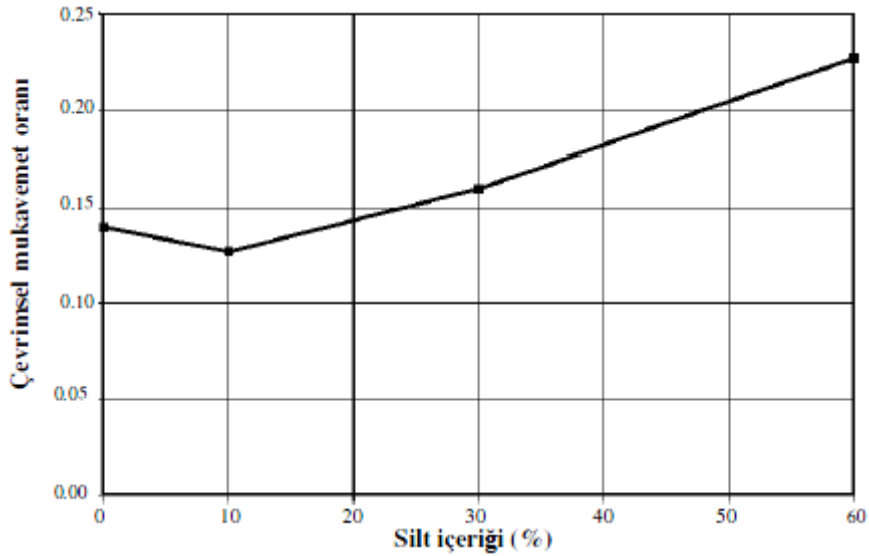
5.2.6.2.1. Plastik olmayan ince dane oranı

Plastik olmayan ince dane oranının sıvılaştırma üzerine etkisi konusunda bilimsel literatürde tam bir uzlaşma sağlanamamıştır [99]. Yapılan arazi ve laboratuvar çalışmalarında kumlu zemin içerisindeki plastik olmayan ince dane oranı arttıkça zeminin sıvılaştırma mukavemeti belirli bir ince dane içeriği limitine kadar azalmakta ve bu limit değerden sonra artmaktadır. Tarihsel kayıtlara dayalı depremler sırasındaki gerçek zemin davranışına ilişkin veriler ince dane oranı daha yüksek olan zeminlerin sıvılaştırma olasılığının daha az olduğunu göstermektedir. Örneğin 1964 Niagata/Japonya depreminde ince dane oranı % 10'dan daha az olan kumlu zeminlerin sıvılaştırma eğiliminin daha yüksek olduğu rapor edilmiştir [100]. Ek olarak Fei, 1976 Tangshan/Çin depreminde siltli zeminlerin sıvılaştırma mukavemetinin artan ince dane oranı ile arttığını bildirmiştir [101]. Tokimatsu ve Yoshimi (1983) dünya çapında meydana gelen 17 depreme ilişkin çalışmalarında sıvılaştırma olayı görülen zeminlerin % 50'sinde ince dane oranının % 5'ten daha az olduğunu bildirmişlerdir [102]. Arazide sıvılaştırma olasılığının belirlenmesinde kullanılan çalışmalarda SPT darbe sayısı veya konik penetrasyon testi (CPT) ölçümlerine dayanan yöntemlerde zeminin ince dane oranı mutlaka dikkate alınmalıdır [103]. Seed ve ark. [104] ince dane oranına bağlı olarak sıvılaştırma mukavemetindeki değişimi belirlemek için orijinali Seed ve Idriss 'de [105] verilen çevrimsel mukavemet oranı (CSR) ile normalleştirilmiş SPT darbe sayıları arasındaki ilişkiyi gösteren eğrileri modifiye etmişlerdir (Şekil 5.11). Buna göre, belirli bir SPT darbe sayısında yüksek oranda ince dane içeren bir zeminin sıvılaştırması için daha büyük çevrimsel mukavemet oranı gereklidir.



Sekil 5.11. Büyüklüğü 7,5 olan depremler için SPT temiz kum eğrileri [105]

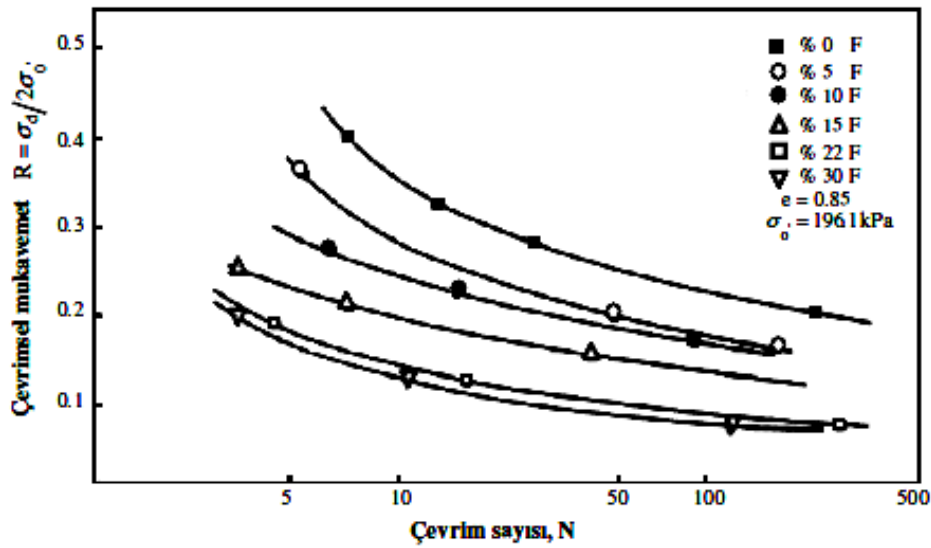
Laboratuvarda yapılan çalışmalarda ise çeşitli araştırmacılar kumlu zeminlerin çevrimsel mukavemetinin artan silt içeriğiyle birlikte arttığını bildirmişlerdir. Chang ve ark. [89] sabit boşluk oranına sahip örnekler üzerinde yaptıkları çalışmalarda artan silt içeriğiyle birlikte çevrimsel mukavemet oranının başlangıçta küçük bir azalma ile birlikte dramatik olarak arttığını bildirmişlerdir (Şekil 5.12).



Sekil 5.12. Artan silt içeriği ile çevrimsel mukavemetin artışı [91]

Aynı çalışmada, çevrimsel mukavemet oranının silt içeriğine % 60'a kadar, silt içeriğine bağlı olarak neredeyse doğrusal olarak arttığı, bu koşullarda elde edilen çevrimsel mukavemet oranının temiz kum ile karşılaştırıldığında % 50 ile % 60 arasında daha büyük olduğu rapor edilmiştir. Benzer şekilde Dezfulian, artan silt içeriğine bağlı olarak çevrimsel mukavemetin artma eğilimi gösterdiğini bildirmektedir [106].

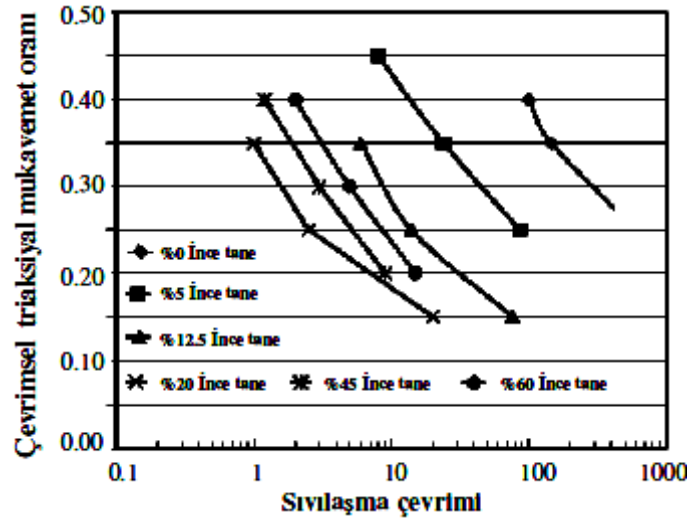
Diğer taraftan Shen ve ark., Tronscove ark., ve Vaid hem sabit bir boşluk oranına hem de sabit kuru yoğunluğa sahip örnekler üzerinde yaptıkları çalışmalarda artan silt içeriği ile birlikte çevrimsel mukavemetin azalma eğilimi sergilediğini savunmaktadırlar [107-109]. Sekil 5.13'ten de görülebileceği gibi zemin silt içeriğindeki %30'luk bir artış çevrimsel mukavemette temiz kuma göre % 60 gibi önemli oranda azalmaya neden olmaktadır [108].



Sekil 5.13. Artan silt içeriği ile çevrimsel mukavemetin azalması [108]

Law ve Ling [110] ve Koester [92] hazırladıkları sabit boşluk oranına sahip örneklerde artan silt içeriğine bağlı olarak zemin çevrimsel mukavemetinin belirli bir silt içeriğine kadar azaldığını, bu değerden sonra ise artışa geçtiğini belirlemişlerdir. Koester, zeminin % 60 oranında silt içermesi durumunda zemin çevrimsel mukavemetindeki azalmanın % 20 silt içeren temiz kumun mukavemetinin dörtte birinden daha az olduğunu, çevrimsel mukavemetteki artışın ise temiz kumun

mukavemetinden % 32 daha fazla olduğunu rapor etmiştir [92]. Yukarıda verilen araştırma sonuçlarıyla gerek Chang ve ark. [91] gerekse Dezfulian 'de [106] elde edilen bulgular karşılaştırıldığında her iki çalışmada da temiz kum için çevrimsel mukavemet değerlerinde Law ve Ling ve Koester'de bildirilen düzeyde artış rapor edilmemiştir [109,92]. Artan ince dane oranına bağlı olarak çevrimsel mukavemette meydana gelen bu dalgalanmalar Şekil 5.14'te açıkça görülmektedir.



Şekil 5.14. Silt içeriğine bağlı çevrimsel mukavemette meydana gelen değişimler [92]

Çeşitli çalışmalarda çevrimsel mukavemetin boşluk oranı, rölatif sıkılık ya da ince dane oranından daha ziyade zemin (kum) iskeleti boşluk oranı ile yakından ilişkili olduğu bildirilmektedir. Finn ve ark., aynı boşluk oranında kumlu bir zeminin çevrimsel mukavemetinin artan ince dane oranına bağlı olarak arttığını bildirmişlerdir [111]. Araştırmada ayrıca, aynı zemin iskelet boşluk oranında, ince danelerin zemin iskeleti içerisindeki mevcut boşluklara yerleşmesi durumunda, ince dane oranı artmasına rağmen çevrimsel mukavemetin değişmediğini gözlemlemişlerdir.

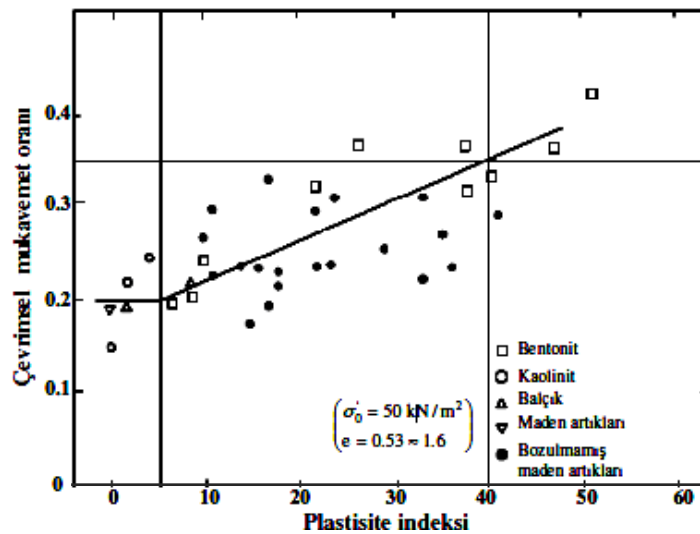
Diğer taraftan Polito, bütün zeminler için geçerli olmamakla birlikte, zemin iskelet boşluk oranının sabit olması durumunda bazı zeminlerde çevrimsel mukavemet değerinin sabit kaldığını bildirmektedir [99]. Shen ve ark., Kuerbis ve ark. ve Vaid sabit zemin (kum) iskelet boşluk oranına sahip örneklerde kumlu zeminin çevrimsel mukavemetinin sabit kalmayıp, artan silt içeriğiyle birlikte arttığını rapor etmişlerdir

[107,112,109]. Yukarıda verilen bilgilerden açıkça görüldüğü üzere kumlu zeminlerde sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesinde tek basına ince dane oranına ilişkin verilerin kullanılması ile sağlıklı bir karar verebilmek doğru bir yaklaşım değildir.

5.2.6.2.2. İnce dane oranı ve plastisite

Yapılan araştırmalarda ince daneli bileşenin plastisitesi ve miktarının kumlu zeminlerde sıvılaşma mukavemeti üzerine etkisi konusunda tam bir mutabakat sağlanmıştır. İnce daneli materyalin siltli ya da killi olması, daha da önemlisi plastik veya plastik olmayan özellik göstermesi durumunda zemin çevrimsel mukavemetinde tutarlı farklılıklar olduğu gerçeği birçok araştırmacı tarafından kabul görmüştür [99]. Bu konuda yapılan çalışmaların büyük çoğunluğunda zeminde plastik ince dane olması durumunda zeminin sıvılaşma mukavemetinin arttığı bildirilmektedir.

Seed ve ark. zemin kil içeriğinin % 20'nin üzerinde olması durumunda sıvılaşma olmadığını rapor etmişlerdir [113]. Dünya çapında meydana gelen depremleri inceledikleri çalışmalarında Tokimatsu ve Yoshimi'de aynı sonuca ulaşmışlardır [102]. Şekil 5.15'den de görüldüğü üzere plastisite indeksindeki artış çevrimsel mukavemet değerindeki artışı da beraberinde getirmektedir [114].



Sekil 5.15. Plastisite indeksi / çevrimsel mukavemet ilişkisi [101]

Laboratuvar ölçeğinde yapılan çalışmalar, zeminin ince daneli kısmına ilişkin plastisite değerindeki artış ile zemin sıvılaşma mukavemetindeki artış arasında güçlü bir ilişki olduğunu göstermektedir. Ishihara ve Koseki zemin kil içeriği yâda ince dane oranı ile sıvılaşma mukavemeti arasında açık bir korelasyon bulunmadığını saptadıklarını ancak, artan plastisite indeksinin zemin sıvılaşma mukavemetini sürekli olarak arttırdığını bildirmişlerdir [114]. Benzer şekilde, Yasuda ve ark., artan plastisite indeksinin sıvılaşma mukavemetini arttırdığını rapor etmişlerdir [115]. Diğer taraftan yalnızca Koester tarafından bildirildiğine göre, zemin plastisite indeksi, plastik ince dane içeren zeminlerde, zemin sıvılaşma mukavemetini kontrol eden bir faktör değildir [92]. Jennings, Çin Halk Cumhuriyetinde mühendisler tarafından sıvılaşabilir zeminleri sıvılaşmaz zeminlerden ayırmada kullanılan “sıvılaşma esikleri” listesini rapor etmiştir [115]. Bu listede verilen kriterlere uyan zeminler ile plastisite indeksi 10’den büyük, kil içeriği % 10’dan fazla, rölatif sıklığı (Dr) % 75’in üzerinde ve boşluk oranı (e) 0,80’den daha az olan zeminler sıvılaşmaz zeminler olarak kabul edilmektedir. Araştırmada sıvılaşma ile ilgili verilen diğer kriterler ise; depremin dış merkezine olan uzaklık, deprem magnitüd büyüklüğü, danecik boyutu ve derecelenmesi, kum tabakasının kalınlığı ve yeraltı su seviyesinin derinliğidir. Seed ve ark. [116], Şubat 1971’deki San Fernando depremi sırasında Aşağı San Fernando Barajı’nda meydana gelen zemin oturmalarının, Jennings [117] tarafından rapor edilen Çin kriterlerine uygunluk gösterdiğini bildirmişlerdir. Marsuson ve ark., içerdiği materyalin % 15’inden fazlasının danecik boyutunun 0,005 mm’den daha küçük olan zeminler ile likit limiti % 35’ten büyük ve likit limitin % 90’ından daha az su içeren zeminlerin sıvılaşma riski taşımadığını bildirmişlerdir [118].

Finn ve ark., ASTM standartları ile Çin standartları arasındaki likit limit belirlemelerindeki farklılıkların ve belirsizliklerin giderilmesi için Çin kriterlerinde bazı değişiklikler yapılmasını önermişlerdir [111]. Araştırmacılar, ince dane oranında % 5, likit limitte % 1 ve su içeriğinde % 2’lik bir azalma öngörmüşlerdir. Ayrıca Koester, Finn ve ark. tarafından önerilen kriterlere ek olarak likit limitin % 36’ya çıkarılması gerektiğini bildirmiştir [92,111].

Ayrıca Çetin ve ark. yaptığı çalışmada yeni bir sıvılaşma bağıntısı geliştirmişler, deprem şiddetiyle bağıntılı süre düzeltme faktörü, ince daneli malzemenin muhtevasının sıvılaşma direncine etkisi ve kayma direncinin efektif gerilmeyle olan doğrusal olmayan bağıntısı gibi bazı tartışmalı konuları da açıklığa kavuşturmuşlardır. [119]

5.2.6.3. Dane boyutu karakteristiği

Bir zeminin sıvılaşmaya karşı hassaslığı zemini oluşturan danelerin boyutlarına, şekline, derecelenmesine ve zemin türüne bağlıdır. Dane boyutu ve dağılımı boşluk suyu basıncı gelişimini ve dağılımını kontrol etmektedir [86]. Kaba kumların geçirgenliği ince kumlara göre daha yüksektir. Titreşim neticesinde meydana gelen boşluk suyu basıncı iri daneli zeminlerde kolaylıkla düşmekte olup, böylesi kum zeminlerin sıvılaşma eğilimi daha az olmaktadır [86,120]. Kramer'e göre killi zeminler sıvılaşmış zeminlerde olduğu gibi gerilme-yumuşama (strain-softening) davranışı sergileyebildiklerinden dolayı sıvılaşmaya karşı hassas zeminler olup, kumlu zeminlerin sıvılaşmasında olduğu gibi bir sıvılaşma davranışı göstermezler. Diğer taraftan tamamen üniform dane boyundaki parçacıklardan oluşan zeminler, dane boyutu geniş sınırlar içinde değişen parçacıklardan oluşan zeminlere kıyasla daha yüksek sıvılaşma riski taşımaktadırlar [121]. Farklı boyutlardaki danelerden oluşan zeminlerde küçük çaplı parçacıklar büyük parçacıkların arasında yer alan boşlukları doldurma eğiliminde olup, bu durum herhangi bir sarsıntı sırasında meydana gelecek zemin sıkılaşması eğilimini ve boşluk suyu basıncı gelişmesi eğilimini azaltmaktadır. Ayrıca, şekilli daneler köseli danelere göre daha çabuk bir araya gelme eğiliminde olduklarından sıvılaşmaya daha yatkındırlar. Daneleri köseli olan zeminler belirli bir konsolidasyon basıncına kadar sıvılaşmaya karşı daha dirençli olmasına karşın, yüksek basınçlarda köşelerin kırılıp ince dane oluşturmaları nedeniyle sıvılaşmayı kolaylaştırmaktadırlar [121].

Sıvılaşabilir zeminlere ilişkin karakteristik değerler aşağıda verilmiştir [84];

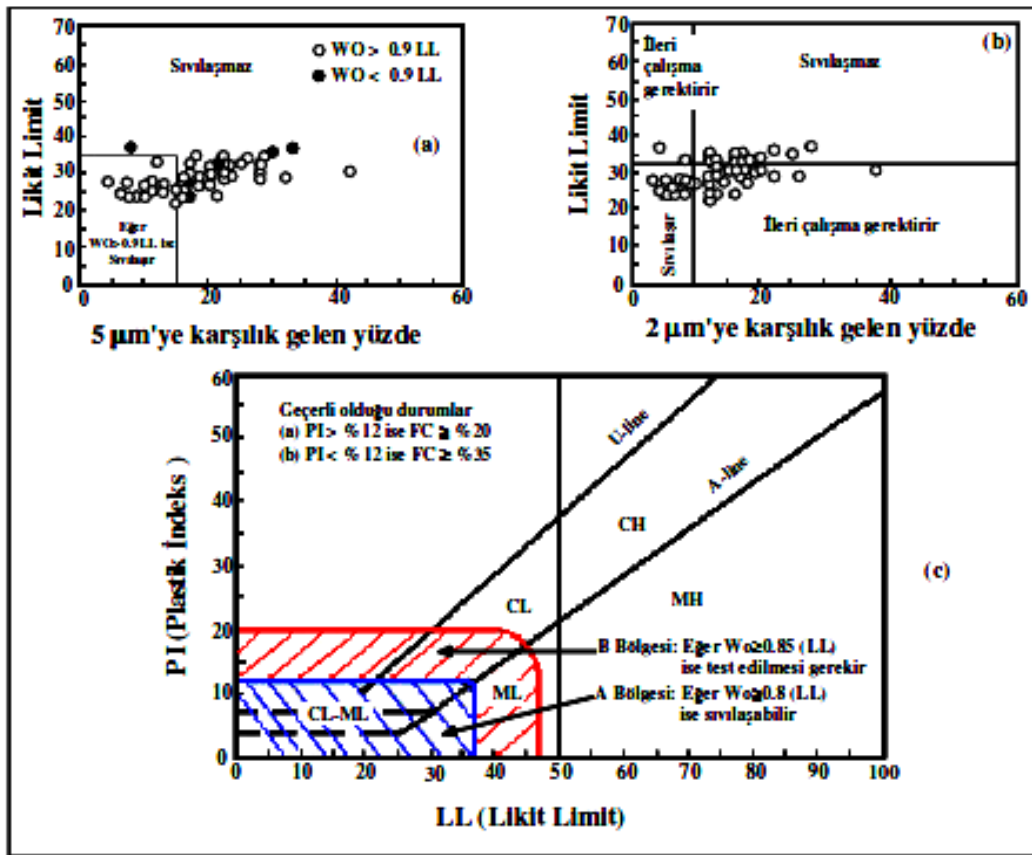
- Ortalama dane boyutu $d_{50} = 0.02-1.00$ mm
- İnce dane ($d < 0.005$ mm) içeriği $< \% 10$
- Uniformluk katsayısı (d_{60}/d_{10}) < 10
- Plastisite indeksi, $I_p < 10$

Silt, kil ve kum karışımlarının sıvılaştırılabilirliğinin belirlenmesine yönelik çalışmalarında Andrews ve Martin [122], Seed ve ark.[104,123] veri tabanını yeniden değerlendirmişlerdir (Tablo 5.3). Buna göre iri daneli (siltli ve killi) zemin parçacıklarının iri daneleri birbirinden ayıracak yâda genel zemin davranışını kontrol edebilecek miktarlarda olduğu durumlarda, sıvılaşmasının meydana gelebilmesi için siltli yâda killi malzemenin plastik özellik göstermemesi yâda plastisitesi % 10 – 12 aralığında olması gereklidir. Düşük plastisiteli silt ve siltli kumlar hem sıvılaştırılabilir olmaları hem de boşluk suyu basıncının hızlı drenajını engelleyebilecek kadar düşük geçirimsizlikleri nedeniyle en tehlikeli zeminler olarak değerlendirilmektedir [124].

Tablo 5.3. Siltli killi kumların sıvılaştırılabilirliği [122]

	Likit limit ¹ < 32	Likit limit ¹ ≥ 32
Kil içeriği (<0.002 mm < %10)	Sıvılaştırılabilir	İleri çalışma gerekir (plastik kil harici boyutlu dane olduğu düşünülerek – Mika gibi)
Kil içeriği (<0.002 mm ≥ %10)	İleri çalışma gerekir (plastik olmayan kil boyutlu dane olduğu düşünülerek – maden veya ocak atığı gibi)	Sıvılaşmaz
¹ Casagrande tipi darbe aleti ile belirlenen likit limit değeri		

Buraya kadar verilen sıvılaşma kriterleri tüm zemin türlerinin sıvılaşma davranışlarının belirlenmesi için yeterli değildir. Örneğin, Bray ve ark. [125] tarafından 1999 Kocaeli depremi sonrası Adapazarı'nda yapılan bir çalışmada Çin kriterlerince sıvılaşmayacağı düşünülen zeminlerin de sıvılaşabileceği ortaya konmuştur. Çin kriterlerine göre ince daneli zeminlerde ince dane oranı (FC) FC>35 sıvılaşmanın gerçekleşebilmesi için likit limit, LL<35 ve W/LL >0,9 olması gerekmektedir. Şekil 5.16 (a) ve (b) Kocaeli depremi sonucunda Adapazarı'ndan elde edilen deney sonuçlarını göstermekte olup, açıkça görüldüğü üzere sıvılaşmış zeminlerin bir kısmı hem Çin kriterlerine hem de Andrews ve Martin 'e göre sıvılaşmayacağı düşünülen kısımda yer almaktadır [122]. Bu verilere dayalı olarak Seed ve ark. [126] ince daneli zeminlerin sıvılaşma performansının belirlenmesine yönelik olarak Şekil 5.16 (c)'de verilen yeni ilişkileri tanımlamışlardır.



Şekil 5.16. 1999 Marmara depremi sonucunda Adapazarı'nda elde edilmiş test sonuçları [126]

5.2.6.4. Zeminin drenaj koşulları

Özellikle çevrimsel yüklemelerde, zemin içerisinde dağılmasına izin verilen boşluk suyu basıncı hızı sıvılaşmanın olup olmayacağını belirleyen en önemli faktörlerden biridir [127]. Boşluk suyu basıncı dağılma hızının, en uzun drenaj hattı mesafesinin bir fonksiyonu olduğu bilindiğinden zemin profilinin ayrıntılı geometrisinin belirlenmesi son derece önemlidir [86]. Yoshimi ve Kuwabara, sıvılaşma oluşumu sırasında farklı katmanların sıkıştırılabilirlik ve geçirimsizlikleri arasındaki ilişkileri irdeleyen analitik çalışmalarında, sıvılaşmanın, başlangıçta oluşan sıvılaşma hattına kıyasla, alttaki sıvılaşmış olan katmandan bu tabakayı kaplayan geçirimsizliğe daha kolay aktarılabilirliğini rapor etmişlerdir [128].

5.2.6.5. Sıvılaşabilir zeminin derinliği ve yeraltı su seviyesi derinliği

Sıvılaşma oluşumu efektif düşey gerilme tarafından kontrol edilmektedir. Günümüze kadar meydana gelen sıvılaşma olayları incelendiğinde 15 m'nin altındaki derinliklerde rapor edilmiş bir sıvılaşma olayı gerçekleşmemiştir [129]. Bu durum, bu derinlikte meydana gelen sıvılaşma olayı etkilerinin yüzeye ulaşmadığını ya da belirli bir derinliğin altında sıvılaşma meydana gelmediğini göstermektedir. Diğer taraftan, sıvılaşma olayının gözlemlendiği çoğu bölgelerde yer altı su seviyesi derinliği 3 m'den daha az olup, sadece birkaç olayda 3-4 m arasında değişmektedir. Yer altı su seviyesinin 5 m'nin üzerinde olduğu bölgelerde sıvılaşma olayı gözlenmemiştir [84].

5.2.7. Jeolojik şartların sıvılaşmaya etkisi

Kramer'e göre, zeminlerin oluşumuna ilişkin jeolojik süreçlerin tipi sıvılaşma hassaslığı üzerinde önemli bir etkiye sahiptir. Nehir ve göl yataklarında sedimantasyon yoluyla oluşan dolgular (fluvial ya da alüviyal dolgular), yıkıntı, enkaz (debris) ya da aşınma (erosion) süreciyle oluşmuş dolgular (kolüviyal dolgular) ya da rüzgâr etkisiyle taşınarak oluşmuş dolgular (aeolian deposits) gibi suya doymun zemin tabakaları yüksek oranda sıvılaşma riski taşımaktadırlar. Zemin oluşumu sırasında gerçekleşen jeolojik süreçler, zemini oluşturan partiküllerin tekdüze dane boyutunda düzenlenmesini sağlamakta ve herhangi bir deprem oluşumu sırasında bu parçacıkların sıkışma eğilimi sergileyecek şekilde gevsek bir formasyon oluşturmaya neden olurlar. Gevsek zemin materyalinin sıkışma eğilimi boşluk suyu basıncının artmasına, zemin mukavemetinin azalmasına yol açmaktadır. Ayrıca, insan kaynaklı zemin çökelleri ve özellikle hidrolik doldurma işlemleri sonucu oluşturulan dolgular da sıvılaşma potansiyeline sahiptirler [121]. Genel olarak, sıvılaşma her zeminde ve her koşulda meydana gelen bir davranış biçimi olmayıp, belirli jeolojik ortamlarda ve hidrojeolojik koşullar altında gerçekleşir. Tablo 5.4'den de görüldüğü üzere genç ve gevsek çökeller sıvılaşma için en uygun ortamlardır. Holosen yaşlı (10 000 yıldan daha genç) delta, akarsu, taşkın ovası ve kıyı ortamlarındaki çökeltme süreçleri sonucunda birikmiş çökeller sıvılaşmaya karşı son derece duyarlıdır [130-134]. Yol ve baraj çalışmalarında inşa edilen ince daneli ve iyi sıkıştırılmamış dolgular sıvılaşma potansiyeli taşırlar. Sıvılaşma, yer altı su

seviyesinin yüzeyden itibaren en fazla 5 m derinlikte bulunduğu ortamlarda yaygın olarak gözlenmektedir.

Sıvılaşma hassaslığı zemin biriminin geoteknik özellikleri ve topoğrafik durumu ile yakından ilişkilidir. Bölgedeki mevcut depremsellikten bağımsızdır. Sıvılaşma hassaslığına etki eden faktörler; çökme koşulları, birimin yaşı, jeolojik geçmişi, yer altı suyu derinliği, dane çapı dağılımı, yoğunluğu, derinliği ve eğimidir [135]. Çeşitli sedimentler için sıvılaşma hassaslığına etki eden bu faktörler arasındaki niteliksel değerlendirme Tablo 5.4’de verilmiştir.

Tablo 5.4. Deprem sırasında sıvılaşabilecek zeminlerin tahmini hassaslıkları [136-137]

Zemin tipi	Zemindeki kohezyonsuz bileşenin genel	Zeminlerin doygun olduklarında yaşlarına göre sıvılaşma hassaslıkları			
		<500 yıl	Holosen	Pleistosen	Pleistosen öncesi
a) Kıtasal Bölge					
Nehir yatağı	Bölgesel değişken	Çok yüksek	Yüksek	Düşük	Çok düşük
Sel ovaları	Bölgesel değişken	Yüksek	Orta	Düşük	Çok düşük
Alüvyon ova ve yelpazesi	Yaygın	Orta	Düşük	Düşük	Çok düşük
Deniz taraçası ve ovası	Yaygın	-	Düşük	-	Çok düşük
Delta ve delta yelpazesi	Yaygın	Yüksek	Orta	Düşük	Çok düşük
Gölsel	Değişken	Yüksek	Orta	Düşük	Çok düşük
Kolüvyon	Değişken	Yüksek	Orta	Düşük	Çok düşük
Talus	Yaygın	-	Düşük	-	Çok düşük
Kum tepelikleri	Yaygın	Yüksek	Orta	Düşük	Çok düşük
Lös	Değişken	Yüksek	Yüksek	Yüksek	Bilinmiyor
Buzul etkisi	Değişken	Düşük	Düşük	Çok düşük	Çok düşük
Tüf	Seyrek	Düşük	Düşük	Çok düşük	Çok düşük
Tempra	Yaygın	Yüksek	Yüksek	?	?
Yerinde oluşan zemin	Seyrek	Düşük	Düşük	Çok düşük	Çok düşük
Sebka	Bölgesel değişken	Yüksek	Orta	Düşük	Çok düşük
b) Kıyasal Bölge					
Delta	Yaygın	Çok yüksek	Yüksek	Düşük	Çok düşük
Esturin	Bölgesel değişken	Yüksek	Orta	Düşük	Çok düşük
Kumsal yüksek dalga	Yaygın	Orta	Düşük	Çok düşük	Çok düşük
Kumsal düşük dalga	Yaygın	Yüksek	Orta	Düşük	Çok düşük
Gölsel	Bölgesel değişken	Yüksek	Orta	Düşük	Çok düşük
Sahil	Bölgesel değişken	Yüksek	Orta	Düşük	Çok düşük
c) Yapay					
Sıkıştırılmamış dolgu	Değişken	Çok yüksek	-	-	-
Sıkıştırılmış dolgu	Değişken	Düşük	-	-	-

5.2.8. Yer hareketlerinin sıvılaşmaya etkisi

Sıvılaşma çalışmalarında söz konusu zeminin sismik geçmişine ilişkin veriler büyük önem arz etmektedir [86]. Sıvılaşma ve oturma, uygulanan dinamik yükün doğasına, büyüklüğüne ve tipine bağlıdır. Kuru kumlarda yatay titreşimler dikey titreşimlere kıyasla daha büyük oturmalara neden olmaktadır [138]. Yapıların sıvılaşma sonucu hasar görmesi sıvılaşma durumuna maruz kaldığı süre ile yakından ilişkilidir. Yüksek permeabilite katsayılı iri kumlarda sıvılaşma süresi ince kumlara göre daha kısadır. Ayrıca çok yönlü sarsıntılar tek yönlü sarsıntılara göre daha yıkıcı karakterdedirler. Seed, çok yönlü gerilme veya sarsıntı koşullarında boşluk suyu basıncının tek yönlü sarsıntıya kıyasla daha hızlı yükseldiğini, pik boşluk suyu basıncı için gerekli gerilme değerini ise çok yönlü sarsıntıda tek yönlü sarsıntıya göre % 10 daha az olduğunu saptamıştır [139]. Belirli bir çevre basıncında, sıvılaşma mukavemeti zemin rölatif sıkılığına bağlı olarak artmakta olup, sabit bir zemin sıkılığında ise sıvılaşma mukavemeti artan çevre basıncına (confining pressure) bağlı olarak artmaktadır [111]. Nitekim Castro [75] ve Kramer ve Seed [140] gibi çeşitli araştırmacılar bir zeminde önceden mevcut olan statik kesme direncinin bu zeminin statik sıvılaşma potansiyelini önemli oranda etkilediğini ortaya koymuşlardır. Zemin çevre basıncı ne kadar yüksek olursa sıvılaşma potansiyeli de o denli artmakta olup, zeminin sıvılaşması için daha küçük miktarda bir sarsıntı yeterli olmaktadır.

Ayrıca, bir bölgede sıvılaşma imkânı ya da genel anlamda zemin yenilmeleri olasılığı o bölgenin depremselliğinin veya sıvılaşmaya hassas zeminlerde sıvılaşmaya neden olabilecek depremlerin tekrarlanma oranına bağlı olarak değişmektedir [135]. Sıvılaşma olayının başlangıç enerjisi yer hareketleri tarafından sağlandığından, deprem odaklarının, sıvılaşma riski incelen bölgelere olan uzaklıkları da önemlidir [141]. Youd ve Perkins, geçmişte yasanmış 57 depremi inceleyerek oluşturdukları deprem magnitüdü ve sıvılaşmaların görüldüğü en uzak mesafe arasındaki ilişkiyi grafiksel olarak ifade etmişlerdir [137]. (Şekil 5.17). Buna göre sıvılaşma olayı daha çok büyüklüğü 5 ve 5'in üzerinde olan depremlerde depremin dış merkezinden 100 km'ye kadar olan alanlarda görülebilmektedir.



Şekil 5.17. Deprem manyütüdüne bağlı olarak sıvılaşmanın görüldüğü en uzak mesafe [137]

Bu bölümde Sakarya bölgesinin geoteknik özelliklerinin yapısı ile sıvılaşma hakkında genel değerlendirmeler yapılmıştır. Yapı itibarıyla sıvılaşma potansiyeli yüksek olan, konsolidasyon süreçlerini tamamlamamış ve ince dane oranı yüksek olan Adapazarı zeminleri 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminde alt ve üst yapılarda ciddi hasarlara neden olmuştur. Bu nedenle Adapazarı ve çevresinin bölgesel özellikleri ile bu bölgedeki zeminlerin geoteknik açıdan nasıl bir davranış sergileyeceğinin bilinmesi oldukça önemlidir.

BÖLÜM 6. NÜMERİK MODELİN OLUŞTURULMASI

Mühendislik çalışmalarında çoğu zaman maddi yetersizlikler veya uygulamanın imkânsızlıkları nedeni ile problemlerin çözümüne yönelik nümerik yaklaşımlar kullanılmaktadır. Bu çalışmada da saha çalışmalarının mevcut şartlar altında mümkün olmaması sebebi ile nümerik modelleme yapılarak sınırlama potansiyeli olan zeminlerde boru hatlarının performansı irdelenmiştir.

Nümerik analiz çalışma aşaması mühendislik mekaniği hesaplamalarında kullanılan FLAC 2D iki boyutlu sonlu farklar programında gerçekleştirilmiştir. Bu program ile zemin, kaya veya diğer malzemelerin davranışı modellenmektedir. Gerçekte Flac zemin ve kaya mekaniği problemlerinin çözümü için üretilmiş olsa da birçok mekanik problemini FLAC ile çözebilmek mümkündür. Her bir sonlu farklar elemanı uygulanan sınır koşulları ve dış kuvvetler etkisi altında, daha önceden tanımlanmış olan doğrusal veya doğrusal olmayan gerilme-birim deformasyon kuralına göre davranır. Malzeme yenilebilir, akabilir ve sonlu farklar ağı da şekil değiştirebilir (yüksek birim deformasyon modunda). FLAC'ta kullanılan Lagrange hesaplama tekniği sayesinde malzemelerin plastik davranışı oldukça hassas biçimde modellenmektedir. FLAC içerisinde doğrusal elastik modellerden, doğrusal olmayan, birim deformasyonla yumuşayan veya sertleşen (strain softening-hardening) modellere kadar birçok davranış modeli bulunmaktadır. Bu modeller ile zemin, kaya davranışı hassas biçimde modellenmektedir.

Flac'in dinamik analiz modeli ile iki boyutlu düzlem deformasyon veya eksenel simetrik geometrik modellerde zaman alanında dinamik analizler yapılabilir. Model içerisine yapısal elemanlar da eklenerek zaman alanında dinamik yapı zemin etkileşimi problemleri çözülebilir. Dinamik model yeraltı suyu akımı modeli ile birleştirilerek dinamik yüklemeler etkisiyle boşluk suyu basıncı artışı yani sınırlama problemleri de incelenebilmektedir. FLAC'ın dinamik opsiyonu içerisinde zeminlerin sönümleme oranlarının kayma birim deformasyonları ile artışını ve

kayma rijitliğinin kayma birim deformasyonları ile azalışını hassas biçimde modelleyebilecek davranış modelleri bulunmaktadır. Bütün bunlara ek olarak FLAC, Byrne tarafından geliştirilmiş olan boşluk suyu basıncı artışı modellerini kapsamaktadır. Bu model dinamik kayma birim deformasyonu miktarını hacimsel birim deformasyonlarla ilişkilendirerek dinamik yükleme sırasında oluşan hacimsel birim deformasyonları hesaplayabilmektedir. FLAC ise hacimsel birim deformasyon değerlerinden boşluk suyu basınçlarını hesaplayabilmektedir, böylelikle deprem sırasında boşluk suyu basıncı ve sıvılaşma problemleri FLAC ile gerçek davranışına en yakın şekilde modellenebilmektedir. Bu nedenle nümerik analiz aşamasında çalışmalar FLAC 2D ile yapılmıştır.

Nümerik model aşamasında öncelikle yapılacak analizler hakkında değerlendirmeler yapılarak, kurulacak farklı modeller belirlenmeye çalışılmıştır. Çalışmada borusuz ve borulu olmak üzere iki ayrı set oluşturularak zemin özellikleri girildikten sonra modelin statik ve dinamik analizleri yapılmıştır.

Çalışma, sırası ile;

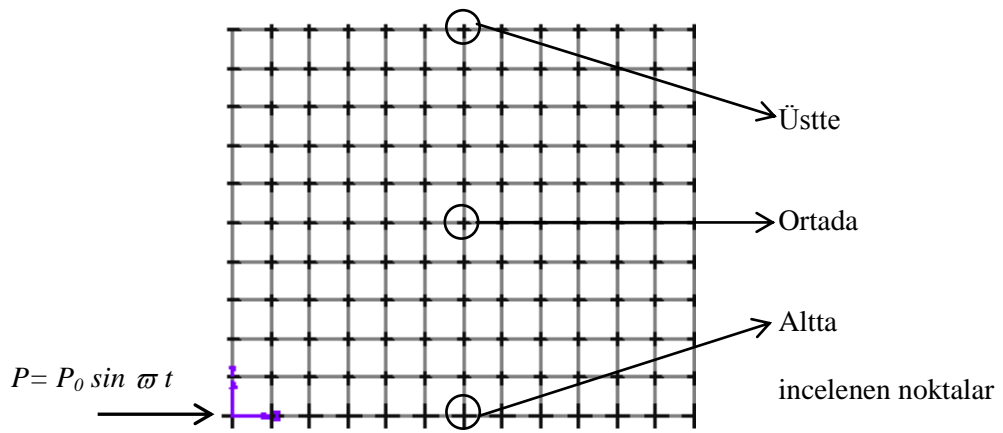
1. Borusuz Statik
Borusuz Dinamik
2. Borulu Statik
Borulu Dinamik

analiz yapılması planlanarak modeller oluşturulmuştur.

6.1. Nümerik Modelin Boyutlandırılması

Nümerik model kurularak yapılan çalışmalarda modelin boyutları büyük önem taşımaktadır. Büyük boyutlu modeller kurmak gerçeğe daha yakın olmasına rağmen yapılan bilgisayar analizlerinin uzun zaman alması ve tekrarlı analizlerin bu uzun süreçte çalışmayı etkilemesi sebebi ile çok efektif olmamaktadır. Küçük boyutlu modeller ile daha hızlı analizler yapılabilmesine karşın, özellikle dinamik analizlerde sınır şartlarında meydana gelen dalga yansıma problemleri ortaya çıkmaktadır. Bu

nedenle nümerik analiz çalışmalarında en uygun model boyutlarını tercih edilmesi, eleman örgüsündeki maksimum eleman boyutu ve sınır şartlarındaki tanımlamalar modelin geçerliliği açısından önem arz etmektedir. Bu çalışmada, model boyutlarının gerçeğe yakın olması için boyutlandırma çalışmaları yapılmıştır. Bu aşamada farklı boyuttaki modellere genliği 0,3 g büyüklüğünde harmonik yük uygulanmış ve bu etkiler altında matematik modelin yatay uzunluğu-yüksekliği olmak üzere, farklı boyutlarda ve farklı özelliklerde modellerin davranış durumları incelenmiştir (Şekil 6.1).



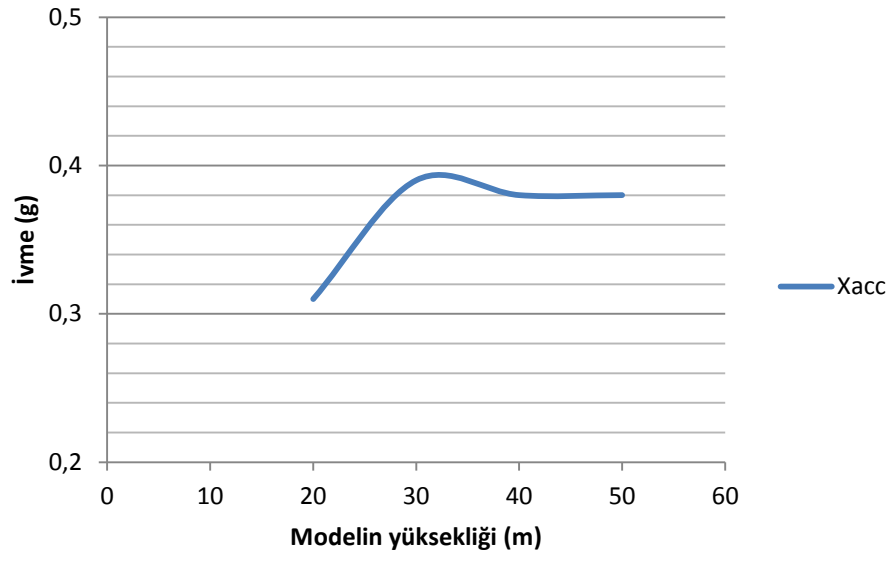
Şekil 6.1. Boyutlandırma aşamasında kullanılan temsili matematik model

Model boyutlandırma çalışmalarında elastik zemin kabulü koşullarında sabit bir harmonik yük altında zemin modelinin boyutlarının ve özelliklerinin değişimin sonuçlara olan etkisi incelenmiştir (Tablo 6.1). Yapılan çalışmalarda elde edilen verilere göre modelin uzunluğu sabit tutulduğunda, model yüksekliğinin değişimi ile sonuçların etkilendiği ancak 30 metre 'den sonra bu etkinin azalarak kaybolduğu görülmektedir (Şekil 6.2). Model uzunluğu ile ilgili yapılan çalışmalarda uzunluk artışının sınır şartlarının doğru modellenmesi ile etkisinin ortadan kalktığı görülmüştür. Dalga yansımalarının engellendiği ve sınır koşulları doğru modellendiği takdirde FLAC 2D ile yapılan dinamik analizlerde serbest alan sınır koşulları modelin yatay uzunluk problemini minimuma indirgemektedir (Şekil 6.3).

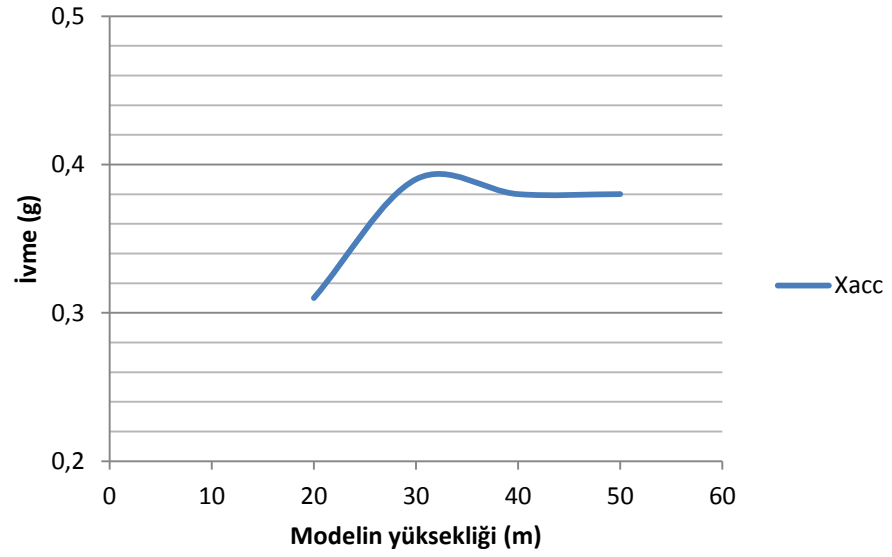
Tablo 6.1. Model boyutlandırma tablosu

Zemin Parametreleri				Sinüzoidal Dış Yükün Özellikleri	
$\gamma=18 \text{ kN/m}^3$	$\nu=0,35$	$K=90000$	$\phi=1$	Max. ivme	0,3 g
$C_s=175 \text{ m/s}$	$G=55000$	$E=81000$	$c=50$	f	4 Hz
				ω	25,1
	$\Delta l=1 \text{ m}$	Model Boyutlandırma çalışmaları			
$f=C_s/4H$	Model No	H	L	Xdisp (cm)	Xacc (g)
f=2,18 $\xi=0,05$ $\Delta l=7,2$ $\omega=13,7$	mb1	20	10	0,45	0,31
	mb2	20	20	0,45	0,31
	mb3	20	30	0,45	0,31
	mb4	20	40	0,45	0,31
	mb5	20	50	0,45	0,31
	mb6	20	100	0,45	0,31
	mb7	20	200	0,45	0,31
f=1,46 $\xi=0,05$ $\Delta l=12$ $\omega=9,2$	mb8	30	10	0,61	0,38
	mb9	30	20	0,61	0,39
	mb10	30	30	0,61	0,39
	mb11	30	40	0,61	0,39
	mb12	30	50	0,61	0,39
	mb13	30	100	0,61	0,39
	mb14	30	200	0,61	0,39
f=1,09 $\xi=0,05$ $\Delta l=14,4$ $\omega=6,4$	mb15	40	10	0,61	0,37
	mb16	40	20	0,61	0,38
	mb17	40	30	0,61	0,38
	mb18	40	40	0,61	0,38
	mb19	40	50	0,61	0,38
	mb20	40	100	0,61	0,38
	mb21	40	200	0,64	0,38
f=0,8 $\xi=0,05$ $\Delta l=19,6$ $\omega=5,0$	mb22	50	10	0,60	0,38
	mb23	50	20	0,60	0,38
	mb24	50	30	0,60	0,38
	mb25	50	40	0,60	0,38
	mb26	50	50	0,60	0,38
	mb27	50	100	0,60	0,38
	mb28	50	200	0,60	0,38

Tablo 6.1. de model boyutlandırma aşamasında yapılan çalışmalar özetlenmiştir. Buna göre değişkenleri zemininin doğal frekansı (f), sönüm oranı (ξ), sonlu eleman boyutu (Δl) ve açısal frekansı olmak üzere farklı boyutlardaki modellerin aynı dış yük altında davranış sonuçları incelenmiştir. Bu sonuçlara göre modelin uzunluğu sabit tutulduğunda, model yüksekliğinin 30 metre'den sonra sonuçların değişmemesinden dolayı sabit kabul edilebileceği görülmüştür. Model uzunluğunun ise sınır şartlarının doğru modellenmesi ile etkisinin ortadan kalktığı görülmüştür.

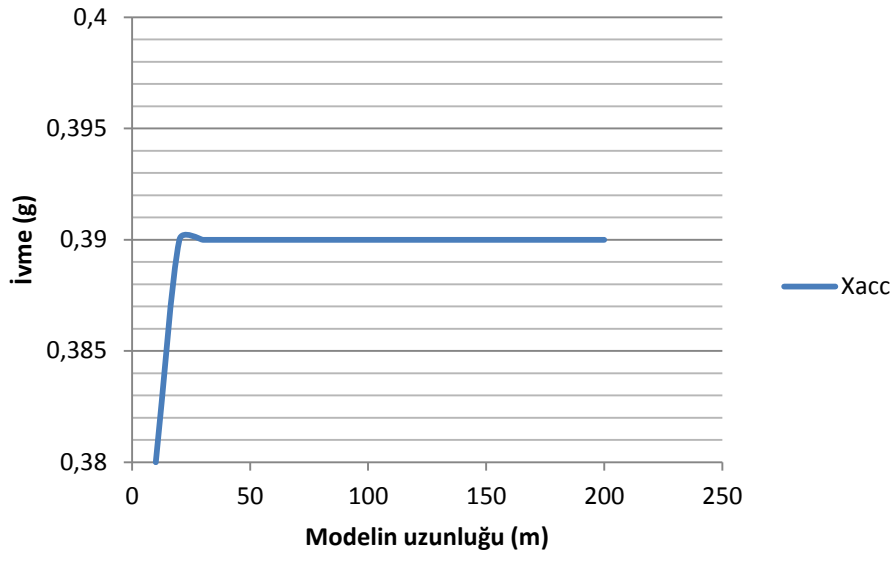
L =30

a)

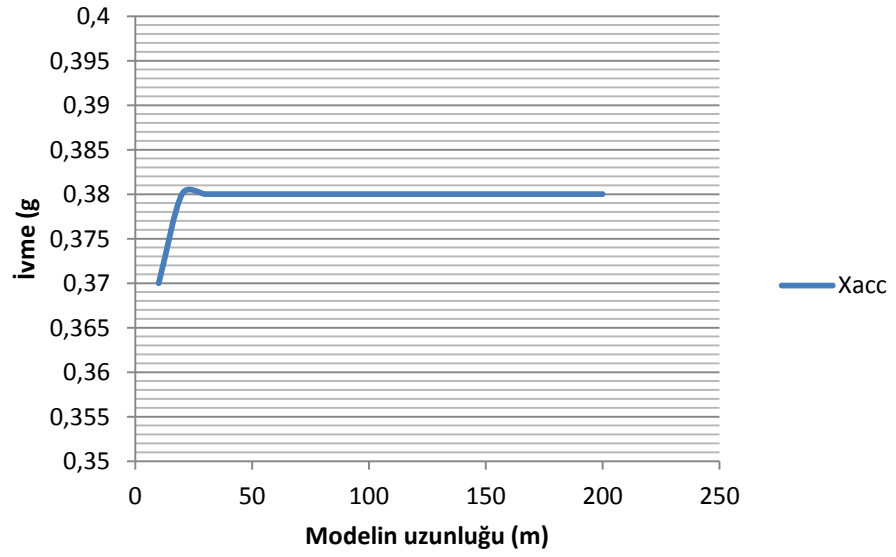
L =40

b)

Şekil 6.2. Model yüksekliğinin etkisi

H=30

a)

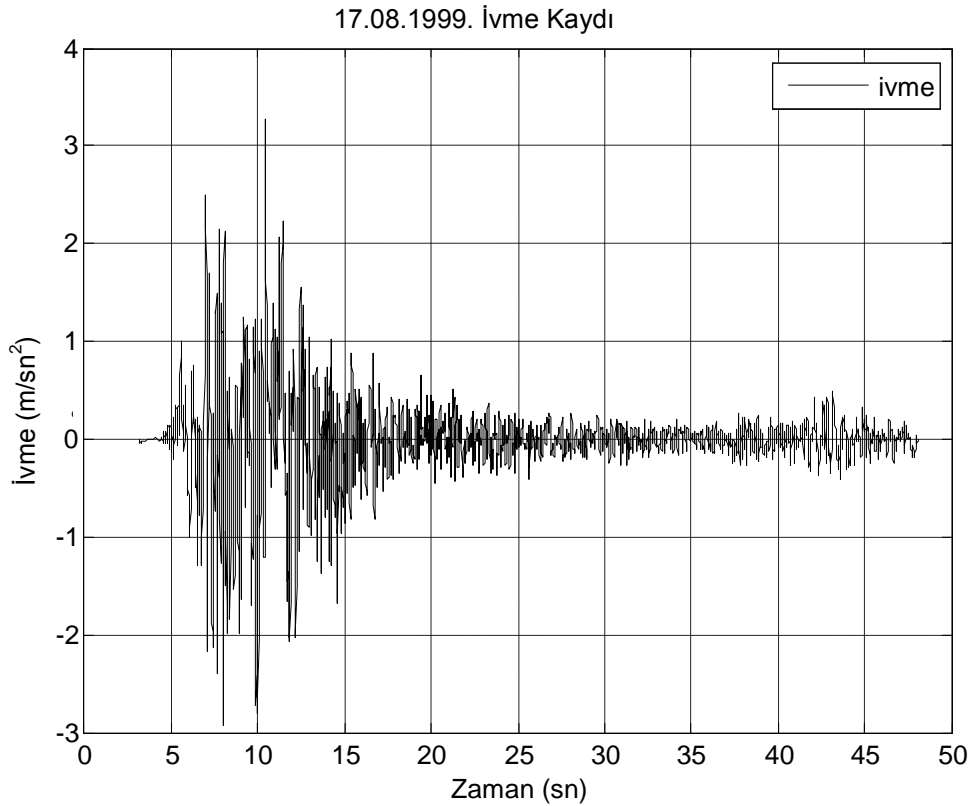
H=40

b)

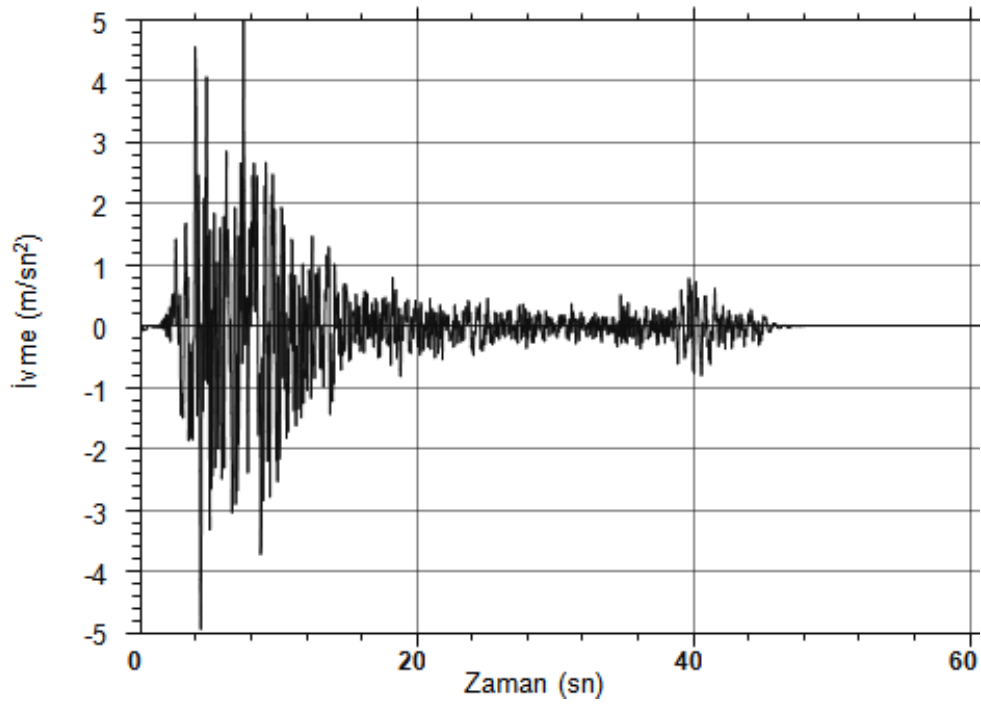
Şekil 6.3. Model uzunluğunun etkisi

Yapılan bu çalışmalardan elde edilen verilere dayanılarak model boyutları 30x30m olarak seçilmiş ve SHAKE 1D programı ile bu modelin doğrulanması yapılmıştır. Model doğrulanması çalışmalarında SHAKE 1D programı ile 30 m'lik bir model uygulaması yapılmış ve elde edilen sonuçlar FLAC ile yapılan analiz sonuçları ile karşılaştırılmıştır.

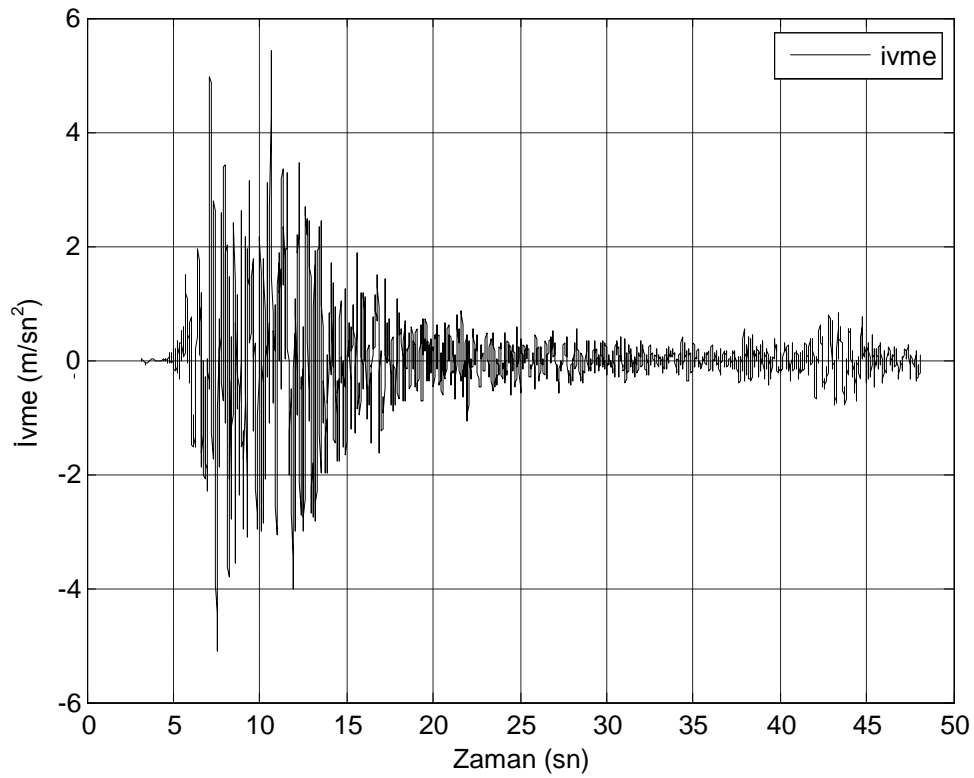
Modelin doğrulanması aşamasında 17.08.1999 Kocaeli depremine ait ivme kaydı her iki analizde de tabandan uygulanmış (Şekil 6.4) ve yüzeydeki ivme hareketinin değişimi kıyaslanmıştır. Şekil 6.5'te SHAKE 1D ile yapılan analiz sonucunda yüzeyde ki ivme kaydı görülmektedir. Bu grafiğe göre deprem başladıktan 7 sn sonra yüzeyde 0,5 g'lik maksimum ivme değeri görülmektedir. FLAC 2D ile yapılan analiz sonuçları incelendiğinde aynı şekilde deprem başladıktan 7 sn sonra 0,5 g'lik maksimum ivme değerine ulaşıldığı görülmüştür (Şekil 6.6). Bu verilerin uyumluluğu modelin doğrulanması açısından oldukça önemli olup, kullanılan nümerik model açısından bir problem olmadığını göstermektedir.



Şekil 6.4. FLAC 2D ve SHAKE 1D analizleri için model doğrulamasında kullanılan ivme kaydı.



Şekil 6.5. SHAKE 1D analizinde modelin yüzeyinde elde edilen ivme kaydı

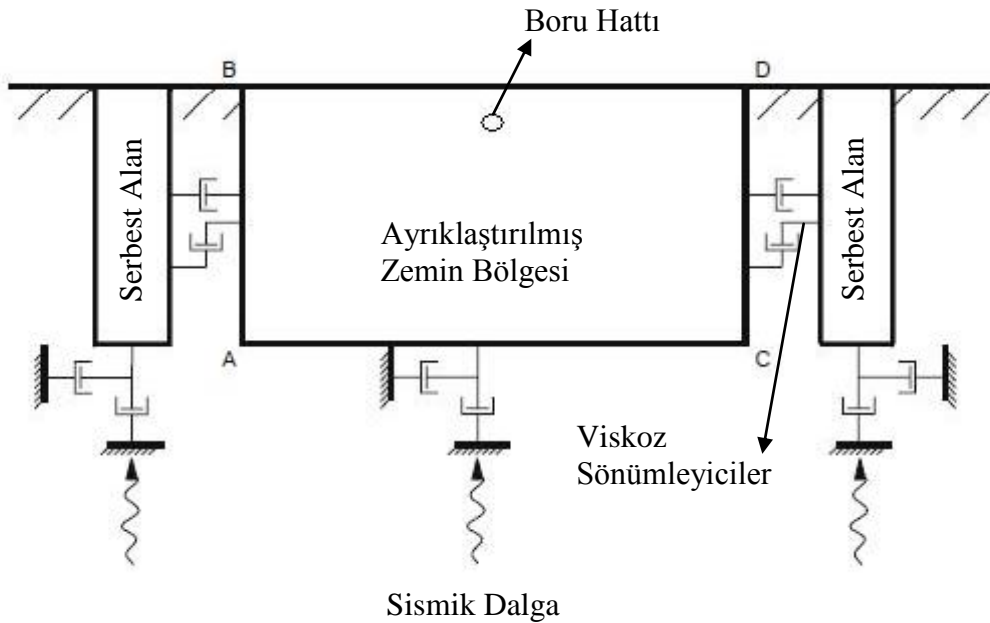


Şekil 6.6. FLAC 2D analizinde modelin yüzeyinde elde edilen ivme kaydı

6.2. Sınır Şartları

Sınır şartlarını belirlerken problemi iyi tanımlamak ve çözümü probleme göre üretmek gerekir. Nümerik modelleme ile yapılan çalışmalarda sınır şartlarındaki yansımaları engellemenin en iyi yolu, zeminin sönümlenme özelliğinden dolayı büyük boyutlu modellerin kullanılarak sistemin çözümlenmesidir. Ancak bu sistemlerin çözümü çok uzun zamanlarda gerçekleşmekte ve nümerik çalışma şartlarını zorlaştırmaktadır. Bu problemin çözümü için yine FLAC 2D içeriğinde bulunan quiet (sönümleyici) sınır şartları kullanılabilir. Bu konuda viskoz sınır şartları için Lysmer and Kuhlemeyer farklı formülasyonlar önermiştir [142]. Ayrıca FLAC 2D kayma dalga hızı ile yapılan dinamik analizlerde yeterli bir mesafe bırakıldığında serbest alan (Free-Field) sınır şartlarının dalga yansımalarını engellemek için yeterli olacağını belirtmiştir.

Bu çalışmada sınır şartları olarak sonsuz zemin bölgesini ayırklaştırmada zeminin devamlılığını sağlayabilmek için ve sınırlarda dalga yansımalarını önleyebilmek için FLAC 2D içeriğinde bulunan serbest alan (Free-Field) sınır koşulları kullanılmıştır (Şekil 6.7)



Şekil 6.7. Sismik analiz için serbest alan sınır şartlarında matematik model [54]

Bu modellemede zeminin sonsuzluğunu temsil eden kısmı tanımlamak için serbest alan zemin bölgesi tanımlanmış (Free-Field) ve sınırlandırılmış bölge ile serbest alan arasında sürekliliği sağlayan viskoz sönümleyiciler yerleştirilmiştir. Burada sistemde yayılan ve zeminin yarı sonsuz ortamında kaybolan enerjiyi tanımlamak için bölgenin sınırlarına eşdeğer anlamda kullanılan, geometrik sönüm (Radyasyon sönüm) adı verilen ve malzeme sönümü ile ilgisi bulunmayan, dalga yansımalarını engelleyen bir sönüm mekanizması kullanılmıştır. Bu doğrultuda serbest alan olarak tanımlanan sınırlarda nümerik modelin her iki tarafı içinde tanımlanmış, viskoz sönümleyiciler x doğrultusu ve y doğrultusu olmak üzere her iki yönde de yerleştirilmiştir. Viskoz sönümleyiciler ile ilgili koşullar eşitlik 6.1 ve 6.2'de açıklanmıştır:

$$F_x = -[\rho C_p (v_x^m - v_x^{ff}) - \sigma_{xx}^{ff}] \Delta S_y \quad (6.1)$$

$$F_y = -[\rho C_s (v_y^m - v_y^{ff}) - \sigma_{xy}^{ff}] \Delta S_y \quad (6.2)$$

Burada;

ρ : zeminin yoğunluğu

C_p : p dalgası hızı

C_s : s dalgası hızı

ΔS_y : sınırdaki alan büyüklüğü

v_x^m : sınırdaki yatay hız

v_y^m : sınırdaki düşey hız

v_x^{ff} : serbest alanda yatay hız

v_y^{ff} : serbest alanda düşey hız

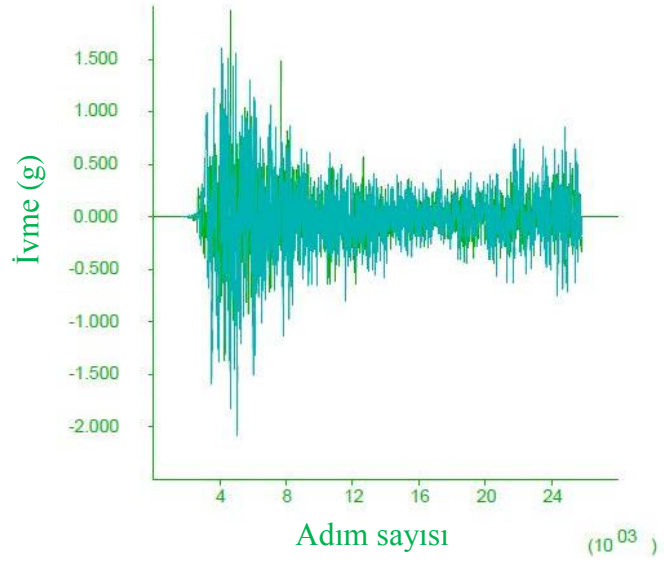
σ_{xx}^{ff} : serbest alandaki gerilme

σ_{xy}^{ff} : serbest alandaki kayma gerilmesi

Bu şekilde zemin sonsuz olarak tanımlandığından dolayı düzlem dalgalar zemin içinde hareketine hiçbir bozulma göstermeden devam eder. Nümerik modelde tanımlanan serbest alanın yüksekliği (y düzlemi) kurulan model ile aynı değerdedir. Sınır şartlarının performansının doğruluğunun tespiti için çalışma kapsamında öncelikle kurulan örnek bir model üzerinde sınır şartları sabit mesnet olarak modellenmiş ve zemin içindeki dalga hareketi incelenmiştir. Sonraki aşamada sınır şartları FLAC 2D programında tanımlanan sınır şartı olan “serbest alan” olarak zeminin yarı sonsuz bölgesinin sürekliliği sağlanmış ve viskoz sönümleyiciler ile nümerik modelin sınır şartlarındaki özellikleri oluşturulmuştur (Şekil 6.6).

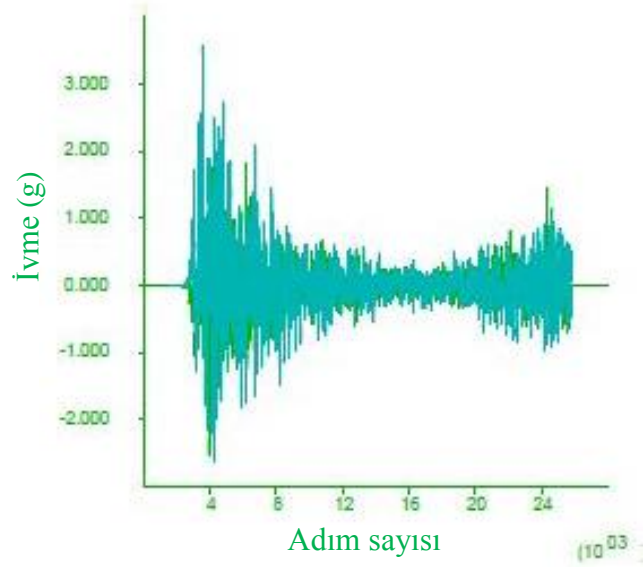
Sınır şartlarının doğrulanması için kurulan nümerik modelden elde edilen sonuçlar deprem dalgalarının zemin içindeki hareketlerinin ivme-zaman ve hız-zaman grafikleri üzerinden değerlendirilmesi ile yorumlanmıştır. İlk aşamada ayrıklaştırılan zemin bölgesinin sınır şartlarının sabit mesnet olarak modellendiği durumdaki sonuçlar elde edilmiştir (Şekil 6.8-6.9) Bu sonuçlar incelendiğinde sınır şartlarındaki yansımalara bağlı olarak oluşan dalga yansımalarının ortaya çıkardığı yapıcı ve yıkıcı dalga oluşumlarından dolayı ivme-zaman ve hız- zaman grafiklerinde belirgin düzensizlikler ve bozukluklar göze çarpmaktadır. Sınır şartlarının viskoz sönümleyiciler ile tanımlandığı durumda, dalga yayılımının düzenli olduğu ve yarı sonsuz zeminlerde yapılan çalışmalarda da ortaya çıkan zemin büyütme etkisi de görülmektedir (Şekil 6.10 ve Şekil 6.11). Bu grafiklerde görülen dalga hareketleri incelendiğinde ayrıklaştırılan zemin bölgesinin sürekliliğinin sağlandığı ve kurulan nümerik modelin sınır şartlarının çalıştığı belirlenmiştir.

HISTORY PLOT
 Y-axis :
 5 X acceleration(10, 5)
 8 X acceleration(10, 21)
 X-axis :
 Number of steps



a)

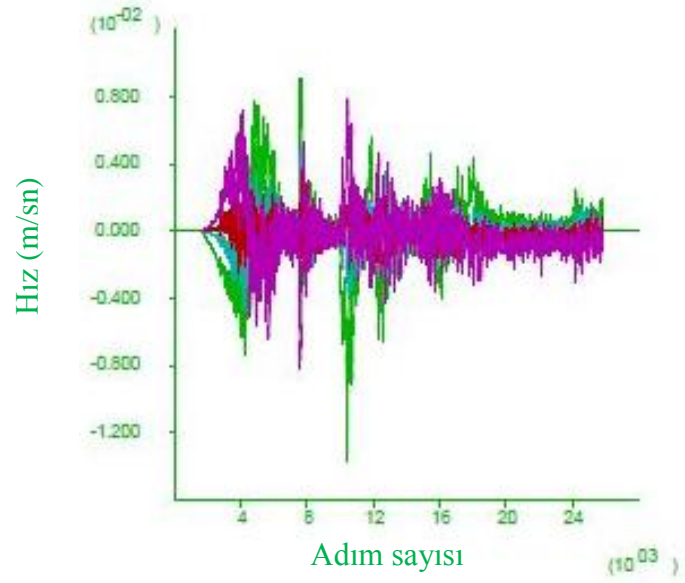
HISTORY PLOT
 Y-axis :
 10 Y acceleration(10, 5)
 13 Y acceleration(10, 21)
 X-axis :
 Number of steps



b)

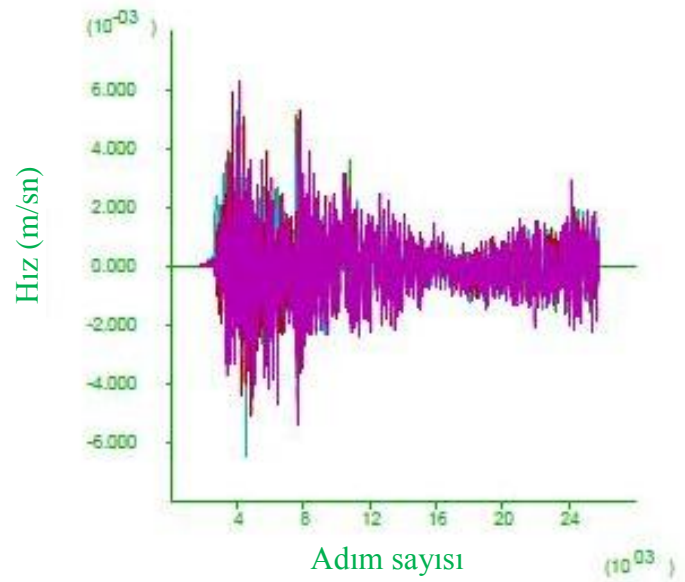
Şekil 6.8. Sınır şartları sabit durumda ivme-zaman grafikleri a) Yatay ekseninde ivme-zaman grafiği b) Düşey ekseninde ivme-zaman grafiği

HISTORY PLOT
 Y-axis :
 15 X velocity (10, 5)
 16 X velocity (10, 10)
 17 X velocity (10, 15)
 18 X velocity (10, 21)
 X-axis :
 Number of steps



a)

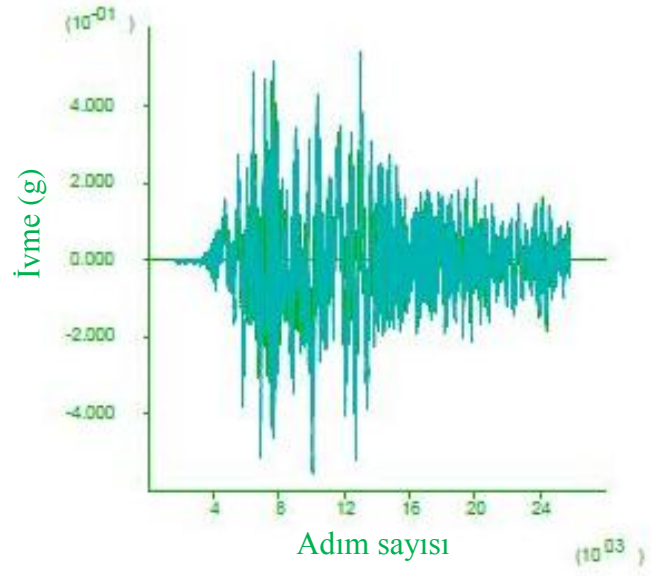
HISTORY PLOT
 Y-axis :
 20 Y velocity (10, 5)
 21 Y velocity (10, 10)
 22 Y velocity (10, 15)
 23 Y velocity (10, 21)
 X-axis :
 Number of steps



b)

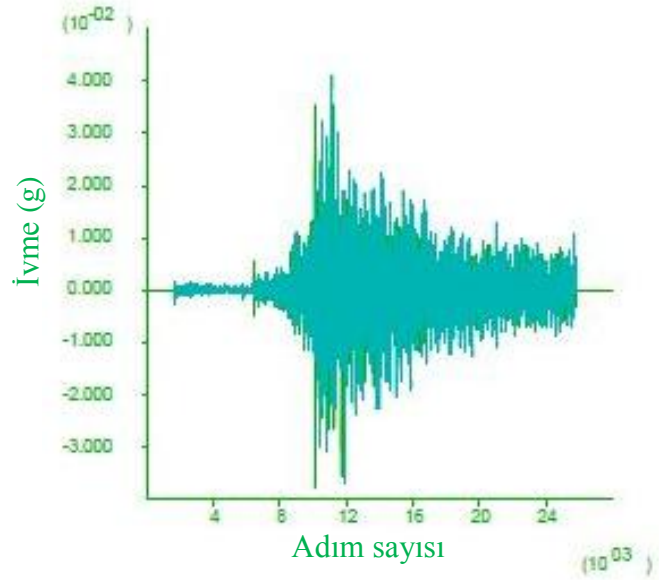
Şekil 6.9. Sınır şartları sabit durumda hız-zaman grafikleri a) Yatay ekseninde hız-zaman grafiği b) Düşey ekseninde hız-zaman grafiği

HISTORY PLOT
 Y-axis :
 5 X acceleration(10, 5)
 8 X acceleration(10, 21)
 X-axis :
 Number of steps



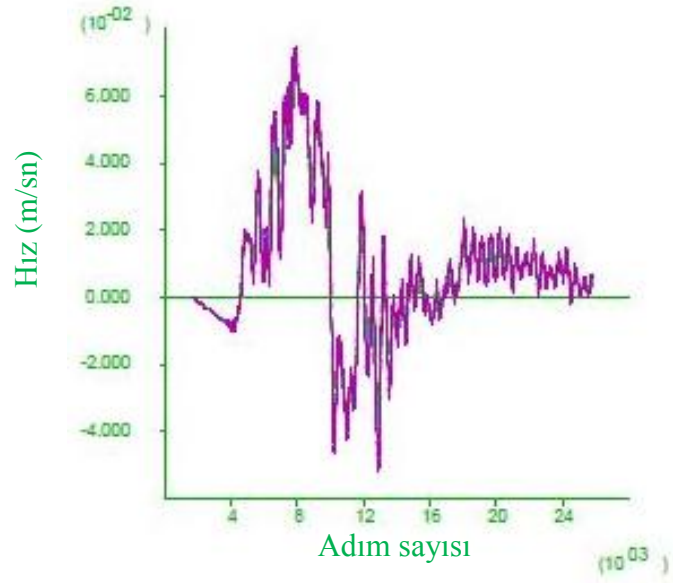
a)

HISTORY PLOT
 Y-axis :
 10 Y acceleration(10, 5)
 13 Y acceleration(10, 21)
 X-axis :
 Number of steps

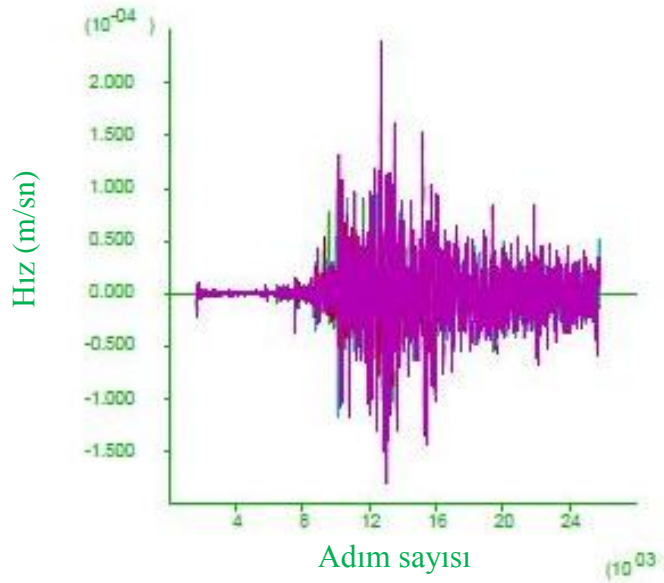
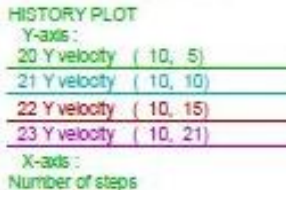


b)

Şekil 6.10. Sınır şartları serbest alan tanımlı durumda ivme-zaman grafikleri a) Yatay eksen de ivme-zaman grafiği b) Düşey eksen de ivme-zaman grafiği

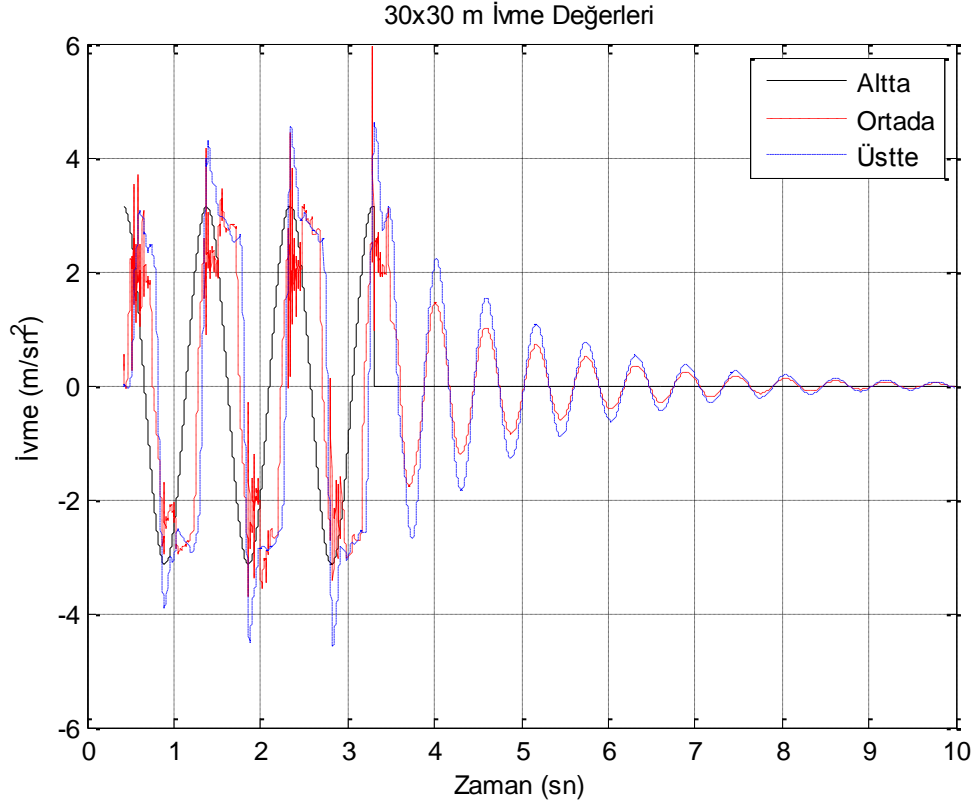
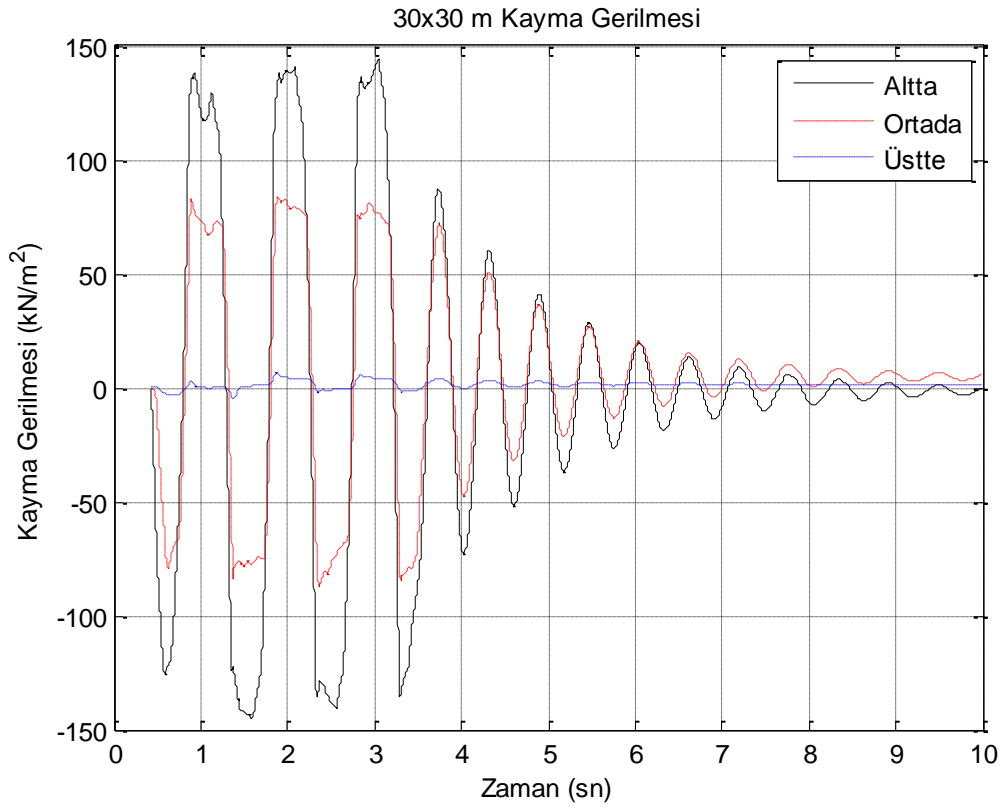


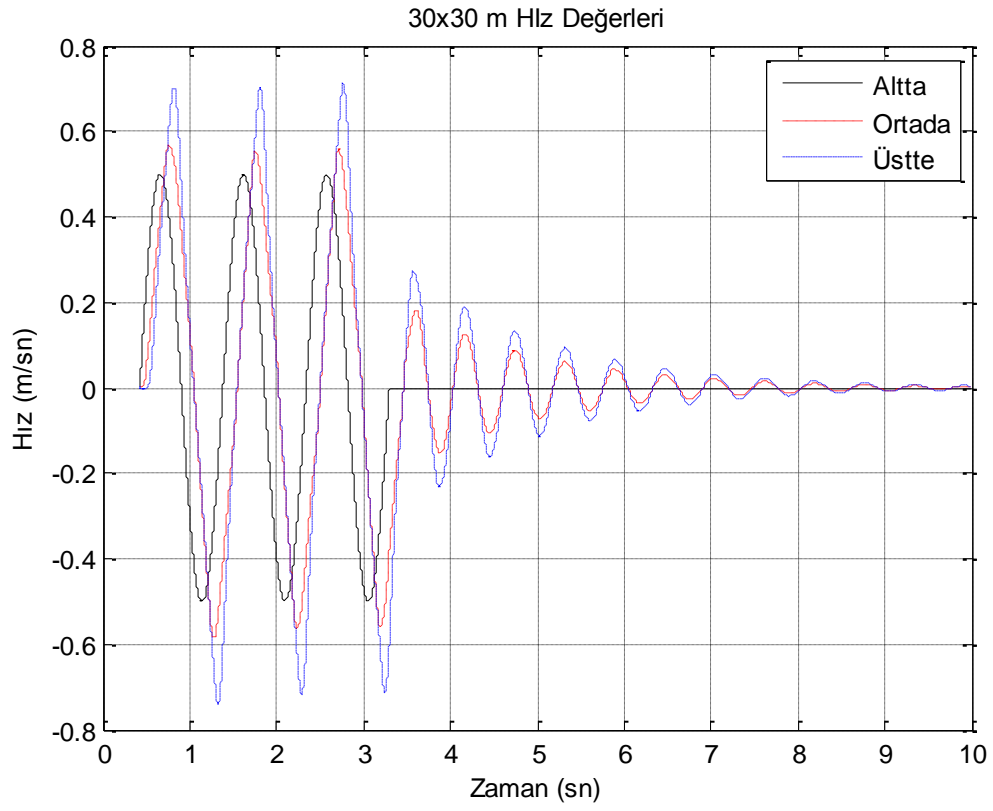
a)



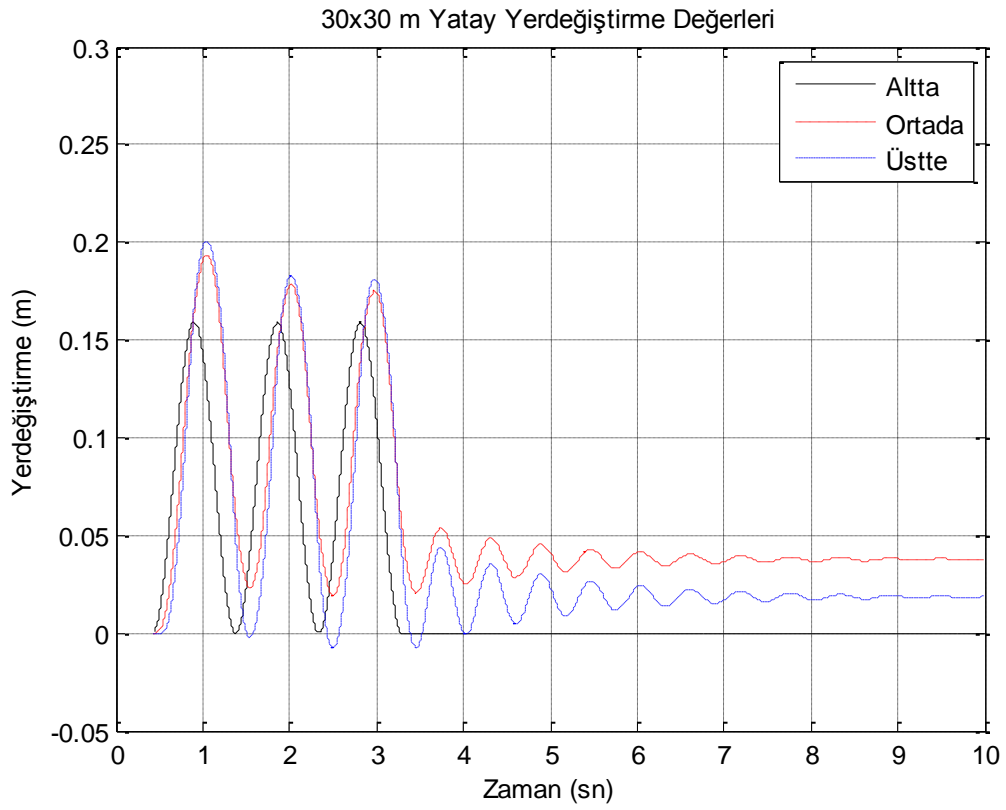
b)

Şekil 6.11. Sınır şartları serbest alan tanımlı durumda hız-zaman grafikleri a) Yatay ekseninde hız-zaman grafiği b) Düşey ekseninde hız-zaman grafiği

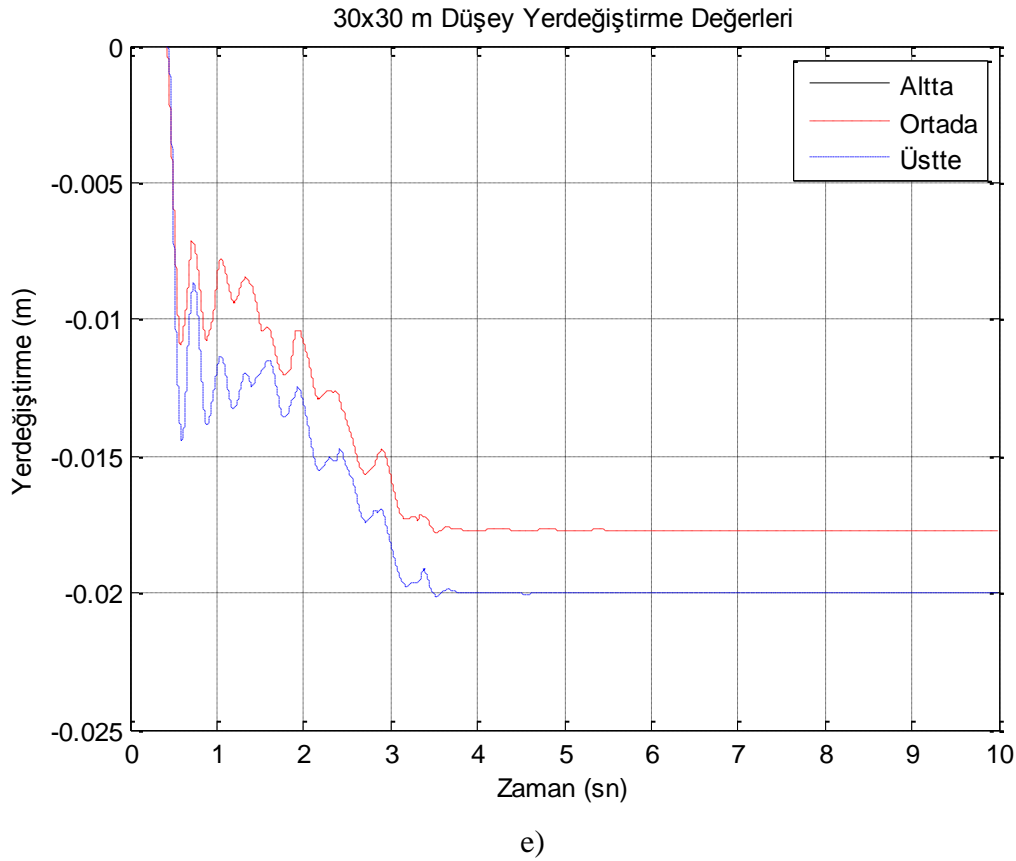




c)



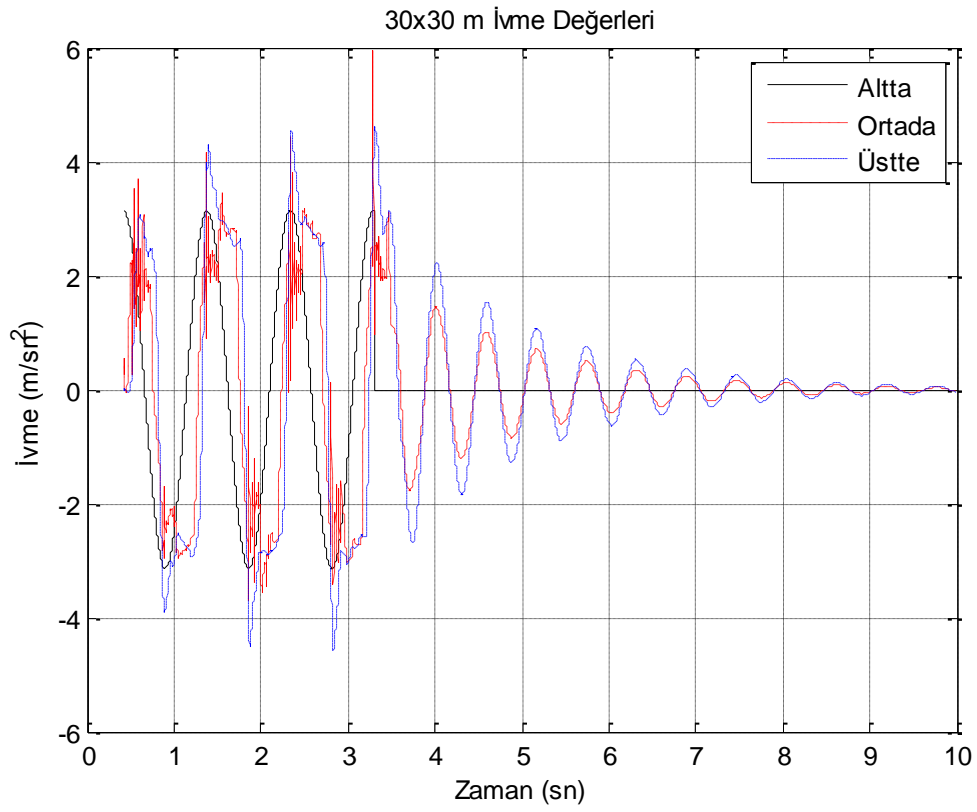
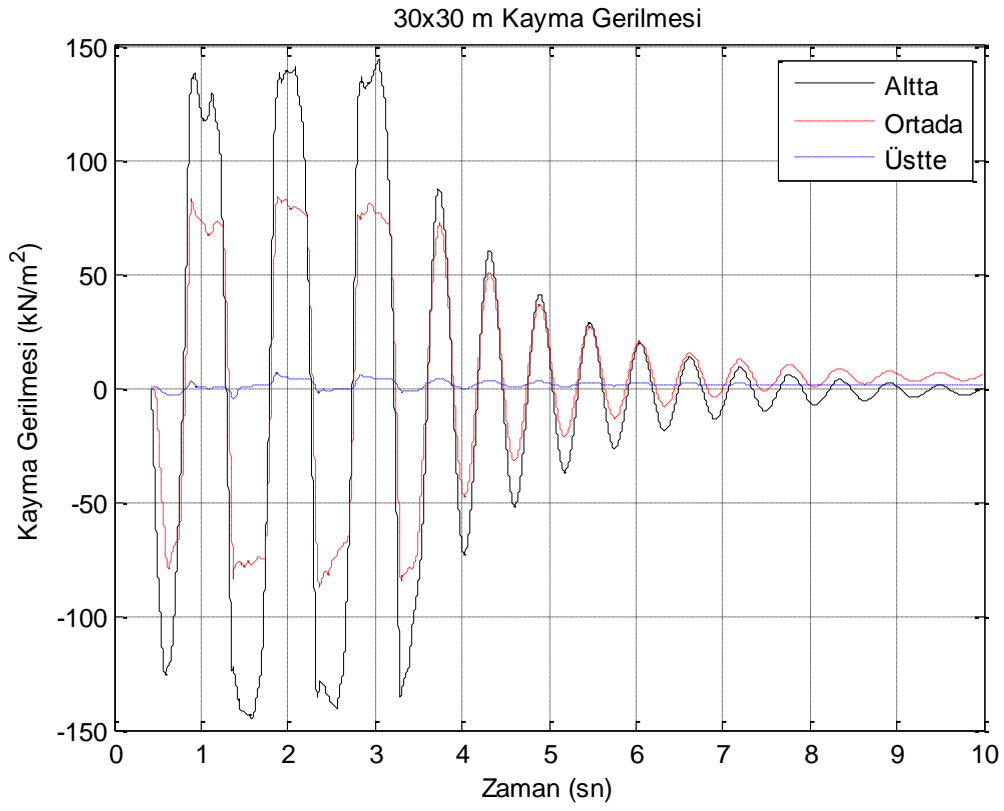
d)

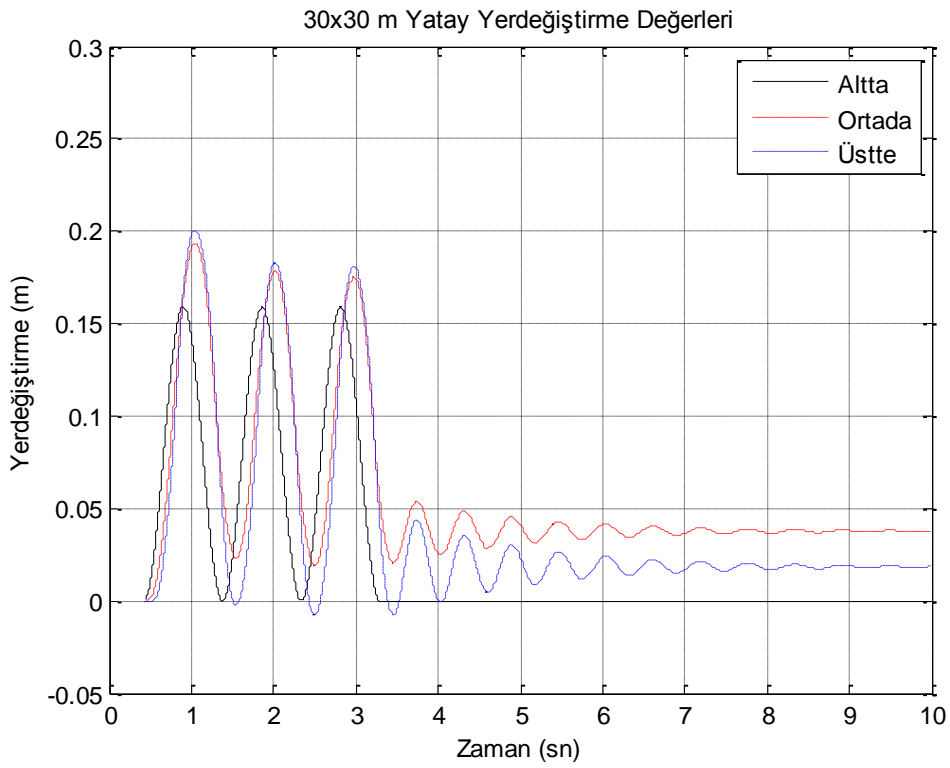
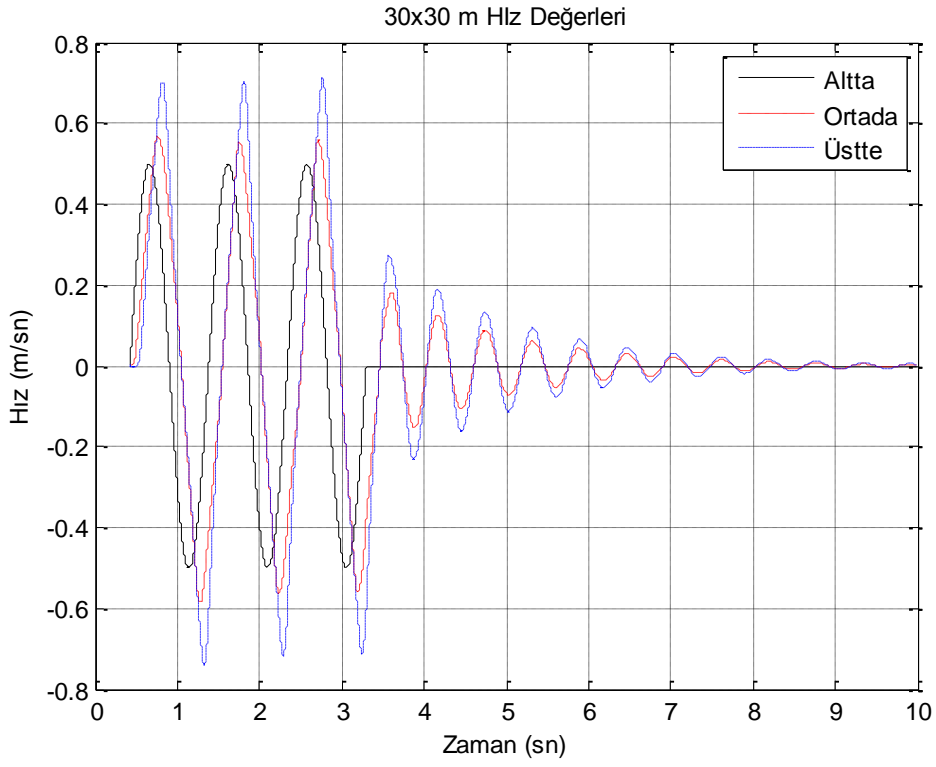


Şekil 6.12. 30x30 m boyutlu modelde a) Kayma gerilmesi değerleri b) İvme değerleri, c) Hız Değerleri, d) Yatay yerdeğiştirme değerleri, e) Düşey yerdeğiştirme değerleri

30x30 m'lik boyutlardaki modele 0,3 g'lik harmonik yük uygulandığı ve sınır şartlarının sabit mesnet olarak tanımlandığı durumda elde edilen sonuçlar incelendiğinde zemin davranışın yorumlanması oldukça karmaşık ve düzensiz davranışlar ortaya çıkardığı görülmüştür. Elastik bir ortamda harmonik yük uygulanmasına rağmen dalga yayılımı düzensiz olmuştur. Kayma gerilmesi değerleri büyük oranda artış göstermesine karşın ivme hız değerlerinde çok düşük değerler ortaya çıkmıştır. Yerdeğiştirme grafiği yorumlandığında elastik bir zemin gibi davranmak yerine uygulanan yükün aksine sürekli artış gösterdiği tespit edilmiştir. Bu verilere göre, sınır şartlarının sabit mesnet olarak kabul edildiği model sonuçları ile serbest alan sınır şartlarının karşılaştırıldığında, dinamik analiz modülünde serbest alan sınır şartlarının çalıştığını ve zeminin sınır şartlarının yarı onsuz zemin ortamını idealleştirmek için kullanabileceği tespit edilmiştir.

Bu çalışmada sistemde yayılan ve zeminin yarı sonsuz ortamında kaybolan enerjiyi tanımlamak için bölgenin sınırlarına eşdeğer anlamda kullanılan, geometrik sönüm (Radyasyon sönüm) adı verilen ve malzeme sönümü ile ilgisi bulunmayan, dalga yansımalarını engelleyen bir sönüm mekanizması olan viskoz sönümleyiciler kullanılmıştır. Kullanılan bu sönümleyiciler elastik yaylar olarak tanımlanmaktadır. Dolayısı ile bu aşamada elastik yaylar ile sınır şartları tanımlanan bir modelde elasto-plastik davranış sergileyen bir zemini modellemek doğru mudur diye bir yanılgıya düşülebilir. Bu soru işaretlerinin çalışmayı etkilememesi için harmonik yük altında çözülen 30x30 m boyutundaki model aynı koşullar altında Mohr-Coulomb model olarak ta analiz edilmiş ve sonuçları şekil 6.12 de verilmiştir. Bu grafikler incelendiğinde hız ve ivme grafiklerindeki davranışların elastik bir zeminde ki sonuçlara paralellik gösterdiği görülmektedir. Yerdeğiştirme değerleri incelendiğinde ise elasto-plastik model olması dolayısı ile Mohr-Coulomb model ile yapılan analizlerde kalıcı deformasyonlar oluşmuştur. Genel olarak bakıldığında malzeme sönümü ile ilgisi bulunmayan, dalga yansımalarını engelleyen bir sönüm mekanizması olan viskoz sönümleyiciler ile kurulan bir modelin sınırlardaki yaylardan beklenen davranış, dalgaların yansımalarını önlemektir. Bunun zeminin geometrik sönümü ile ilgisi yoktur. Dolayısı ile elasto-plastik bir zemin modeli kullanılsa bile sınırlarda eşdeğer statik yaylar ile zeminin modellenebileceği görülmüştür.





Şekil 6.13. 30x30 m boyutlu modelde a) Kayma gerilmesi değerleri b) İvme değerleri, c) Hız Değerleri, d) Yatay yerdeğiştirme değerleri

6.3. Zemin Özellikleri

Kullanılan nümerik modelin gerçek sonuçları daha iyi yansıtabilmesi ve modelin gerçeğe daha yakın olabilmesi için model boyutları mümkün olduğunca büyük tutulmaya çalışılmıştır. Kurulan nümerik modelin boyutları 30x30 m olarak alınmıştır. Zemin özelliklerinin belirlenmesinde sondaj verilerinden faydalanılmıştır. Nümerik model ile yapılan ilk çalışmalar tek tabakalı zemin gibi modellenerek yapılmıştır. Son aşamada boru hattının geçtiği bölgeye ait genel zemin özellikleri belirlenerek analizlerin bölgeye özel olarak yapılması planlanmaktadır. Tek tabakalı zemin formasyonu için yapılan ön çalışmalarda kullanılan zemin özellikleri Tablo 6.1'de verilmiştir. Zemin formasyonuna ait diğer özellikler hesaplanırken aşağıdaki genel eşitliklerden faydalanılmıştır.

$$G = \rho \cdot C_s^2 \quad (6.3)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (6.4)$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (6.5)$$

Burada;

G : Kayma modülü

C_s : Kayma dalga hızı

E : Elastisite modülü

K : Bulk modülü

ν : Poisson oranı

Tablo 6.2. Tek tabakalı nümerik modelde kullanılan kum zeminlerin özellikleri

Zemin sınıfı	γ_n (kN/m ³)	C_s (m/s)	G (MPa)	E (MPa)	K (MPa)	ν	ϕ (°)
Gevşek kum	18	100	13	31.20	17.3	0.20	27

Tabakalı zemin analizlerinde kullanılan zemin özellikleri bölgede yapılan derin sondajlardan faydalanılarak oluşturulmuştur. Analizlerde kullanılan zemin özellikleri Tablo 6.2’de verilmiştir.

Tablo 6.3. Nümerik modelde tabakalı analizde ön çalışmalarda kullanılan zemin özellikleri

Zemin Sınıfı	Derinlik	γ_n kN/m ³	ν	C_s m/s	E' kN/m ²	K kN/m ²	G kN/m ²	C_u kN/m ²	ϕ °
CL2	0-3	18,7	0,35	105,3	57110	63455	21152	46	0
ML2	3-5	17,5	0,30	140,5	91643	76369	35247	50	1
SM3	6-9	20,0	0,25	336,4	577101	384734	230841	1	41
CH2	11-12	17,1	0,35	241,6	274287	304764	101588	137	1
ML1	12-14	17,5	0,30	253,8	298770	248975	114912	150	1
CH2	14-26	17,1	0,35	201,0	189822	210913	70304	105	1
SM2	26-50	20,0	0,25	358,6	655624	437083	262250	1	37

6.4. Dalga Yayılımı ve Ağ Aralıkları

Nümerik modelde sisteme verilen giriş dalgasının frekans içeriği ve dalga hızının her ikisi de, nümerik dalga iletiminin doğruluğunu etkiler. Kuhlemeyer and Lysmer yaptıkları çalışmada nümerik modelde dalga yayılımının doğruluğu için eleman boyutu hakkında öneride bulunmuşlardır [143]. Buna göre matematik modelde kullanılacak maksimum eleman boyutu, giriş dalgası frekans içeriğinin maksimum değerinin 1/10’undan daha küçük olmak zorundadır. Buna göre;

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{10} \quad (6.6)$$

Burada;

λ : dalga boyu

Δl : En büyük mesh aralığı

Sistemin doğal salınım modunu temel frekansına bağlı olarak;

$$f = \frac{C}{\lambda} \quad (6.7)$$

bulunur.

Burada;

λ : en büyük dalga boyu

C : dalga yayılım hızı

Kullanılan dalga yayılım hızı en düşük doğal titreşim periyoduna göre C_s veya C_p olarak alınır.

$$C_p = \sqrt{\frac{K + 4G/3}{\rho}} \quad (6.8)$$

$$C_s = \sqrt{G/\rho} \quad (6.9)$$

Burada;

G : Kayma modülü

ρ : Yoğunluğu

K : Bulk modülü

C_p : P Kayma dalga hızını

C_s : S Kayma dalga hızını göstermektedir.

6.5. Sönüm Oranı

Zeminlerin tekrarlı yükler altında davranışlarını, bir başka ifadeyle dinamik özelliklerini tanımlarken, bunları gerilme–şekil değiştirme ve mukavemet özellikleri diye iki gruba ayırabiliriz. Gerilme–şekil değiştirme özellikleri olarak genellikle dinamik kayma modülü ve sönüm oranı değerlerinin ve bunların birim şekil değiştirmeye bağlı olarak değişimlerinin bulunması anlaşılır [144].

FLAC 2D sonlu farklar programı kendi içerisinde Local sönüm, Rayleigh sönümü ve Histeritik sönüm olmak üzere üç ayrı sönüm modülü bulundurmaktadır. Bu çalışmada zeminin malzeme sönümünü ifade edebilmek için Rayleigh sönümü kullanılmıştır. Rayleigh sönümü için ilgili parametrelerin nasıl elde edildiği Rayleigh sönüm bölümünde anlatılmıştır.

6.5.1. Local Sönüm Oranı

Local sönüm modülü ilk olarak eşdeğer statik analiz için geliştirilmiş olmasına rağmen bazı karakteristik analizlerde dinamik simülasyonlarda da kullanılabilir. Bu yöntemde analiz boyunca kütle düğüm noktalarında kütlelerin korunumu kanununa uygun olarak eklenir ve çıkarılır. Analizde hız değişimi olduğunda kütleler eklenir. Düğüm noktalarındaki maksimum ve minimum değerler aşıldığında çıkarma yapılır [54].

6.5.2. Histeritik Sönüm Oranı

Bu eşdeğer-lineer yöntem zeminlerin sismik analizlerinde dalga yayılımlarının hesaplamaları için yıllardan beri kullanılmaktadır. Bu yöntem bütünüyle doğrusal kapsamlı lineer olmayan modelleri ifade etmez fakat bu tür modellerin simülasyonunda tamamlayıcı bir ek olarak kullanılır. Bu yöntemde sönüm oranı-şekil değiştirme ilişkisi nümerik modele uygulanır. Tabakalı analiz çalışmalarında farklı zemin tabakaları için özelliklerine göre uygun sönüm eğrileri kullanılmıştır.

6.5.3. Rayleigh Sönüm Oranı

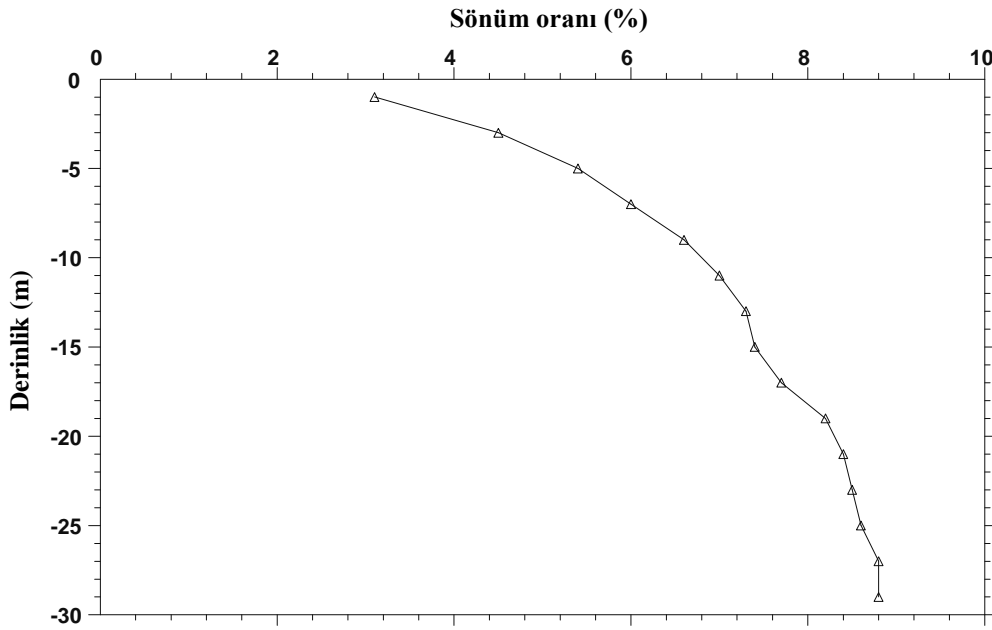
Bu çalışma için gerçekleştirilen zemin analizlerinde de sönüm oranını olarak “Rayleigh Damping” modülü kullanılmıştır. FLAC 2D ile yapılan analizlerde, Rayleigh sönümü zeminin kritik sönüm değeri ve zemin doğal frekansını ifade eden iki parametre ile kontrol edilmektedir. Rayleigh sönüm oranına ait diğer parametreler zemin davranışa bağlı olarak analiz sırasında güncellenerek değişmektedir.

Bu aşamada zeminin kritik sönüm oranını belirlemek için SHAKE 1D programından faydalanılmıştır. Bu çalışmada, analiz aşamasındaki zemin profili SHAKE programı ile modellenerek, analiz sonucunda elde edilen rapordaki sönüm oranlarının ortalaması Rayleigh sönüm oranı olarak alınmıştır.

Tablo 6.4’te 30 metre derinliğe sahip tek tabakalı zemin profilinin SHAKE 1D ile yapılan analiz sonuçları verilmiştir. Elde edilen bu verilerde deprem etkisi altında analiz süresinde sönüm oranının değişimi görülmektedir. Bu sönüm oranlarının değişimi dikkate alınarak, ortalama sönüm oranı belirlenmiş ve FLAC 2D analizler için bu değerler kullanılmıştır. Sönüm oranının derinliğe bağlı olarak değişimi Şekil 6.14’da görülmektedir.

Tablo 6.4. Shake 1D analiz sonuçlarının özet tablosu

Tabaka No	Tabakanın orta noktasının derinliği (m)	Birim hacim ağırlık (kN/m ³)	Kullanılan sönüm (%)	Maksimum shear strain (%)	Shear wave velocity (m/sn)	Max. ivme (g)
1	1	18	3,1	0,01701	166,1	0,499
2	3	18	4,5	0,05714	153,5	0,484
3	5	18	5,4	0,10148	143,1	0,459
4	7	18	6,0	0,14278	136,4	0,419
5	9	18	6,6	0,18662	131,2	0,365
6	11	18	7,0	0,21718	128,2	0,331
7	13	18	7,3	0,23483	126,6	0,324
8	15	18	7,4	0,24999	125,3	0,313
9	17	18	7,7	0,28029	122,9	0,358
10	19	18	8,2	0,32668	119,6	0,356
11	21	18	8,4	0,35546	117,8	0,348
12	23	18	8,5	0,36785	116,0	0,327
13	25	18	8,6	0,38084	116,2	0,325
14	27	18	8,8	0,40175	115,0	0,310
15	29	18	8,8	0,40327	114,9	0,334
16	Taban					

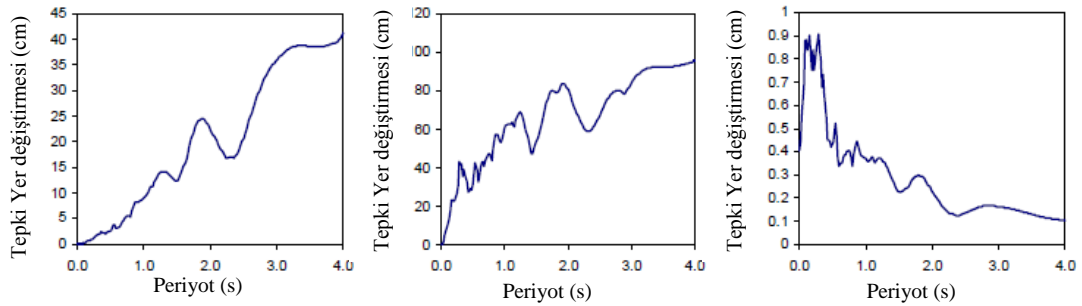
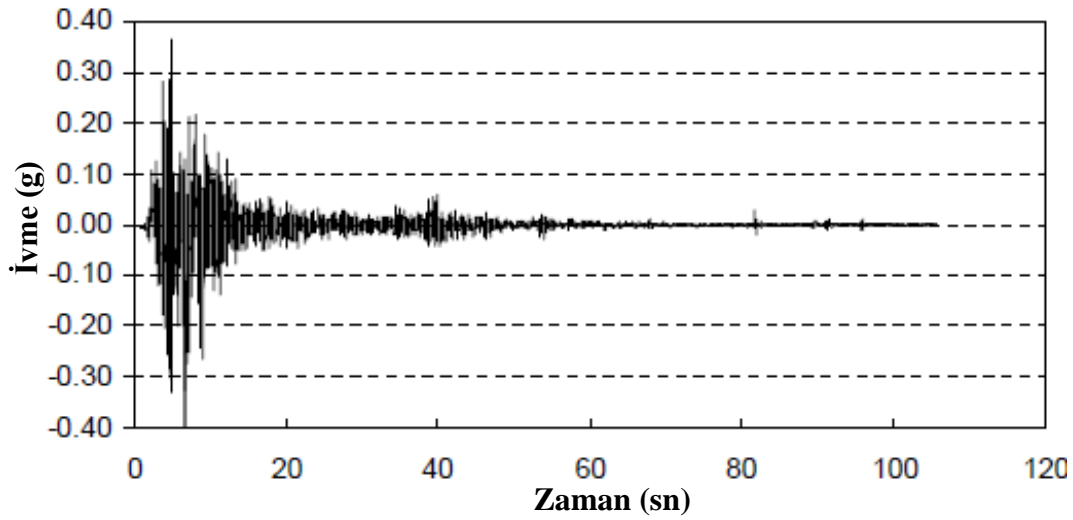


Şekil 6.14. Shake 1D sönüm oranının derinlikle değişimi

6.6. Nümerik Modelde Kullanılan Deprem Kaydı

Nümerik modelde kullanılan deprem kaydı 17.08.1999 de saat 3.02’de İzmit’in 11 km güney-doğusunda meydana gelen ve Sakarya’da altyapılar dâhil büyük hasarlara neden olan bir yer hareketidir. Depremin moment büyüklüğü $M_w=7,4$ ve yüzey dalgası büyüklüğü $M_s=7,8$ olarak kayıt edilmiştir. Yapılan incelemelerde, depremin odak derinliğinin yaklaşık 15 km olduğu, yanal atımlı ve yaklaşık 120 km’lik bir fay hareketi ortaya çıktığı belirlenmiştir [145].

Bu çalışmada kullanılan deprem kaydı verileri 17 Ağustos 1999 Kocaeli depremine ait veriler olup, Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesinin “Sakarya İstasyonu’ndan (SKR) anakaya üzerinden aldığı kayıtlardır. Sakarya deprem istasyonunun kırılmanın olduğu fay’a uzaklığı yaklaşık 3,1 km olarak hesaplanmıştır. Maksimum ivme değeri 0,41 g ve zaman aralığı 0.01 saniye olarak kaydedilen deprem 47 saniye sürmüş ve enerji boşalımının % 90’ı ilk 20,9 saniyede gerçekleşmiştir (Şekil 6.15). Kullanılan deprem kaydı üzerinde, ham kayıt aşamasında oluşan problemleri ve veri hatalarını filtrelemek ve düzenlemek için “Baseline Correction” uygulaması yapılmıştır.



şekil 6.15. Nümerik modelde kullanılan deprem kaydı ivme-zaman grafiği ve yer değiştirme-hız-ivme tepki spektrumları

6.7. Malzeme Özellikleri

Bu çalışmada zemin özelliklerini modelleyebilmek için ön çalışmalar yapılırken kurulan nümerik modellerde elastik model ve Mohr-Coulomb yenilme kriteri kullanılmıştır. Çalışmanın sıvılaşma modeli kurulurken FLAC 2D içeriğinde bulunan Byrne sıvılaşma modeli kullanılmıştır. Bu modeller ile ilgili bilgiler 4. bölümde sonlu farklar ve içeriğinde verilmiştir.

BÖLÜM 7. ANALİZ SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Bu bölümde Nümerik modelleme aşamaları olan tek tabakalı elastik model, tek tabakalı Mohr-Coulomb model, tek tabakalı sıvılaştırma modeli ve tabakalı zemin sıvılaştırma modellerine ait sonuçlar verilmiştir. Analiz çalışmalarına en basit zemin modeli tek tabakalı elastik model ile başlanmış olup son olarak sıvılaştırma potansiyelini boşluk suyu basıncının hareketleri ile tanımlayan Byrne sıvılaştırma modeli ile tamamlanmıştır.

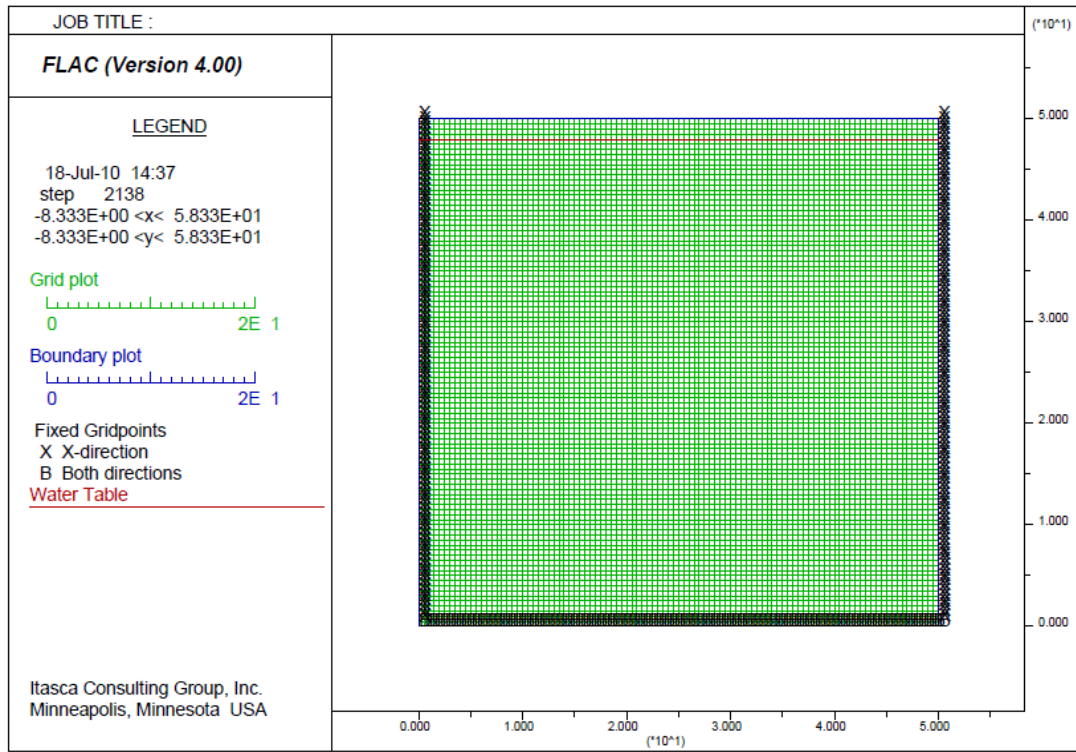
7.1. Tek Tabakalı Zemin Analizi

Bu çalışmada nümerik modeller, borusuz ve borulu olmak üzere iki ayrı set şeklinde kurulmuştur. Zemin özellikleri girildikten sonra bu nümerik modellerin statik ve dinamik analizleri yapılmıştır.

FLAC 2D ile yapılan analiz çalışmalarının da birimler kilo Newton (kN) ve metre (m) olarak kullanılmış ve sonuçlar bu değerler üzerinden elde edilmiştir. Analiz çıktılarına ait birimler Tablo 7.1 de verilmiştir. Şekil 7.1'de FLAC 2D ile kurulan nümerik model ve örgü (mesh) aralıkları görülmektedir. Kurulan modelde örgü (mesh) aralığı 0,5 m x 0,5 m olarak alınmıştır.

Tablo 7.1. Analiz çıktılarına ait birimler

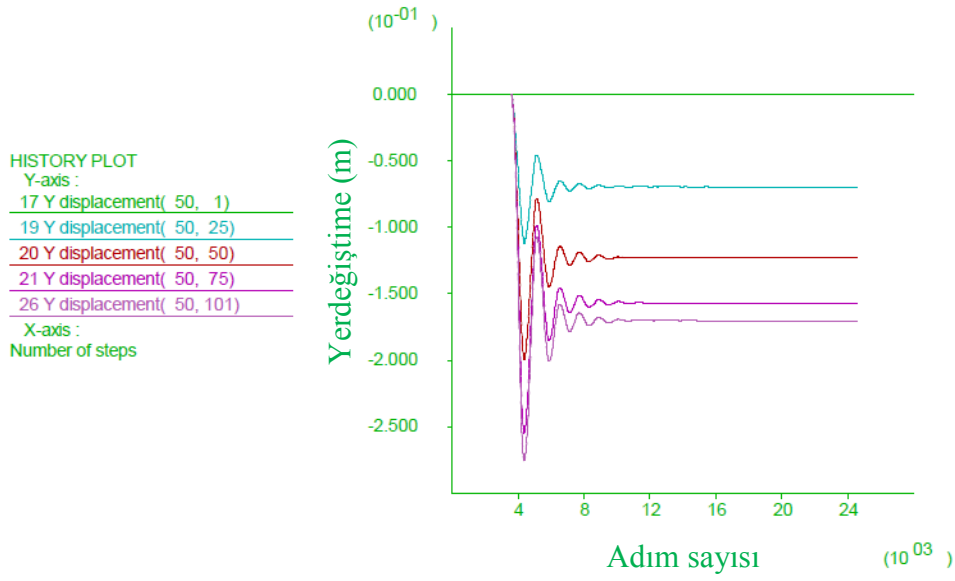
Parametre	Birimi
Birim hacim ağırlık	kN/m ³
Yerdeğiştirme	m
İvme	m/sn ²
Gerilme	kN/m ²
Kuvvet	kN
Moment	kNm
Alan	m ²



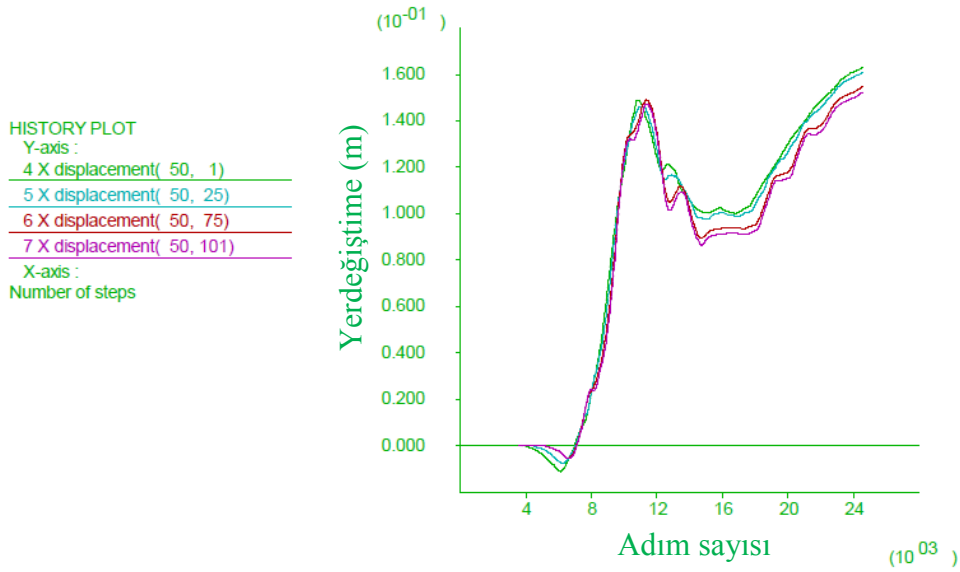
Şekil 7.1. FLAC 2D ile kurulan nümerik model ve özellikleri

7.1.1. Tek tabakalı zemin analizi ön çalışmaları

FLAC 2D ile yapılan analizlerde statik durumda yatay ve düşey yer değiştirmelerin çok düşük değerlerde olduğu belirlenmiştir. Aynı zemin koşullarında yapılan dinamik analiz sonuçları incelendiğinde, yer değiştirmeler için her iki yönde de artış gözlemlenmiştir. Yatay yer değiştirmelerde yaklaşık 16 cm'lik bir değişim ölçülmüş olup (Şekil 7.2.a), düşey yerdeğiştirme sonuçları incelendiğinde 28 cm'lik değerlere ulaşıldığı hesaplanmıştır (Şekil 7.2.b). Bu yer değiştirme değerleri, içerisinde gömülü boru hattı bulunan zemin koşulu için oldukça yüksektir. Çünkü bu değer gömülü boru hattına zarar verebilir.



a)

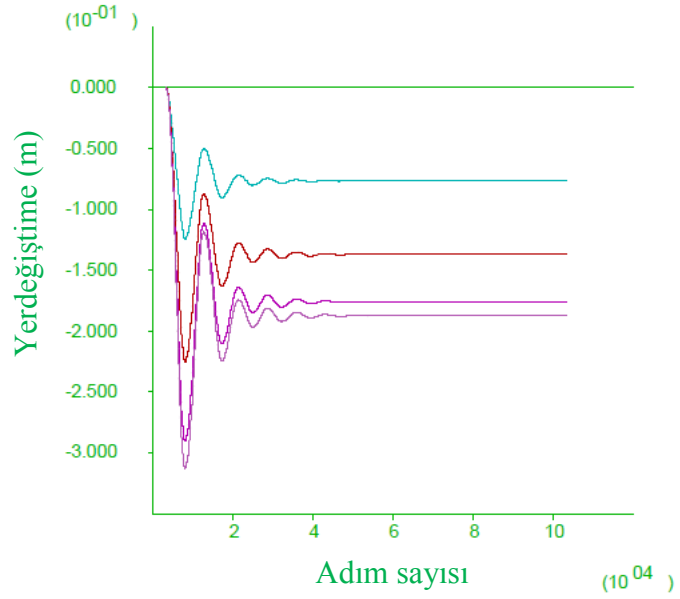


b)

Şekil 7.2. Borusuz dinamik analizde tabandan yüzeye a) düşey yer değiştirmenin değişimi b) yatay yer değiştirmenin değişimi

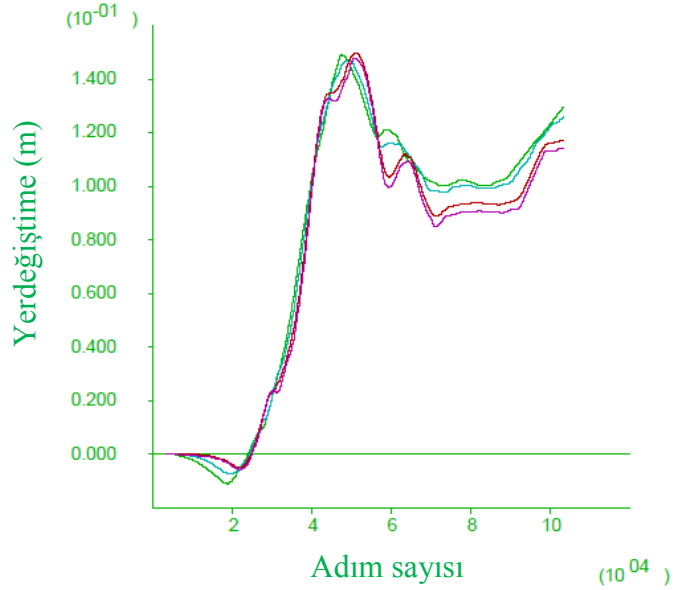
Nümerik analiz çalışmalarında borulu dinamik analizde tabandan yüzeye yatay ve düşey yer değiştirmelerin deprem öncesi statik duruma göre arttığı görülmektedir (Şekil 7.3.a, Şekil 7.3.b). Borulu-dinamik modellerde, analiz sonundaki deformasyon durumu değişmesine rağmen, deprem süresince en yüksek deformasyon yaklaşık 32 cm olarak hesaplanmıştır (Şekil 7.3.a).

HISTORY PLOT
 Y-axis :
 17 Y displacement(50, 1)
 19 Y displacement(50, 25)
 20 Y displacement(50, 50)
 21 Y displacement(50, 75)
 26 Y displacement(50, 101)
 X-axis :
 Number of steps



a)

HISTORY PLOT
 Y-axis :
 4 X displacement(50, 1)
 5 X displacement(50, 25)
 6 X displacement(50, 75)
 7 X displacement(50, 101)
 X-axis :
 Number of steps



b)

Şekil 7.3. Borulu dinamik analizde tabandan yüzeye a) düşey yer değiştirmenin değişimi b) yatay yer değiştirmenin değişimi

FLAC 2D analizleri sonucunda elde edilen maksimum düşey yer değiştirme, yatay yer değiştirme değerleri, deprem anında oluşan maksimum yer değiştirme ve deprem sonrasında oluşan kalıcı yer değiştirme değerleri karşılaştırmalı olarak Tablo 7.2'de sunulmuştur. Bu tablodan da anlaşılacağı üzere, gömülü borunun büyük zemin kesiti

içinde yatay yer değiştirmelere karşı deprem sırasındaki etkisinin az olmasına rağmen, dűşey yer değiştirmeler incelendiğinde boru varlığının oturma değerlerini arttırdığı görűlmektedir.

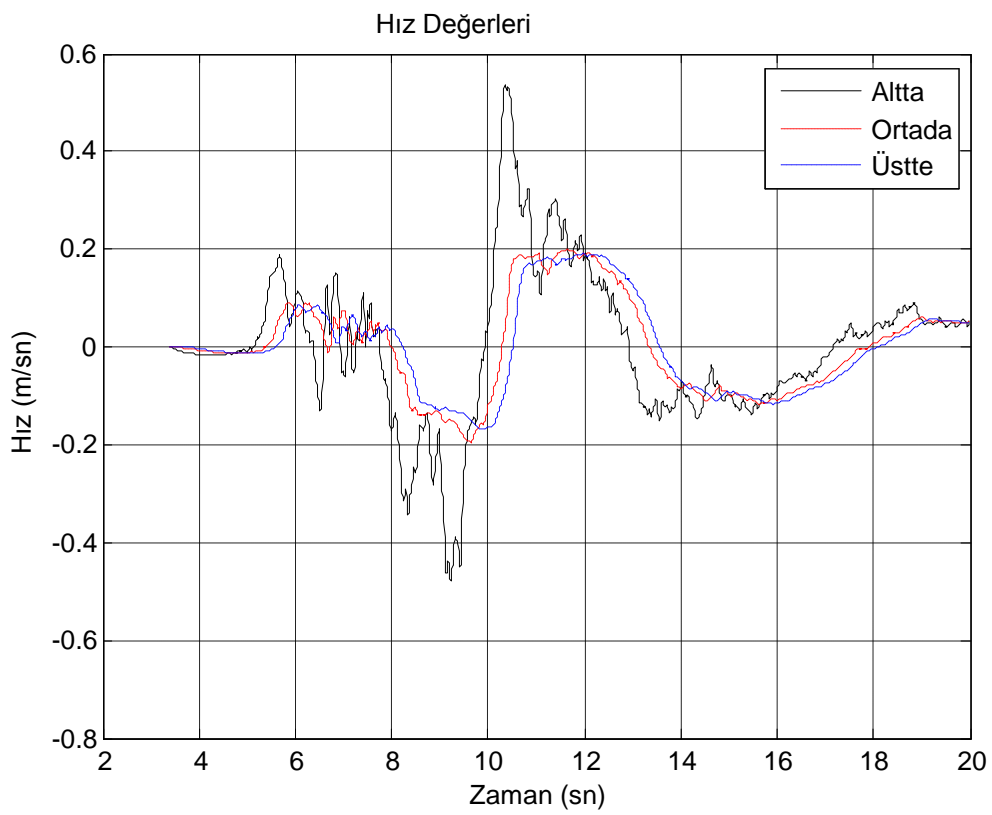
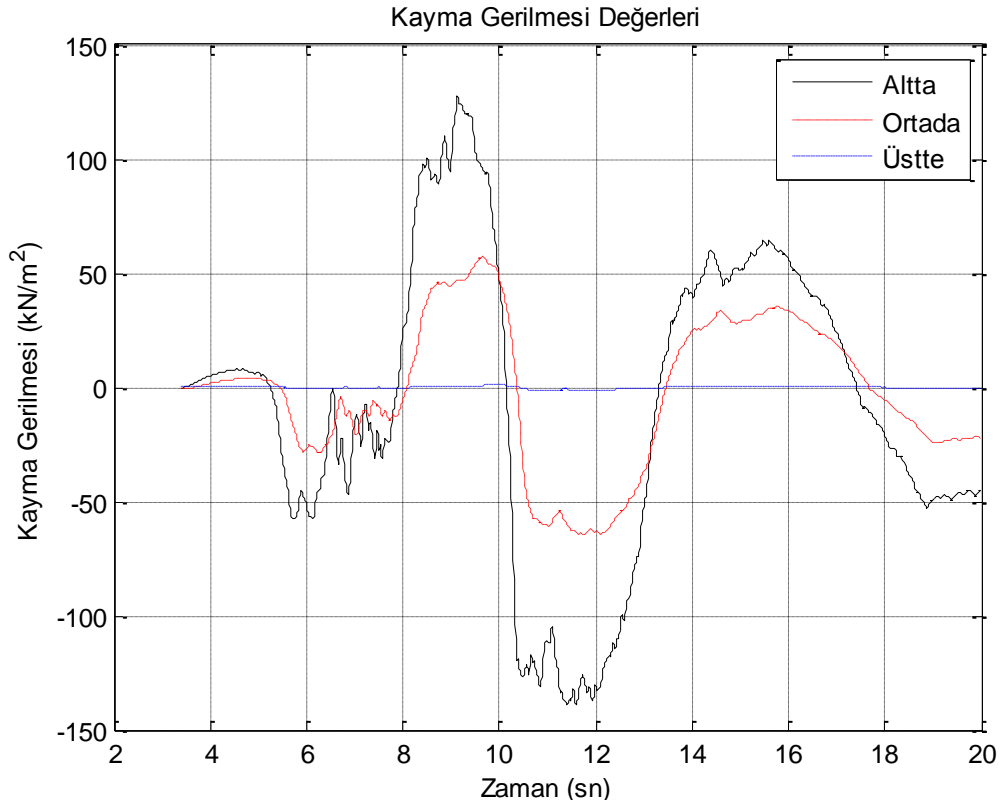
Tablo 7.2. Borulu-Borusuz analiz sonuçları

	Borusuz			Borulu		
	Statik	Dinamik		Statik	Dinamik	
		Deprem Anında	Deprem Sonunda		Deprem Anında	Deprem Sonunda
Dűşey yerdeđiřtirme (cm)	5.0	25	18	2.4	30	19
Yatay yerdeğiştirme (cm)	0.0015	16	16	0.08	15	13

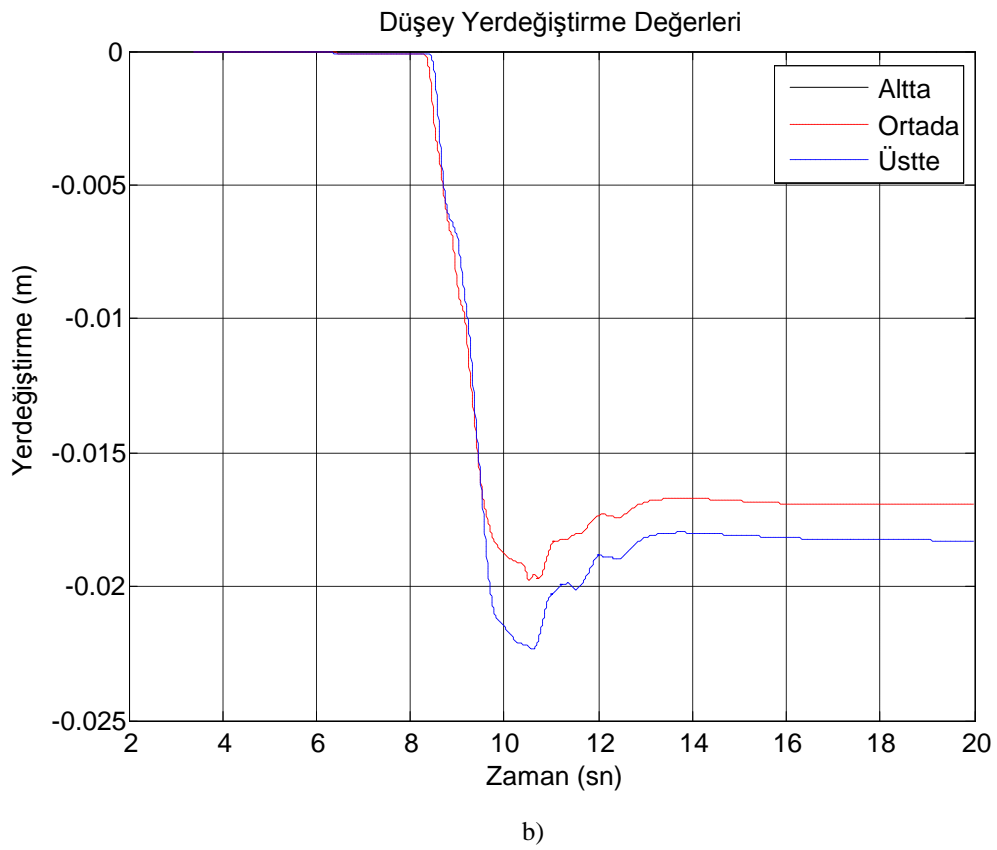
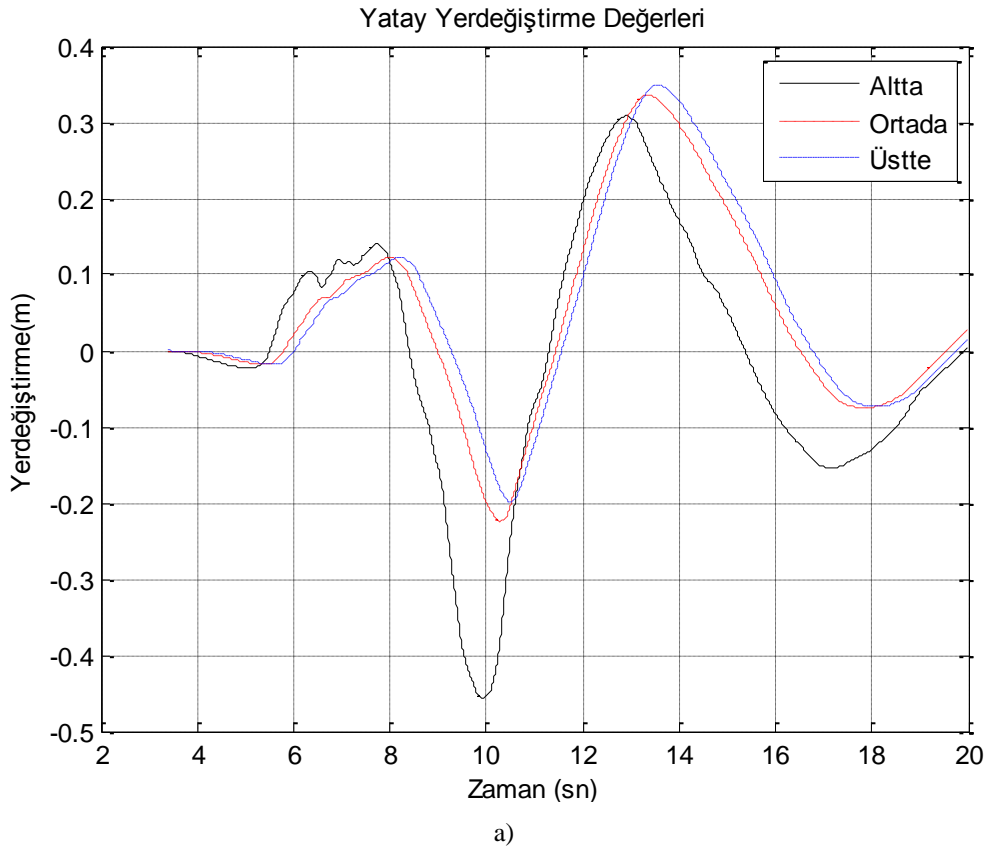
7.1.2. Tek tabakalı elastik model zemin analizi

řekil 7.4’de elastik zemin analizinde borusuz durumdaki dinamik analizin kayma gerilmesi ve kayma dalga hızı sonuçları gösterilmiřtir. Grafikler incelendiđinde tabandan uygulanan deprem kaydına bađlı olarak elde edilen gerilme ve dalga hızı deđerlerinin azaldıđı görűlmektedir. Burada modellenen zemin sınıfının özelliklerine ve zeminin sűnűm oranına bađlı olarak deprem kaydına bađlı oluřan gerilmelerin yűzeye dođru azaldıđı görűlmektedir.

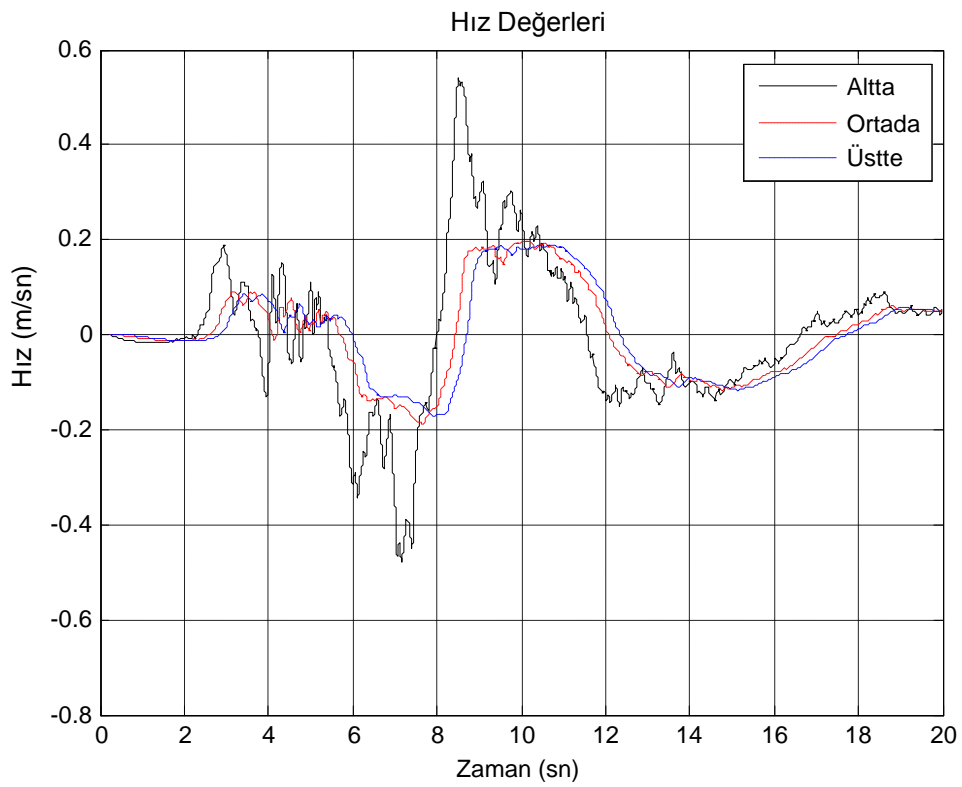
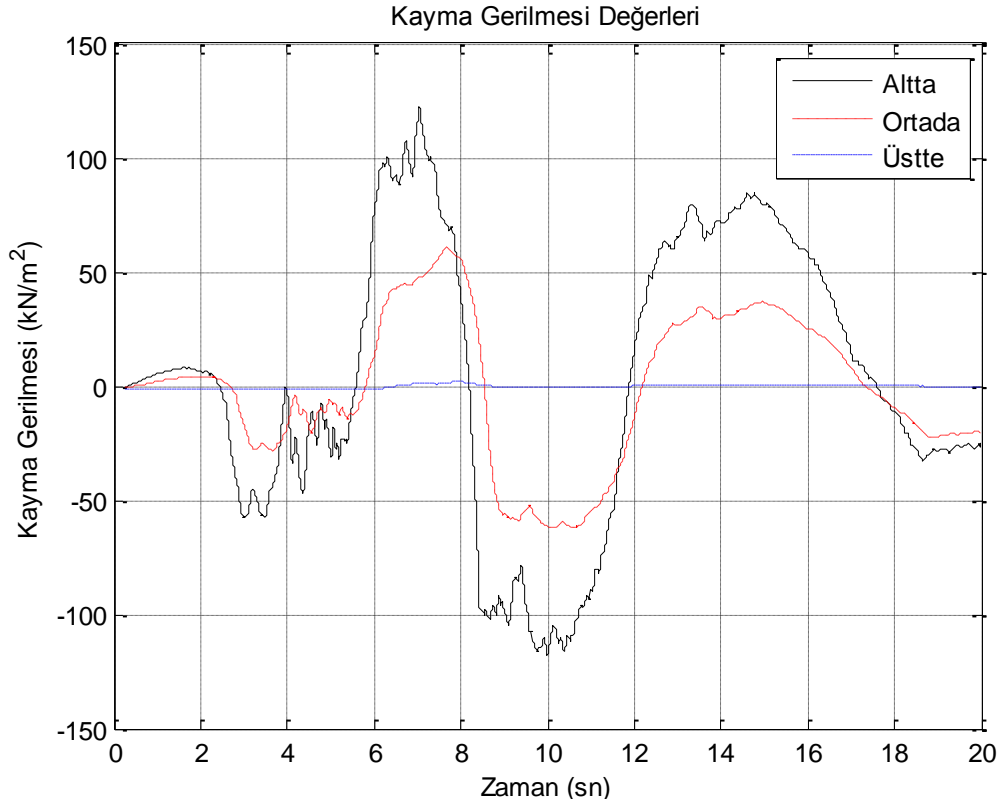
Borusuz dinamik analizde yerdeđiřtirmelerin durumu incelendiđinde aynı sűnűm etkisi burada da ađıkça görűlmektedir Deprem anında 45 cm’lik deđerlere kadar ulařan yatay yerdeđiřtirmenin yűzeyde 20 cm’ye kadar dűřtüđű (řekil 7.5.a), dűşey yerdeđiřtirmenin ise 2,3 cm olduđu ölçűlműřtür (řekil 7.5.b).



Şekil 7.4. Borusuz dinamik analizde tabandan yüzeye a) kayma gerilmesinin değişimi b) dalga hızının değişimi



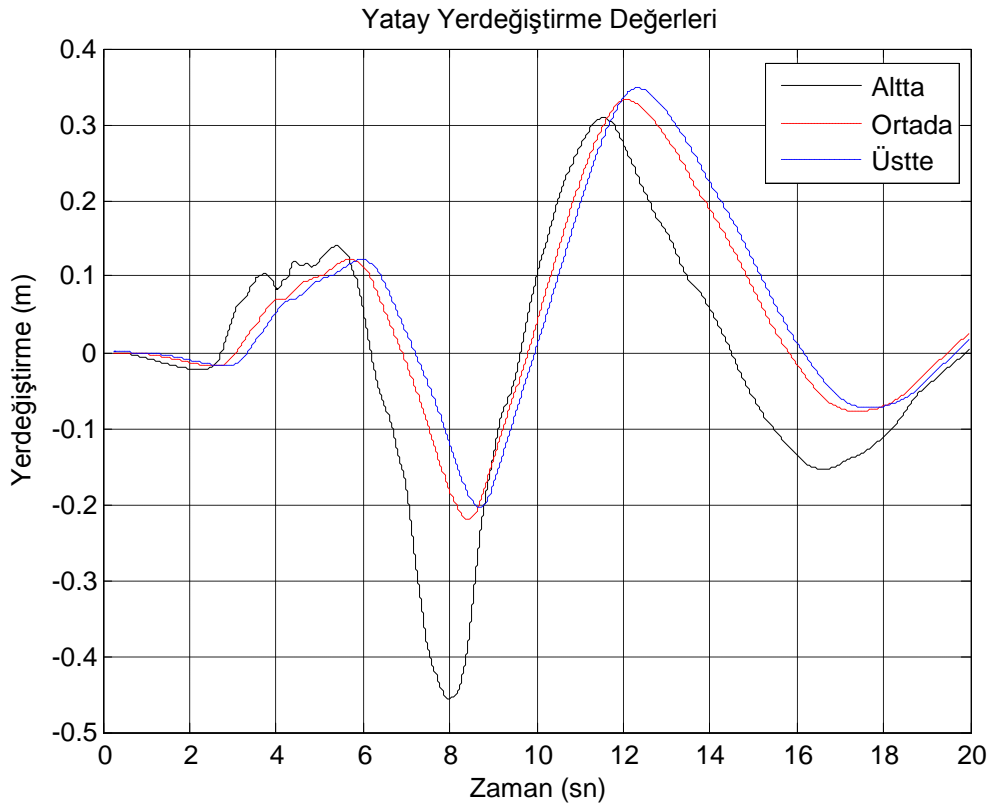
Şekil 7.5. Borusuz dinamik analizde tabandan yüzeye a) yatay yer değiştirmenin değişimi b) düşey yer değiştirmenin değişimi



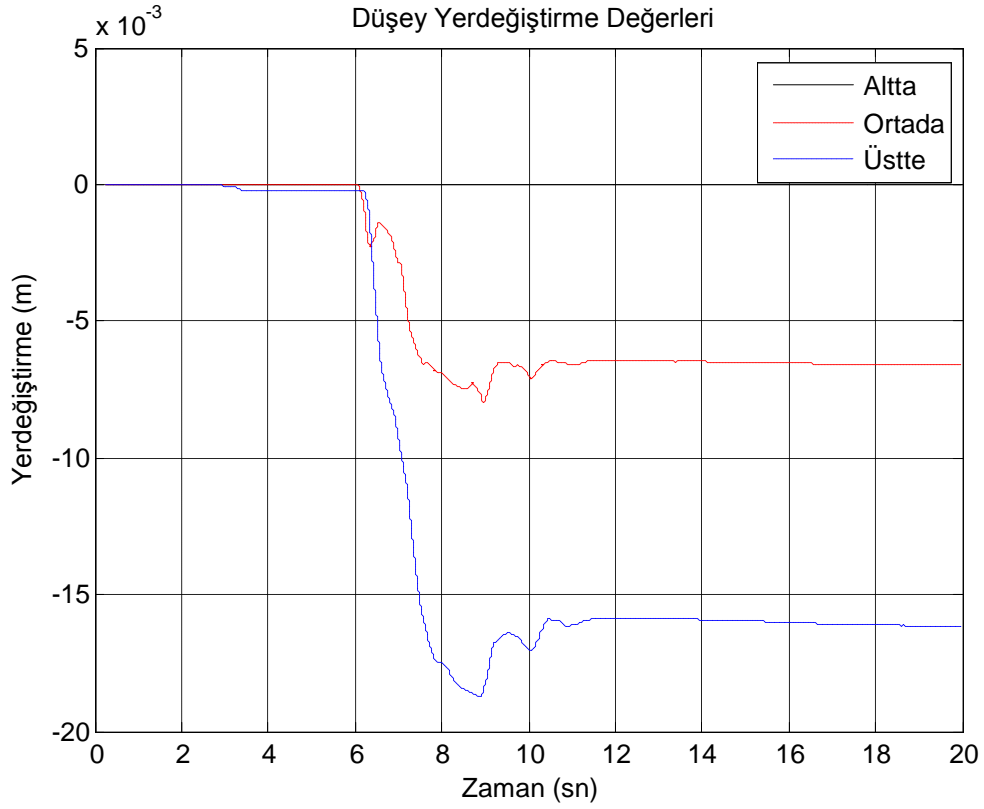
Şekil 7.6. Borulu dinamik analizde tabandan yüzeye a) kayma gerilmesinin değişimi b) dalga hızının değişimi

Şekil 7.6 elastik zemin modeli, borulu durum dinamik analizde kayma gerilmesi ve kayma dalga hızı sonuçları gösterilmiştir. Şekiller incelendiğinde borusuz analizde de olduğu gibi tabandan uygulanan deprem kaydına bağlı olarak elde edilen gerilme ve dalga hızı değerlerinin azaldığı görülmektedir. Burada da kullanılan zemin sınıfının özelliklerine ve sönüm oranına bağlı olarak deprem kaydına bağlı oluşan gerilmelerin yüzeye doğru azaldığı görülmektedir.

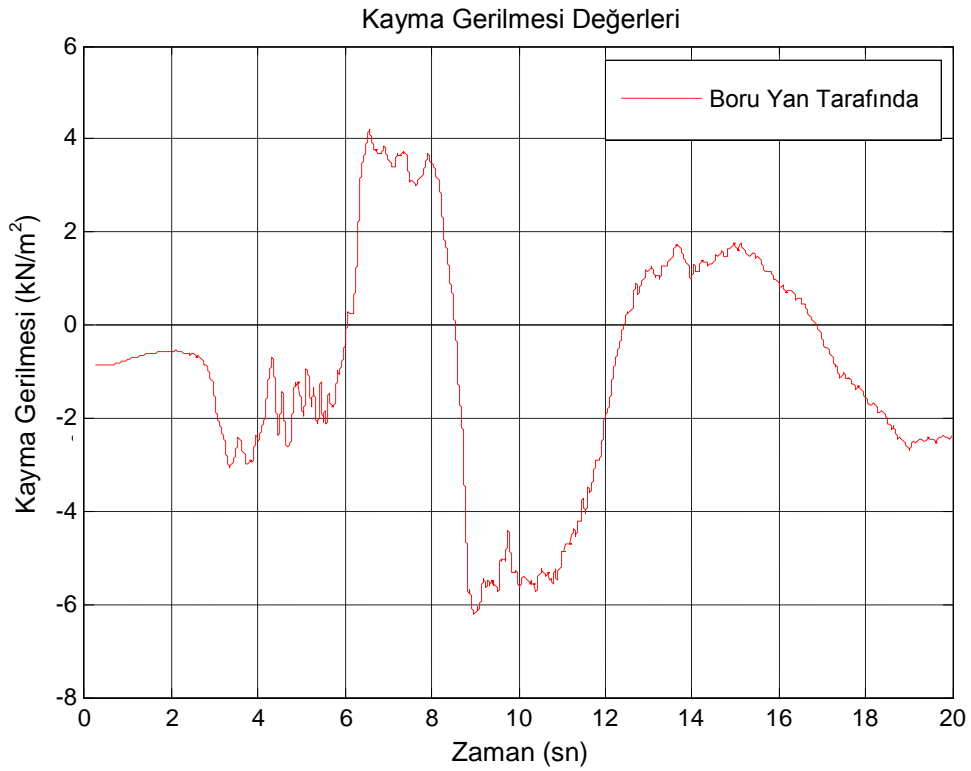
Borulu dinamik analizde yer değiştirmelerin durumu incelendiğinde borusuz analizde de olduğu gibi depremin etkisi yüzeye doğru gittikçe azalmaktadır (Şekil 7.7). Deprem anında 45 cm'ye ulaşan yatay yer değiştirme yüzeyde 22 cm, düşey yer değiştirme ise 1,8 cm olarak ölçülmüştür.



a)



Şekil 7.7. Borulu dinamik analizde tabandan yüzeye a) yatay yer değiştirmenin değişimi b) düsey yer değiştirmenin değişimi

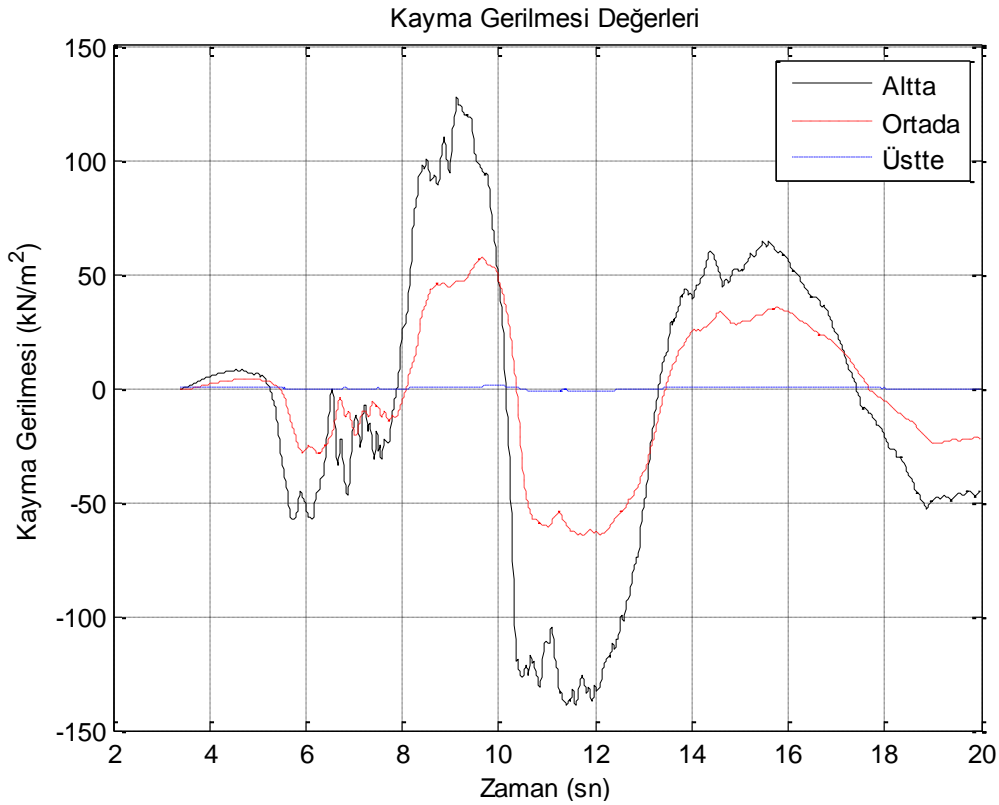


Şekil 7.8. Borulu dinamik analizde boru yüzeyinde kayma gerilmesinin değişimi

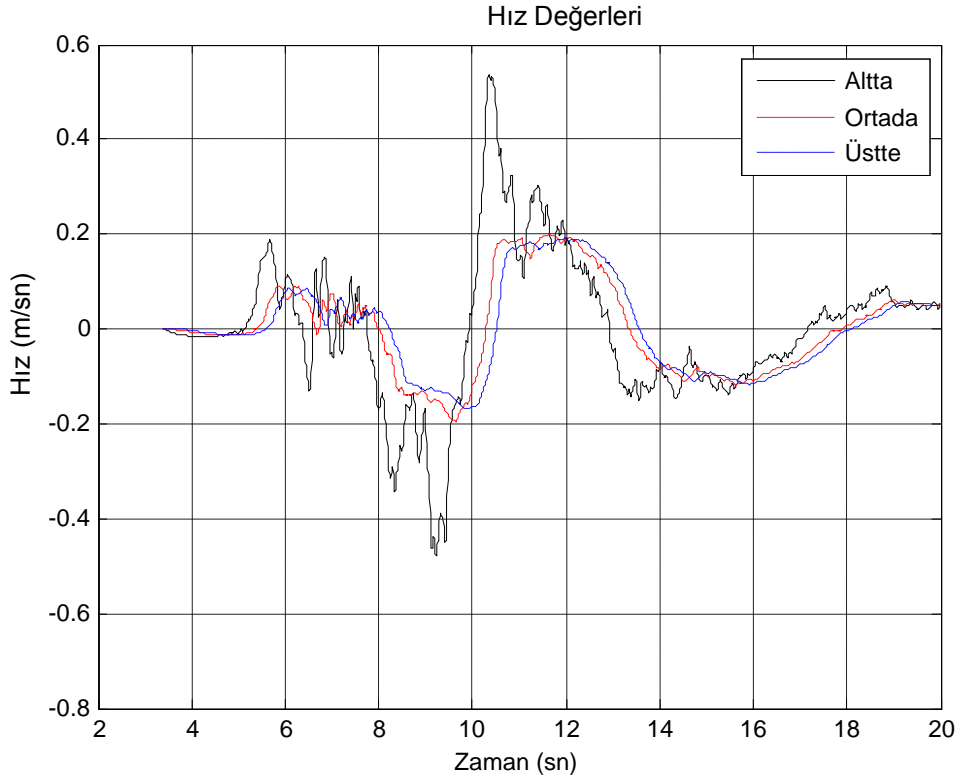
Şekil 7.8’de elastik zemin dinamik analiz aşamasında boru yüzeyinde oluşan gerilmeler incelenmiştir. Boru yüzeyindeki yaklaşık 1 kPa olan gerilme değerinin deprem sırasında 6 kat artış göstererek 6 kPa değerine ulaştığı hesaplanmıştır. Bu artış deprem öncesi duruma göre çok büyük değerde olmasına rağmen, 250 kPa’a kadar dayanan borular bu gerilme artışı altında çok küçük deformasyonlar dışında ciddi hasarlara uğramayacaktır.

7.1.3. Tek tabakalı Mohr-Coulomb model zemin analizi

Tek tabakalı elastik model ile çalışmalar tamamlandıktan sonra, zemin özelliklerinin elastik modele göre daha iyi tanımlandığı ve zemin davranışının daha iyi modellenildiği Mohr-Coulomb yenilme kriterine göre nümerik analizler yapılmıştır.



a)

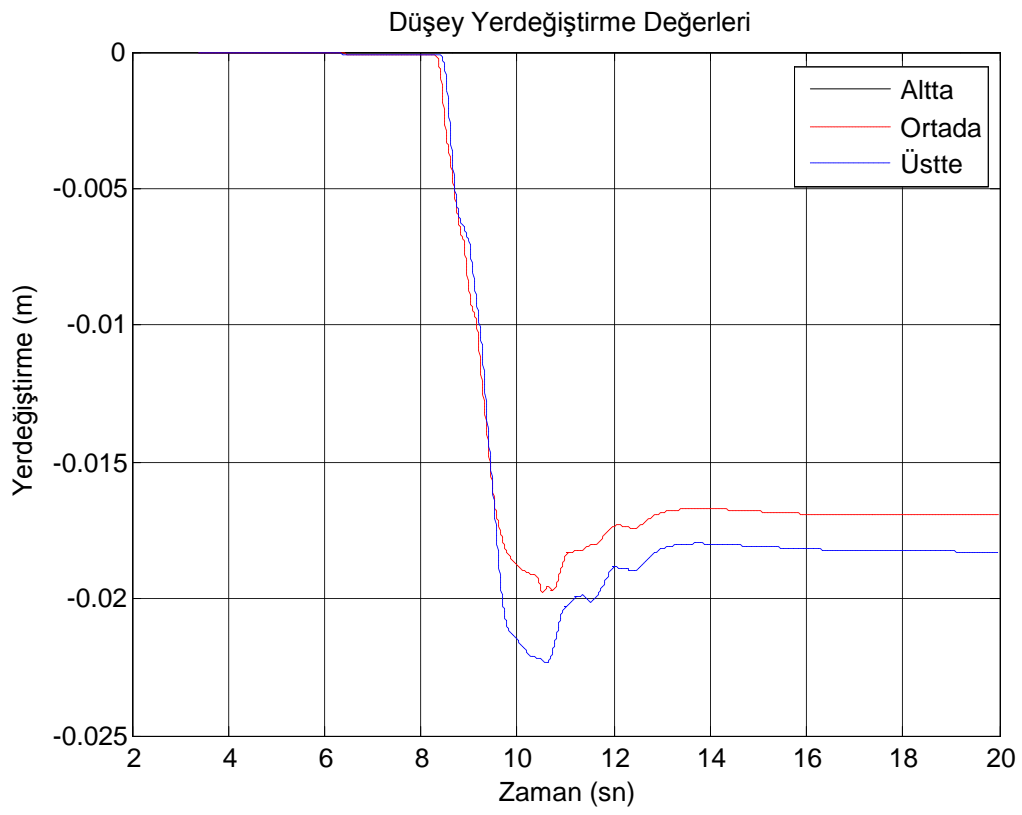
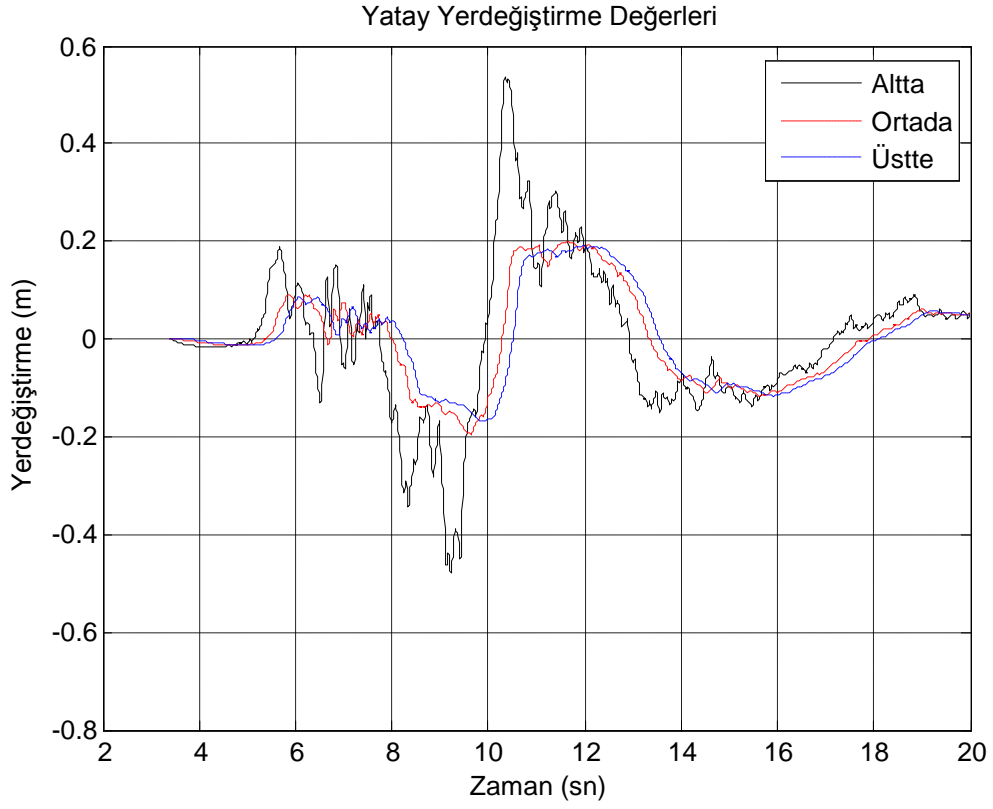


b)

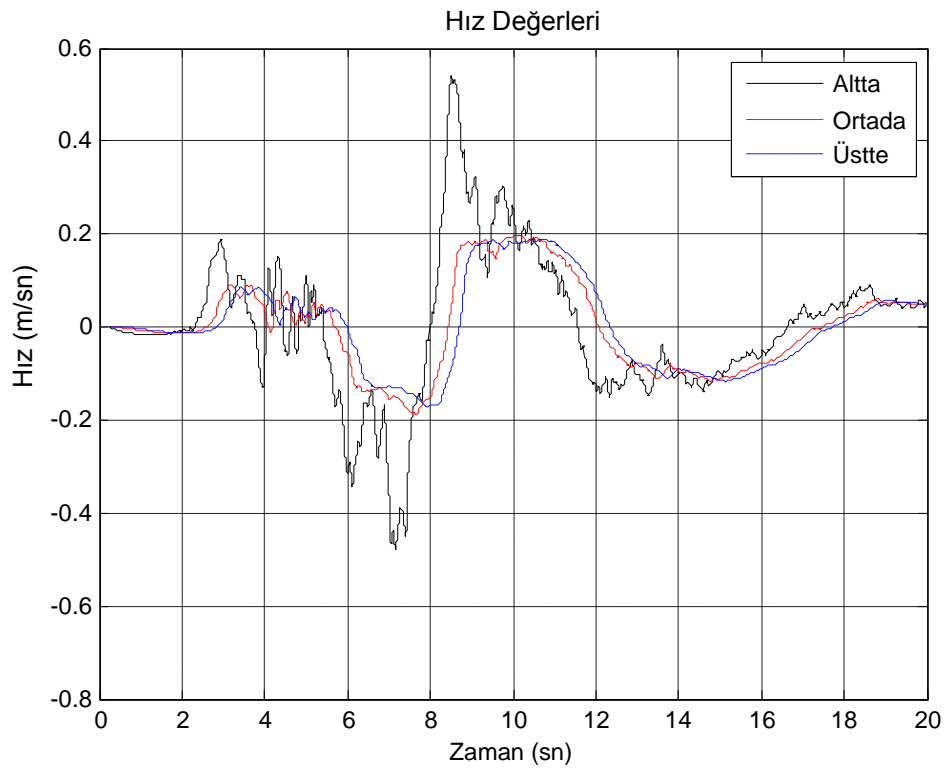
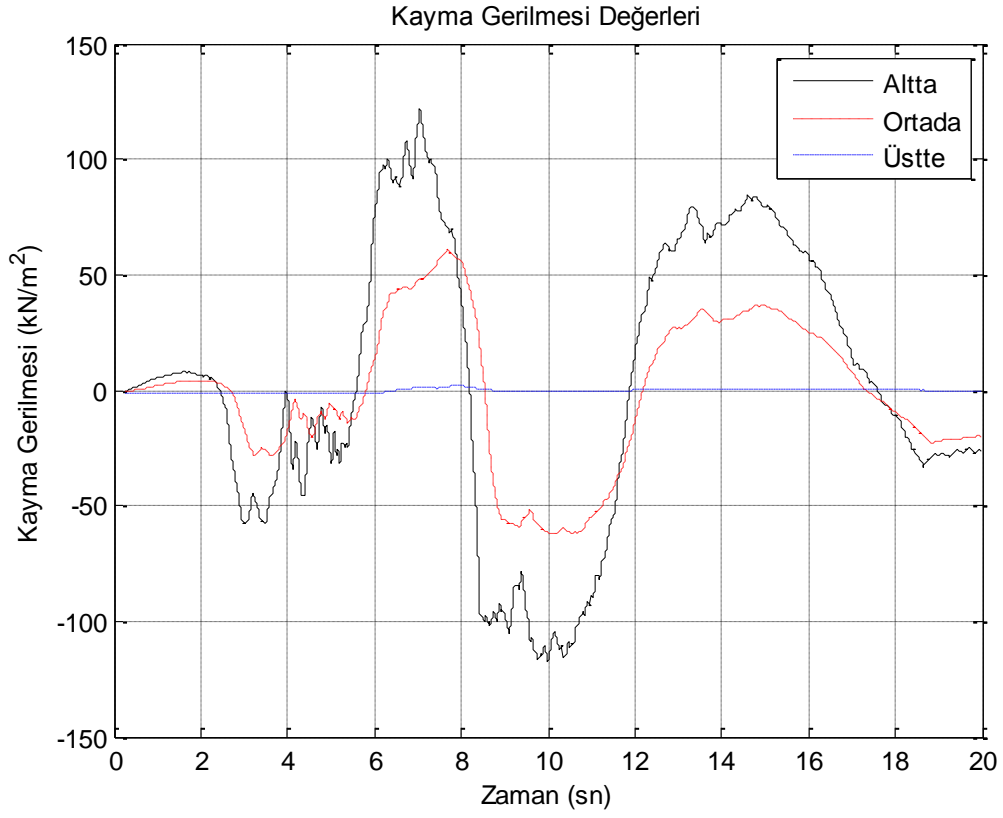
Şekil 7.9. Borusuz dinamik analizde tabandan yüze a) kayma gerilmesinin değişimi b) dalga hızının değişimi

Şekil 7.9’da Mohr-Coulomb model zemin borusuz durum dinamik analizde kayma gerilmesi ve kayma dalga hızı sonuçları gösterilmiştir. Elde edilen sonuçlar incelendiğinde tabandan uygulanan deprem kaydına bağlı olarak gerilme değerlerinin ve dalga hızı değerlerinin azaldığı görülmektedir. Burada kullanılan zemin sınıfının özelliklerine ve sönüm oranına bağlı olarak deprem kaydına bağlı oluşan gerilmelerin yüze doğru azaldığı görülmektedir.

Borusuz Mohr-Coulomb model dinamik analizde yerdeğiştirmelerin durumu incelendiğinde sonuçlar elastik zemin modeline çok yakın ve benzer çıkmıştır. Burada, modelde kullanılan kum zeminin elastik davranış göstermesinin etkisi büyüktür. Deprem anında 45 cm değerlerine kadar ulaşan yatay yerdeğiştirmenin yüzeyde 18 cm’ye kadar düştüğü görülmüş, düşey yer değiştirme ise 2,3 cm olarak ölçülmüştür (Şekil 7.10).



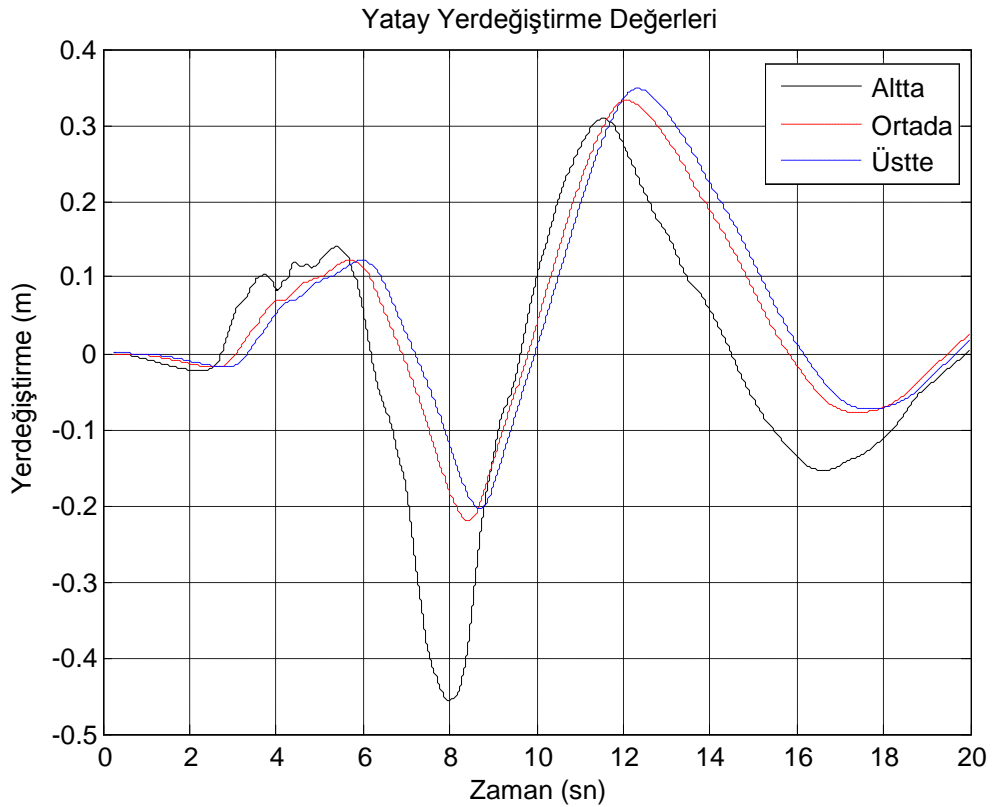
Şekil 7.10. Borusuz dinamik analizde tabandan yüze a) yatay yer değiştirmenin değişimi b) düşey yer değiştirmenin değişimi



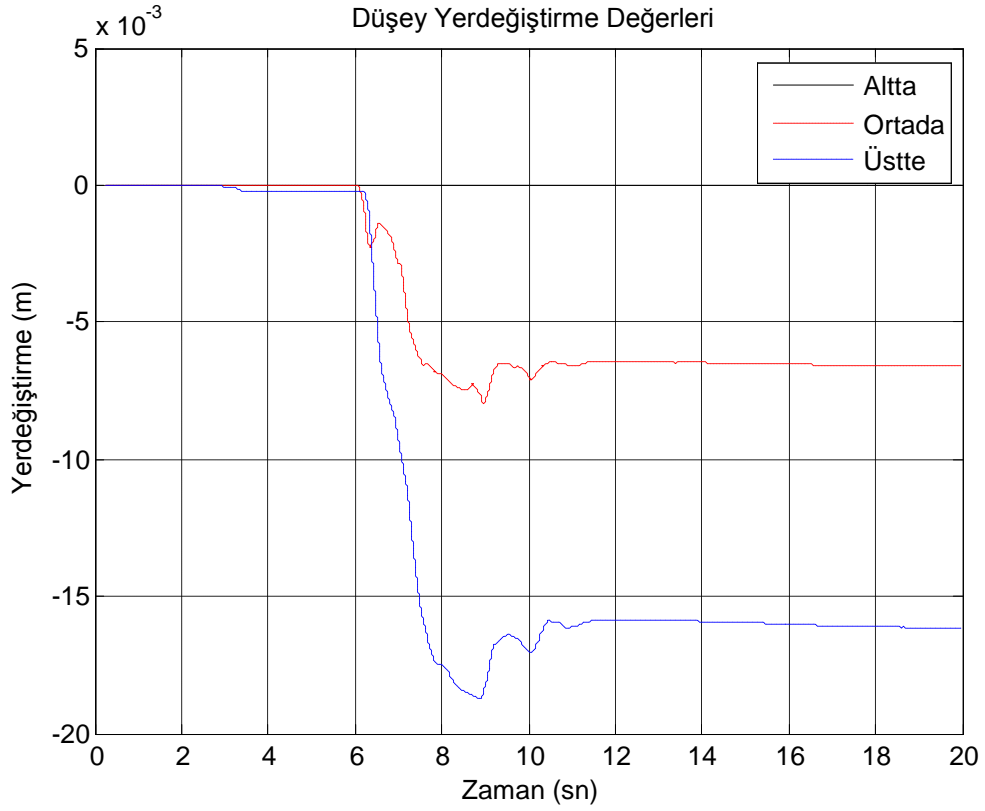
Şekil 7.11. Borulu dinamik analizde tabandan yüzeye a) kayma gerilmesinin değişimi b) dalga hızının değişimi

Şekil 7.11’de Mohr-Coulomb model borulu durum dinamik analizde kayma gerilmesi ve kayma dalga hızı sonuçları gösterilmiştir. Şekillerde incelendiğinde borusuz analizde de olduğu gibi tabandan uygulanan deprem kaydına bağlı olarak elde edilen gerilme değerlerinin ve dalga hızı değerlerinin azaldığı görülmektedir. Burada da önceki analizlerde olduğu gibi zemin sınıfının özelliklerine ve sönüm oranına bağlı olarak deprem kaydına bağlı oluşan gerilmelerin yüzeye doğru azaldığı tespit edilmiştir.

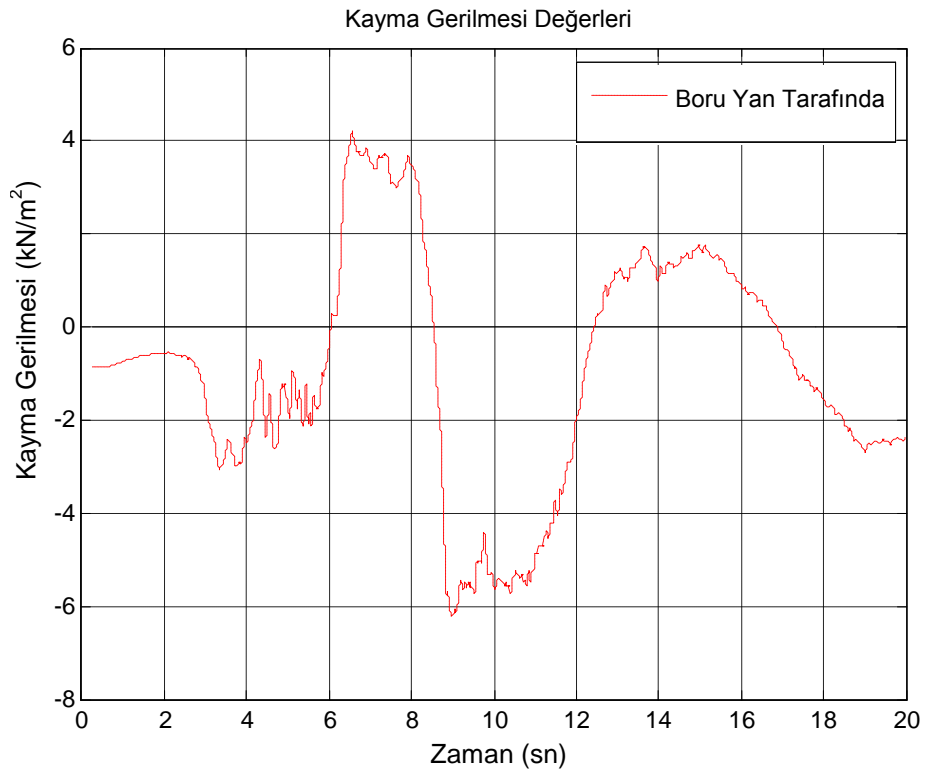
Borulu dinamik analizde yer değiştirmelerin durumu incelendiğinde borusuz analizde ve elastik model analizinde de olduğu gibi depremin etkisi yüzeye doğru gittikçe azalmaktadır (Şekil 7.12). Deprem sırasında 45 cm değerlerine kadar ulaşan yatay yer değiştirmenin yüzeyde 18 cm’ye düştüğü görülmüş, düşey yer değiştirme ise 1,85 cm olarak ölçülmüştür.



a)



Şekil 7.12. Borulu dinamik analizde tabandan yüzeye a) yatay yer değiştiriminin değişimi b) düsey yer değiştiriminin değişimi



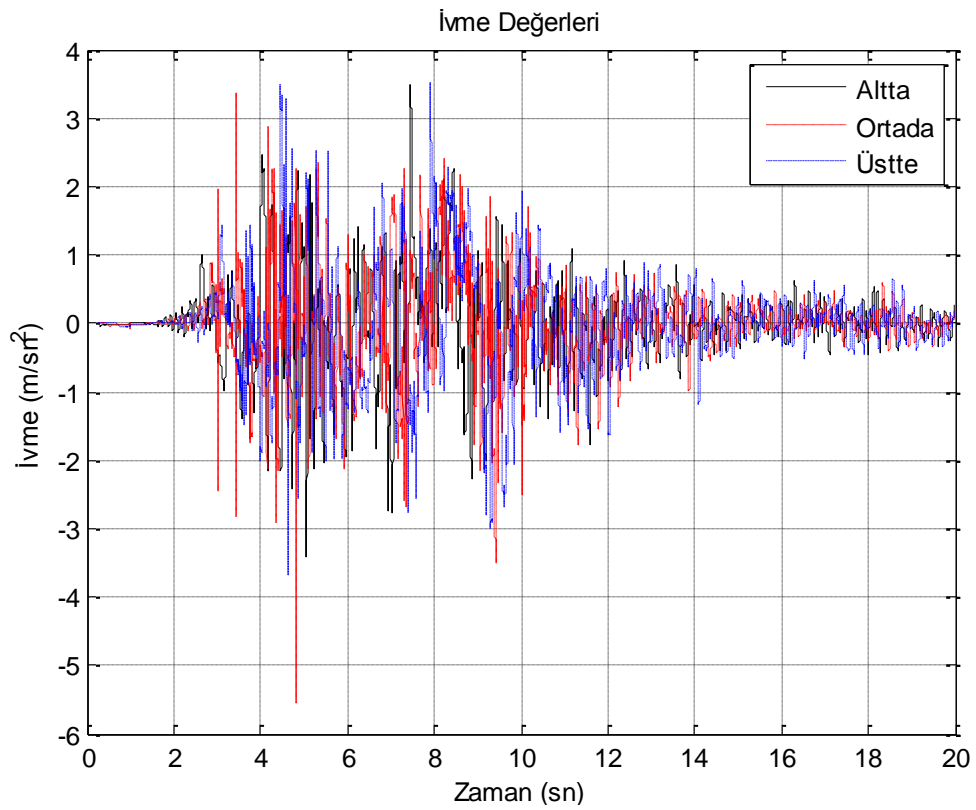
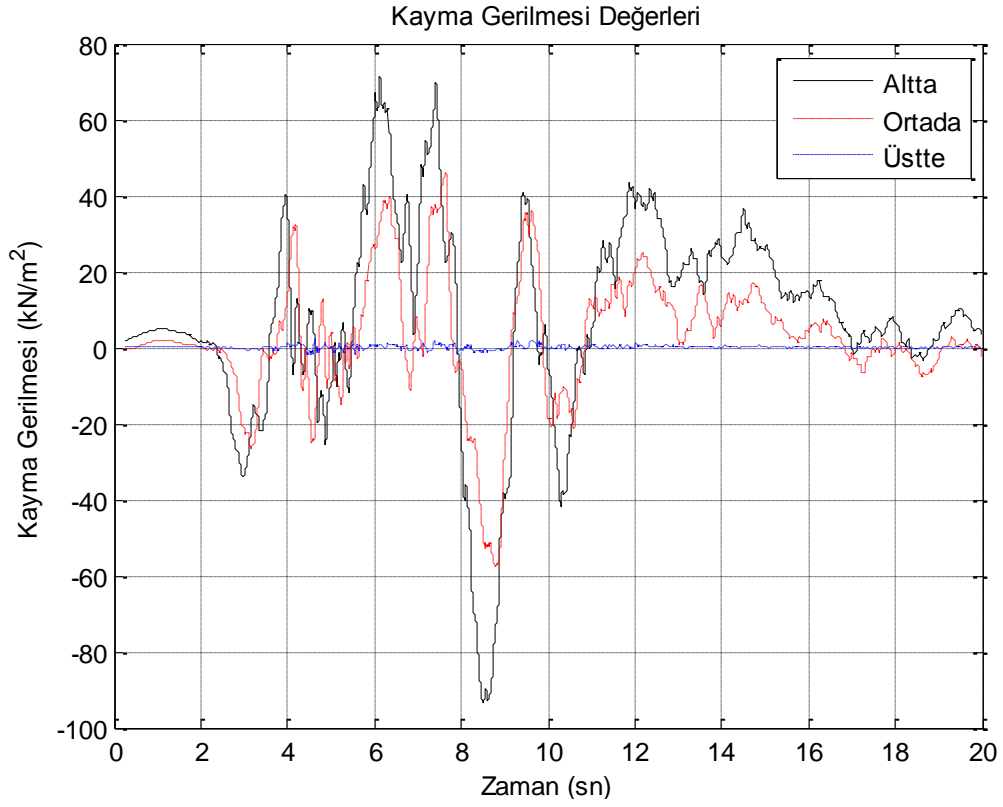
Şekil 7.13. Borulu dinamik analizde boru yüzeyinde kayma gerilmesinin değişimi

Şekil 7.13’de Mohr-Coulomb model dinamik analiz aşamasında deprem anında boru yüzeyinde oluşan gerilme değişimleri görülmektedir. Elastik modeldeki duruma benzer bir davranış oluşmuş, boru yüzeyindeki yaklaşık 1 kPa olan gerilme değerinin deprem sırasında 6 kat artış göstererek yaklaşık 6 kPa değerine ulaştığı ölçülmüştür.

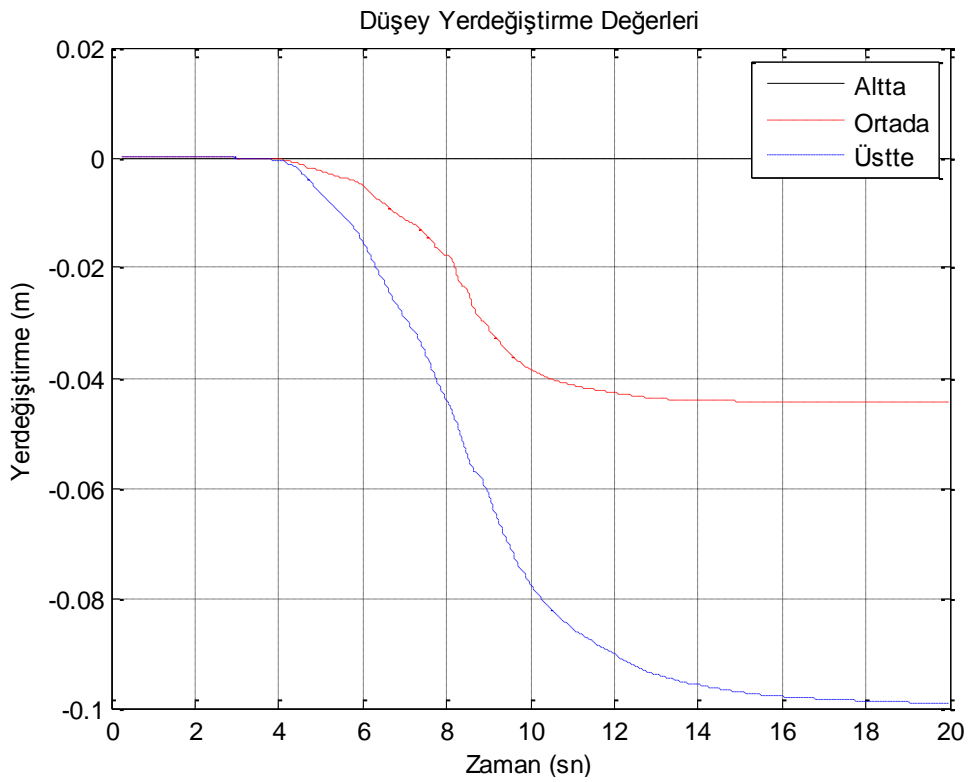
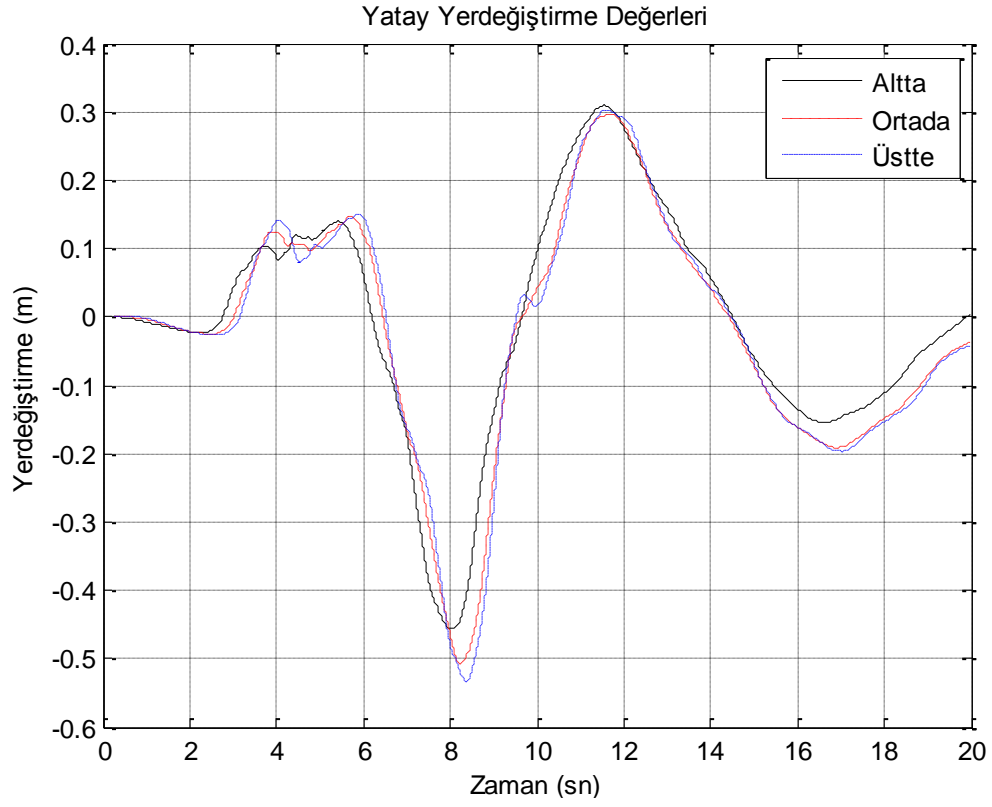
7.1.4. Byrne model tek tabakalı zemin sıvılaşma analizi

Çalışmanın temel aşamalarından biri de sıvılaşma modelinin kurulması ve Sakarya gibi alüvyon zeminlerde sıvılaşma-taşıma gücü kaybına bağlı deformasyonların incelenmesidir. Bu safha çalışmanın en önemli aşamasını oluşturmaktadır. Bu aşamada ilk olarak tek tabakalı zeminde Byrne model sıvılaşma analizi yapılarak kumlu zeminlerde deprem etkisi altında zemin davranışına bağlı olarak gömülü boru hattının durumu incelenmiştir.

Şekil 7.14’te Byrne model sıvılaşma analizinde zeminde ki gerilme değişimleri ve ivme değişimi gösterilmiştir. Yapılan araştırmada kayma gerilmesi değerlerinin yüzeye doğru çıktıkça zeminin sönüm etkisi ve toplam gerilmenin azalmasına bağlı olarak düştüğü görülmüştür. İvme değerlerinin ise deprem anında değişik oranlarda arttığı görülmüştür. Bu sonuçlar daha önceki yapılan araştırma çalışmalarında Adapazarı zeminlerinin büyütme etkisinin olduğu yönünde elde edilen sonuçlara paralellik göstermektedir [146].



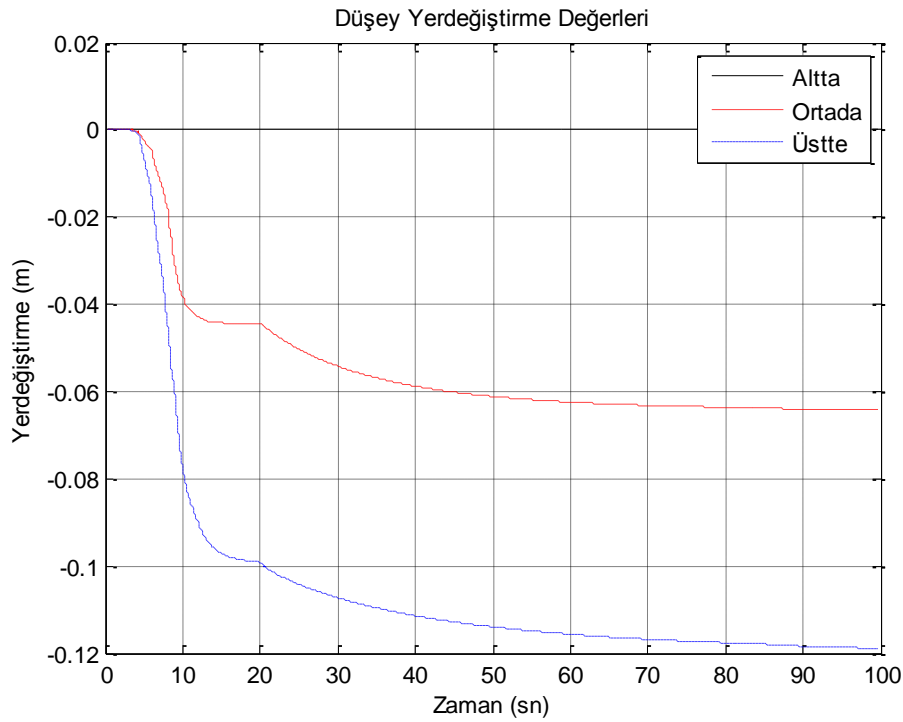
Şekil 7.14. Borusuz sıvılaşma analizde tabandan yüzeye a) kayma gerilmesinin değişimi b) ivmenin değişimi



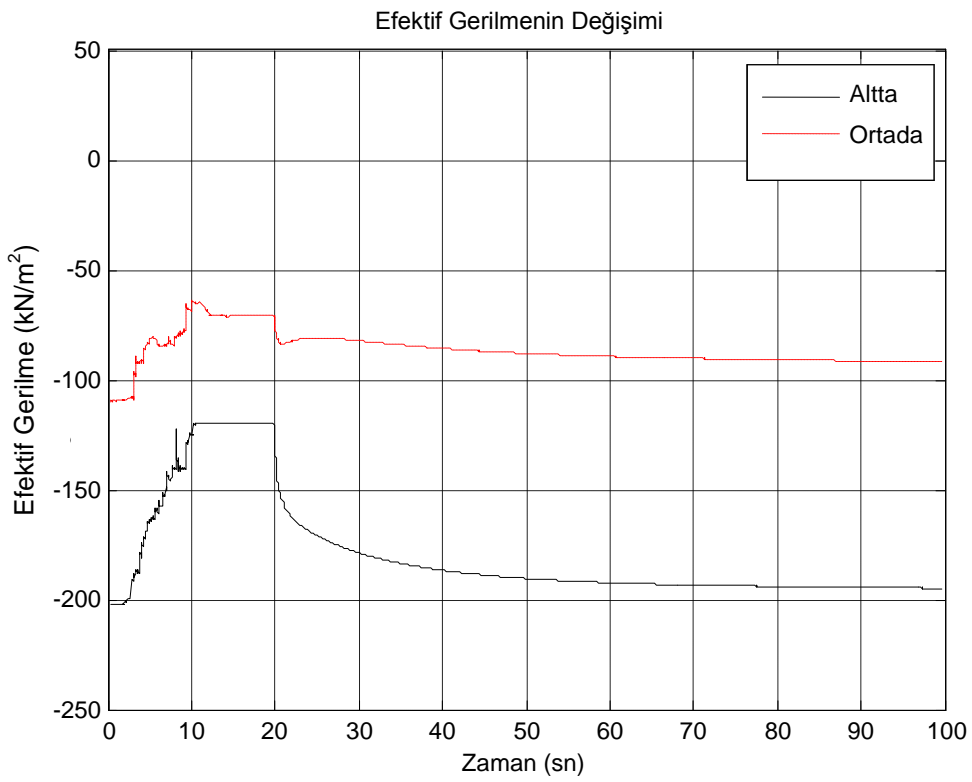
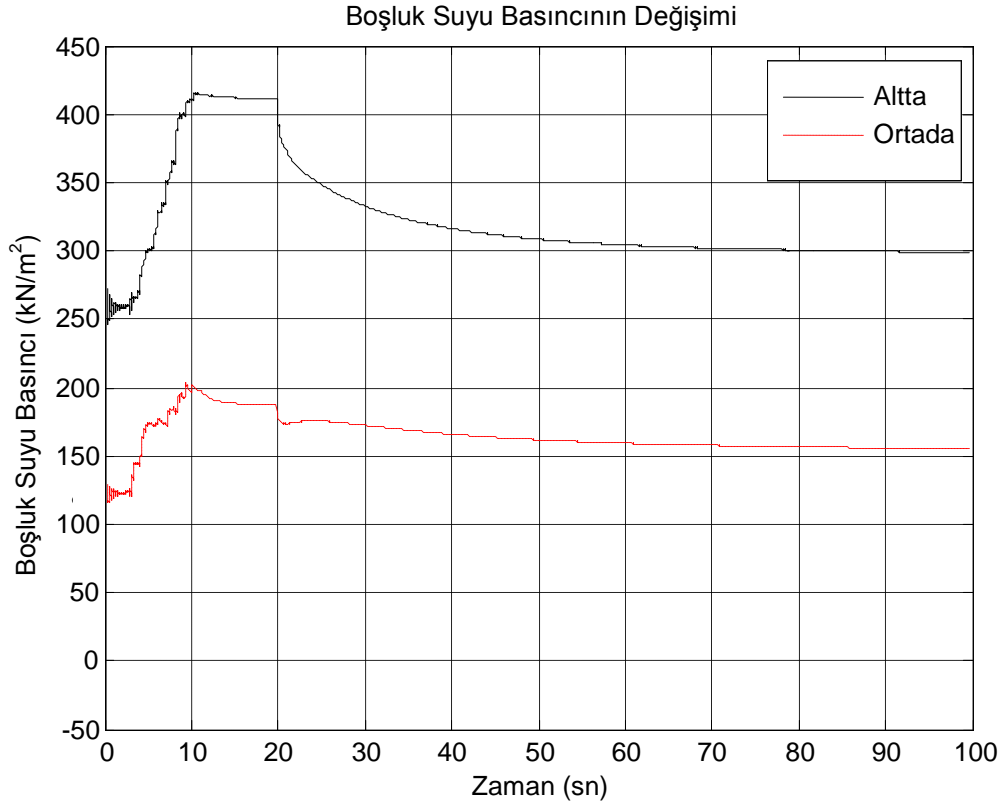
Şekil 7.15. Borusuz sıvılaşma analizinde tabandan yüzeye a) yatay yer değiştirmenin değişimi b) düşey yer değiştirmenin değişimi

Byrne model sıvılaşma analizinde yerdeğıştirmeler incelendiğinde düşey ve yatay yerdeğıştirmelerin her ikisinde de artış olduğu hesaplanmıştır (Şekil 7.15). Yatay yer değıştirme değerlerinin zeminin büyütme etkisi ile yüzeyde yaklaşık % 18'lik bir artış ile 45 cm den 53'cm ye kadar çıktığı ölçülmüştür. Düşey yerdeğıştirme değerlerinin ise yüzeyde deprem süresince 10 cm'ye kadar çıktığı hesaplanmıştır. Hiçbir yapı yükü etkisi olmadığı düşünöldüğünde bu yer değıştirme değeri oldukça yüksektir.

Sıvılaşma analizlerinde deprem etkisinin yanı sıra, deprem anında artan boşluk suyu basıncının deprem bittikten sonra sönümlenmesi sırasında oluşan yerdeğıştirmeleri de incelemek gerekmektedir. Şekil 7.16'da deprem sonrası statik drenaj durumundaki (boşluk suyu basıncının sönümlenmesi) sonuçlar görölmektedir. Boşluk suyu basıncının sönümlenmesi ile beraber düşey yerdeğıştirmelerin arttığı hesaplanmış, deprem anında 10 cm ye kadar çıkan düşey yer değıştirme değerinin deprem sonrası statik durumda boşluk suyu basıncının sönümlenmesi ile beraber yaklaşık % 20 artış göstererek 12 cm'ye kadar çıktığı ölçülmüştür.

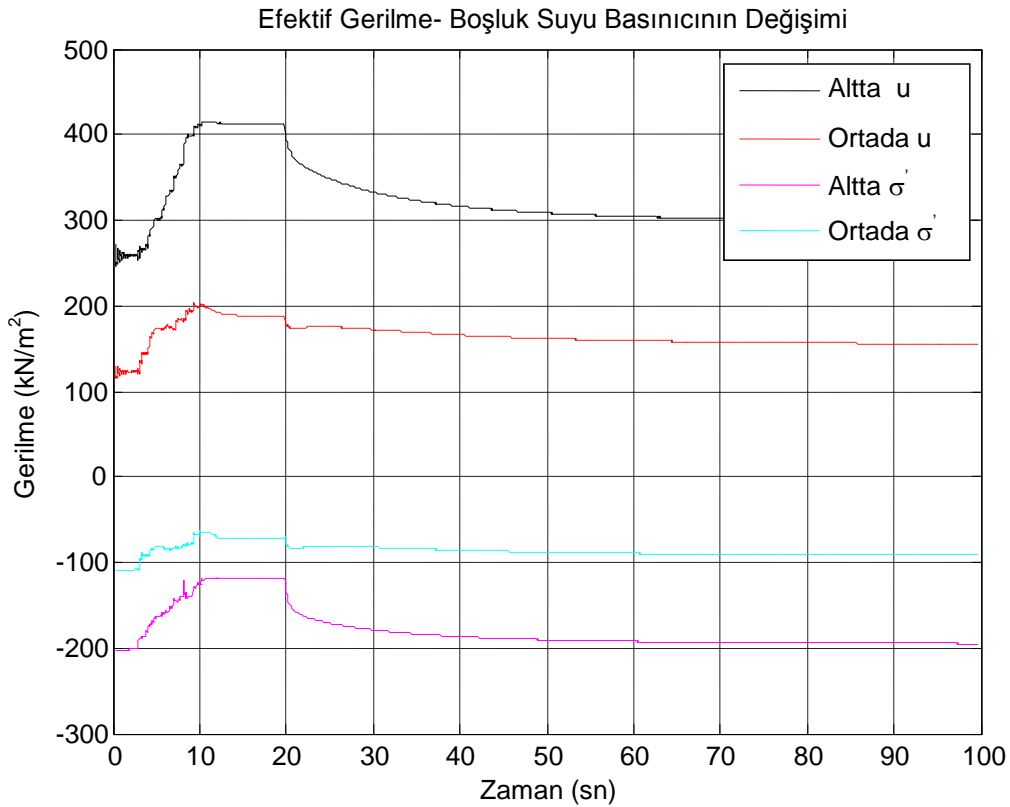


Şekil 7.16. Borusuz sıvılaşma analizinde statik drenaj durumunda tabandan yüzeye düşey yer değıştiriminin değışimi

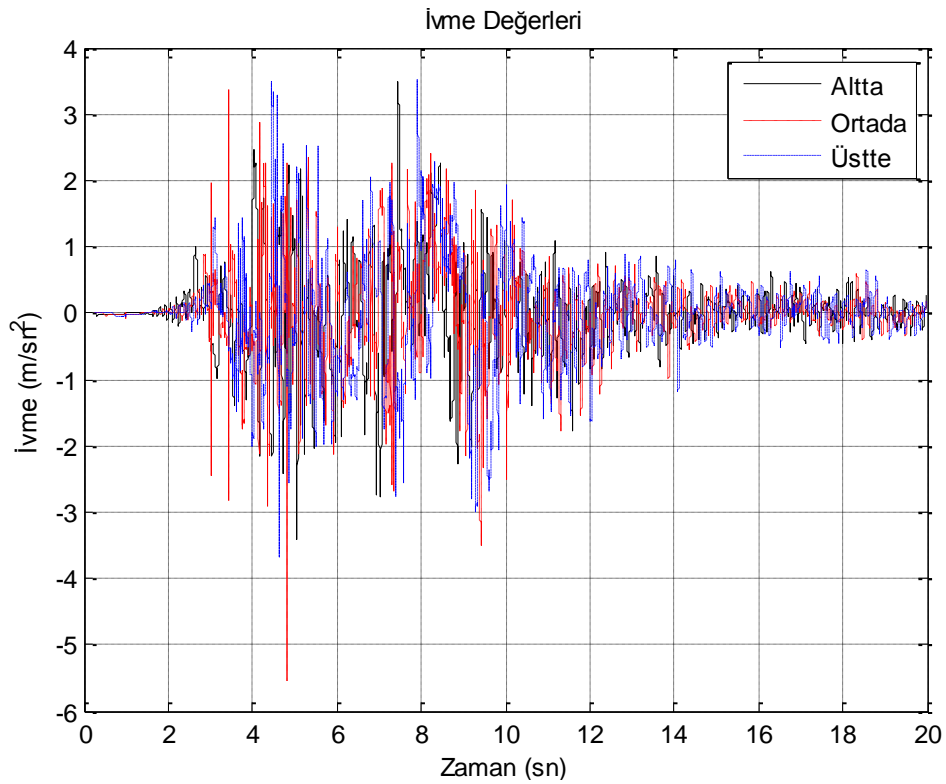
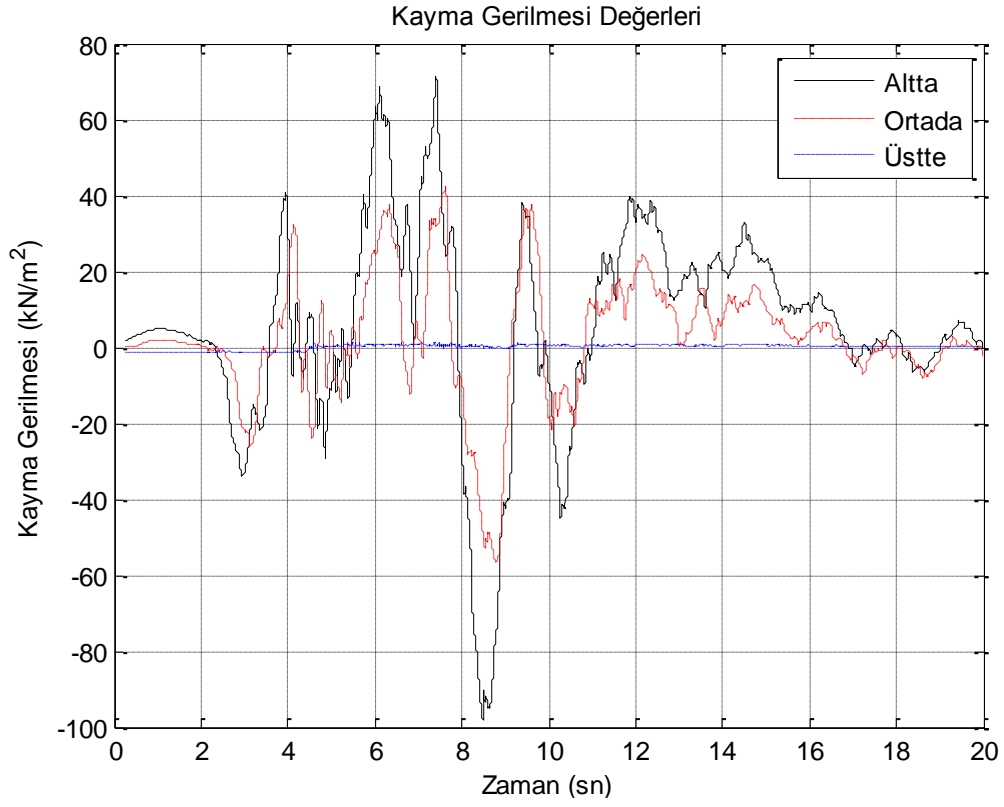


Şekil 7.17. Borusuz sıvılaşıma analizde a) boşluk suyu basıncının değişimi b) efektif gerilmenin değişimi

Şekil 7.17’de deprem anında ve deprem sonrasında ki aşamada boşluk suyu basıncı ile efektif gerilme değerlerinin değişimi gösterilmektedir. Şekiller incelendiğinde deprem süresi boyunca boşluk suyu basıncının tekrarlı deprem yükü etkisi ile beraber arttığı ve depremin bitmesi ile beraber sönümlendiğini görülmektedir (Şekil 7.17 a). Efektif gerilme değerlerinin ise boşluk suyu basıncının artması ile beraber azaldığı tespit edilmiştir (Şekil 7.17 b). Bu durum zeminin toplam taşıma gücü değerlerinin azalmasına, dolayısı ile zeminde daha kolay yenilmelere neden olmaktadır. Şekil 7.18 incelendiğinde boşluk suyu basıncı etkisi ile efektif gerilmenin değişimine olan etkisi daha açık bir şekilde görülmektedir. Deprem süresince artan boşluk suyu basıncı efektif gerilme değerlerinin düşmesine dolayısı ile zeminin taşıma gücünde azalmaya neden olmaktadır. Bu aşamada efektif gerilme değerlerinin sıfıra (0) yaklaşması zeminin sıvı gibi davranmasına yol açmakta yani sıvılaşma olayına neden olmaktadır.



Şekil 7.18. Borusuz sıvılaşma analizinde boşluk suyu basıncı ve değişimi-efektif gerilmenin değişimi

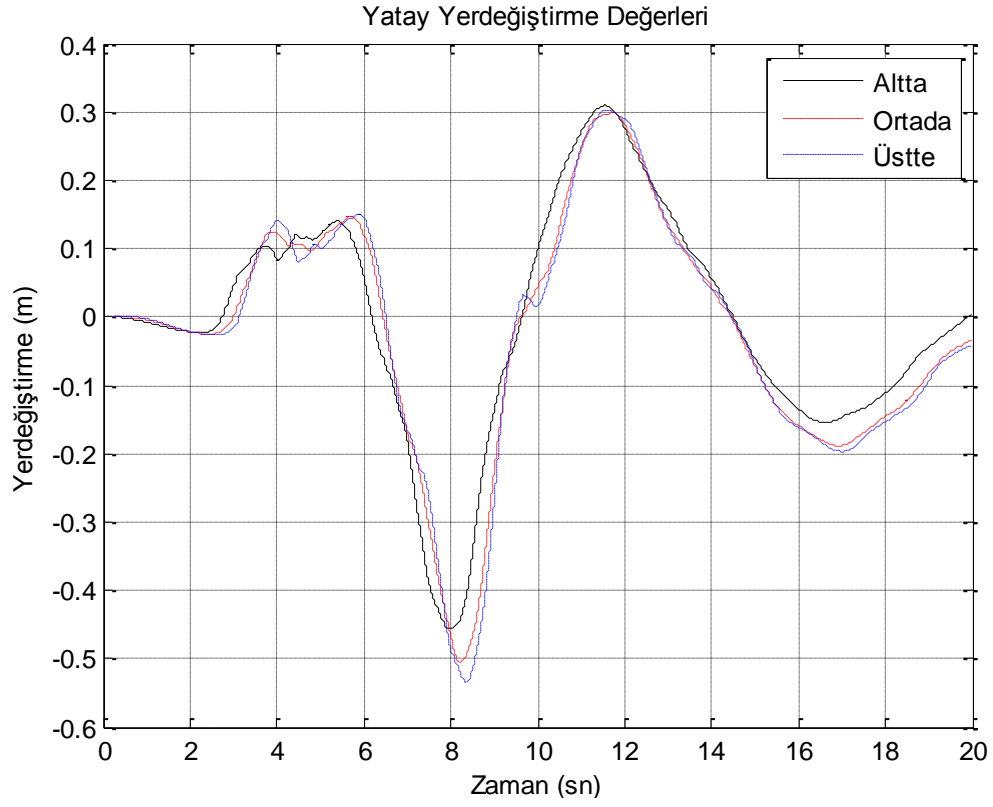


Şekil 7.19. Borulu sıvılaştırma analizinde tabandan yüzeye a) kayma gerilmesinin değişimi b) ivmenin değişimi

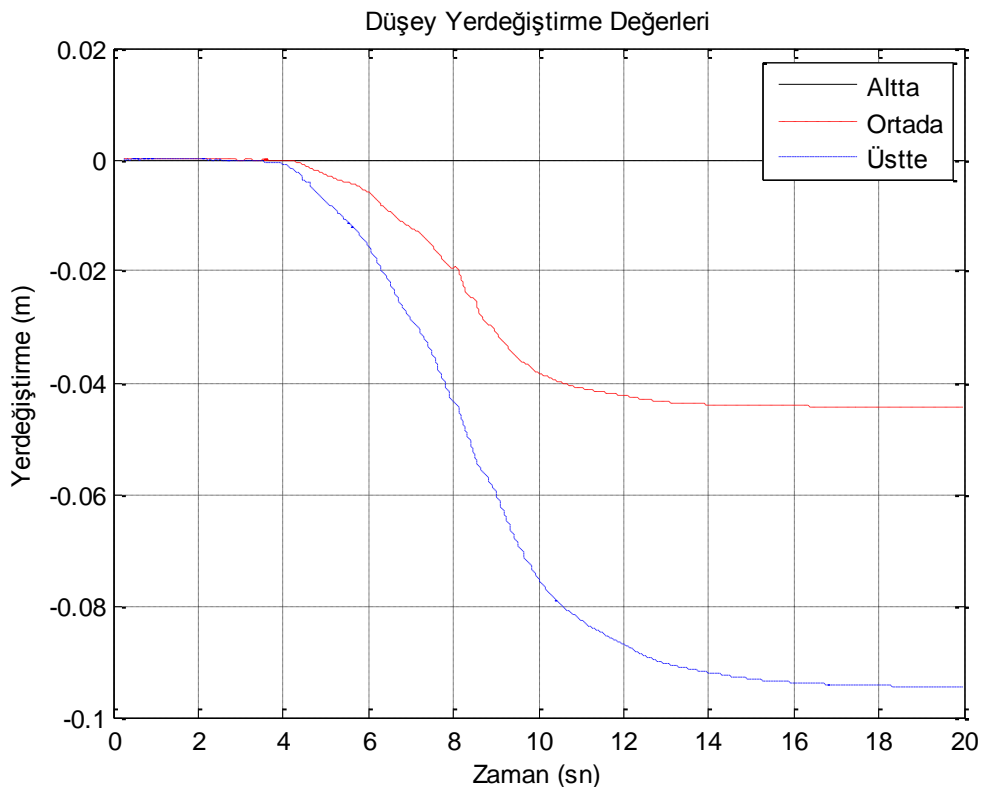
Şekil 7.19’da Byrne model sıvılaşma analizinde gömülü boru ile beraber zeminde ki gerilme ve ivme değişimleri gösterilmiştir. Yapılan araştırmada kayma gerilmesi değerlerinin yüzeye doğru çıktıkça zeminin sönüm etkisi ve toplam gerilmenin azalmasına bağlı olarak düştüğü, ivme değerlerinin ise deprem süresince değişik oranlarda arttığı görülmüştür. Bu sonuçlar daha önceki yapılan araştırma çalışmalarında Adapazarı zeminlerinin büyütme etkisinin olduğu yönünde yapılan çalışmalara paralellik göstermektedir [146].

Byrne model sıvılaşma analizinde gömülü boru ile beraber deprem süresince yerdeğiştirmeler incelendiğinde her iki değerde artış olduğu hesaplanmıştır (Şekil 7.20). Yatay yer değiştirme değerlerinin zeminin büyütme etkisi ile yüzeyde yaklaşık % 16’lık bir artış ile 45 cm’den 52 cm’ye kadar çıktığı ölçülmüştür. Düşey yerdeğiştirme değerlerinin ise yüzeyde deprem süresince 9,5 cm’ye kadar çıktığı hesaplanmıştır.

Borulu durum ile borusuz durum arasında sıvılaşma modelinde ciddi yerdeğiştirme farkları gözlemlenmemiştir. Bunun nedeni olarak büyük zemin kesiti içinde boru boyutlarının ve ağırlığının çok küçük kalmasıdır. Dolayısı ile büyük zemin kesiti içinde etkisi olmayan gömülü borunun, deprem etkisinde zemin davranışına uyum sağlayamaması o boruda deformasyona neden olabilir. Özellikle yanal deformasyonların deprem süresince ileri yönde yaklaşık 30 cm, geri yönde yaklaşık 52 cm’ye ulaştığı düşünülürse (Şekil 7.20 a) bu noktada borunun 82 cm’lik bir düzlemde yanal hareketi söz konusudur. Bu boyuttaki bir hareketin düzlemi, boruya dik olması durumunda boru üzerinde burulmalar, yanal olarak tesir etmesi durumunda ise kesme kuvvetlerine bağlı deformasyonlara yol açacaktır.

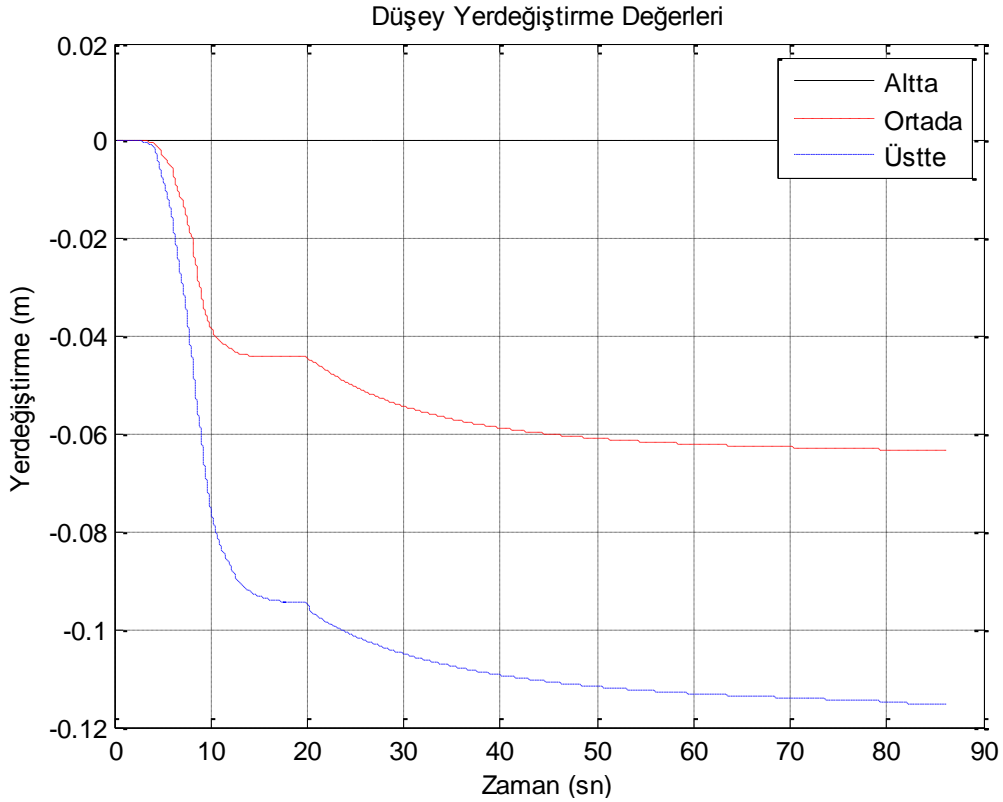


a)



b)

Şekil 7.20. Borulu sıvılaşma analizde tabandan yüzeye a) yatay yer değiştirmenin değişimi b) düşey yer değiştirmenin değişimi

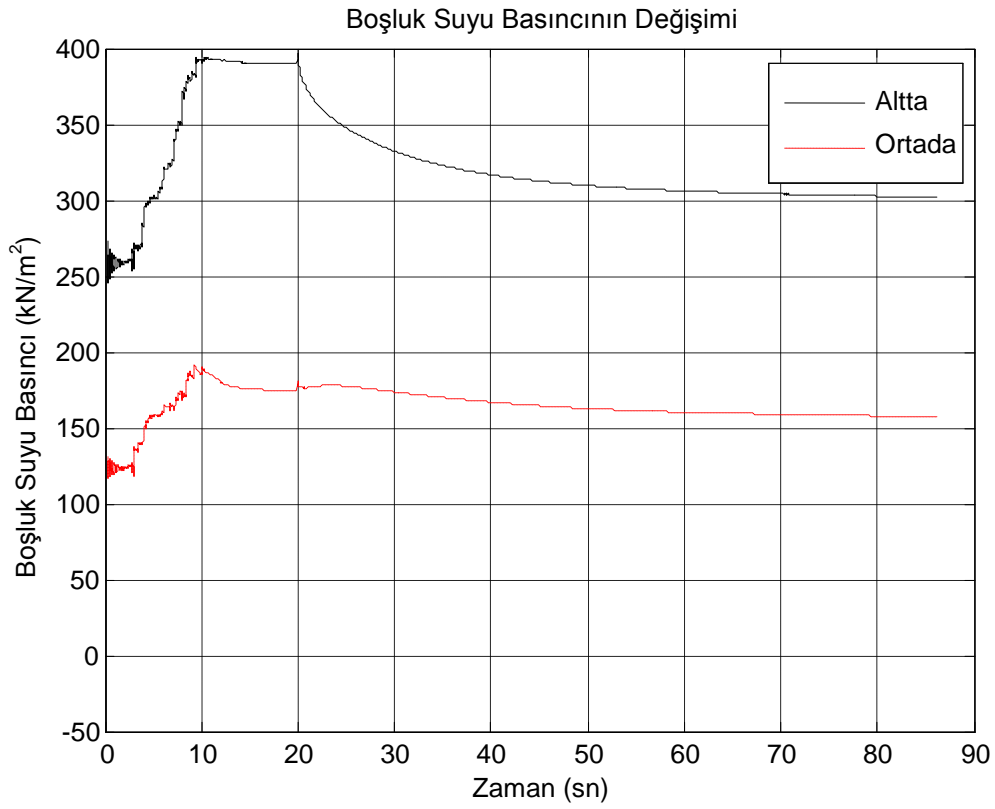


Şekil 7.21. Borulu sıvılaşma analizinde statik drenaj durumunda tabandan yüzeye düşey yer değiştirme değeri

Şekil 7.21’de borulu sıvılaşma analizinde deprem sonrası statik drenaj durumundaki (boşluk suyu basıncının sönümlenmesi) sonuçlar görülmektedir. Borulu durumda sıvılaşma analizinde de boşluk suyu basıncının sönümlenmesi ile beraber düşey yer değiştirmelerin arttığı ölçülmüştür. Deprem anında 9,5 cm ye kadar çıkan düşey yer değiştirme değerinin deprem sonrası statik durumda boşluk suyu basıncını sönümlenmesi ile beraber yaklaşık % 24 artış göstererek 11,8 cm’ye kadar çıktığı hesaplanmıştır.

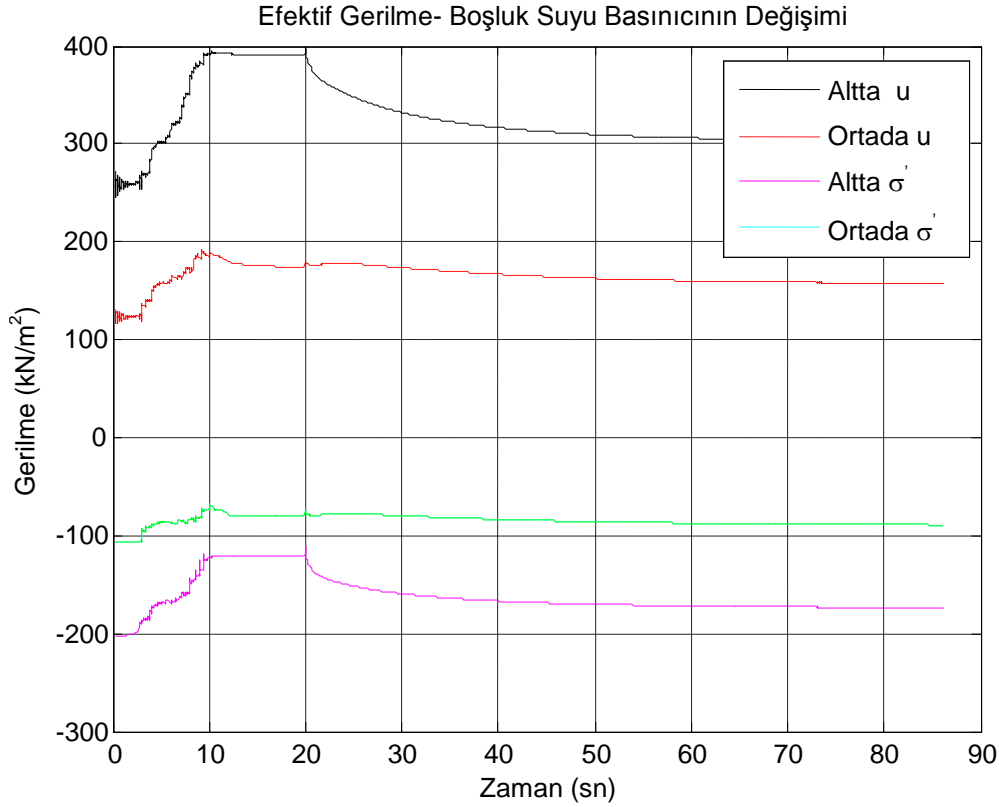
Şekil 7.22, borulu sıvılaşma analizinde deprem anında ve deprem sonrasında ki süreçte boşluk suyu basıncı ile efektif gerilme değerlerinin değişimini göstermektedir. Şekiller incelendiğinde borusuz durumda da olduğu gibi, deprem süresi boyunca boşluk suyu basıncının tekrarlı deprem yükü etkisi ile beraber arttığı ve depremin bitmesi ile beraber sönümlendiği görülmektedir (Şekil 7.22 a). Efektif gerilme değerlerinin ise boşluk suyu basıncının artması ile beraber azaldığı görülmüştür (Şekil 7.22 b). Bu durum zeminin toplam taşıma gücü değerlerinin azalmasına dolayısı ile zeminde daha kolay yenilmelere neden olmaktadır. Şekil 7.23

incelendiğinde borulu sıvılaştırma analizinde boşluk suyu basıncının efektif gerilmenin değişimine olan etkisi açıkça görülmektedir. Deprem süresince artan boşluk suyu basıncı efektif gerilme değerlerinin düşmesine dolayısı ile zeminin taşıma gücünde azalmaya neden olmaktadır. Bu aşamada efektif gerilme değerlerinin sıfıra yaklaşması zeminin sıvı gibi davranmasına yol açmakta yani sıvılaştırma olayına neden olmaktadır.



a)

Şekil 7.22. Borulu sıvılaştırma analizinde a) boşluk suyu basıncının değişimi b) efektif gerilmenin değişimi



Şekil 7.23. Borulu sıvılaştırma analizinde boşluk suyu basıncı-efektif gerilmenin değişimi

7.2. Tabakalı Zemin Analizi

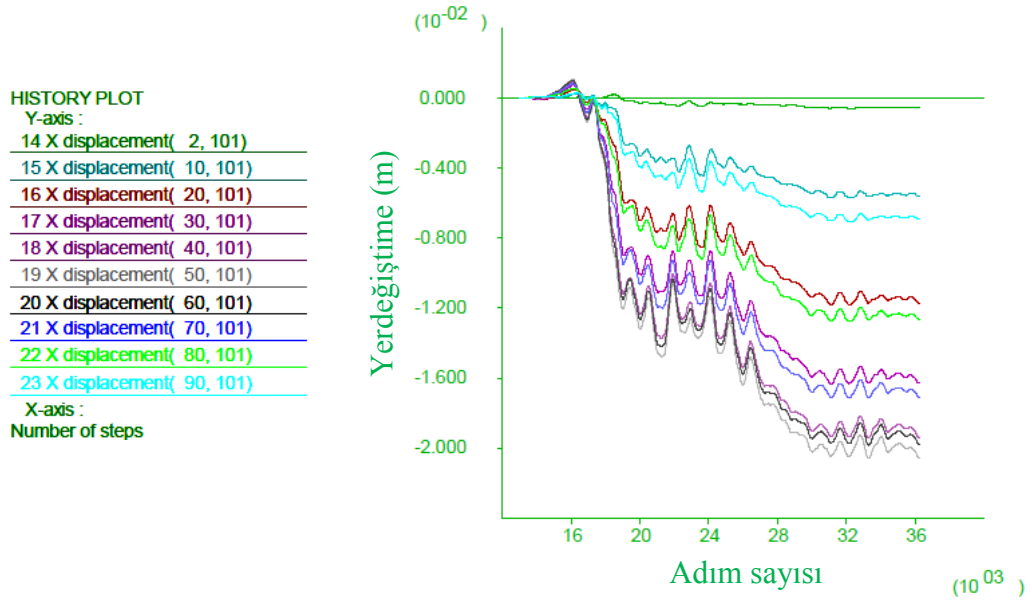
Zeminler doğal ortamlarda çok farklı katmanlardan ve formasyonlardan oluşur. Gerçek arazi koşullarını idealleştirmek ve saha karakteristiklerinin yansıtmak amaç ile tabakalı zemin analizlerinin yapılması gerekmektedir. Bu nedenle çalışmada elastik, Mohr-Coulomb ve Byrne sıvılaştırma modelleri ile tabakalı zemin davranış analizleri yapılmıştır.

7.2.1. Elastik model tabakalı zemin analizi

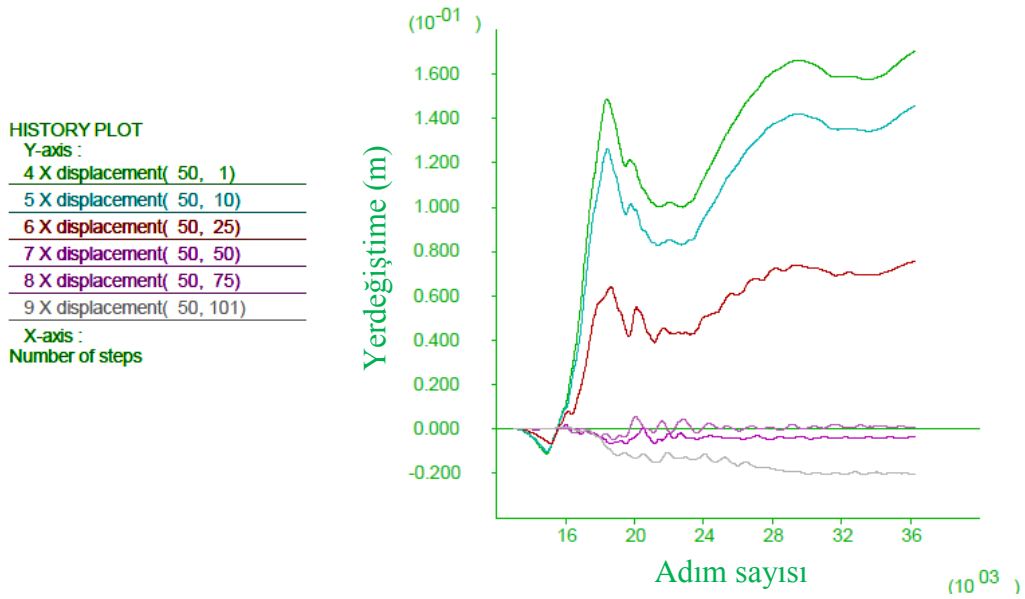
Tek tabakalı zemin analizinde olduğu gibi, borusuz ve borulu olmak üzere iki ayrı set oluşturularak zemin özellikleri girildikten sonra modelin statik ve dinamik analizleri yapılmış ve elde edilen tabakalı zemin analizine ait sonuçlar aşağıda verilmiştir.

Şekil 7.24.a'da görüldüğü gibi dinamik analizde zemin yüzeyinde yatay yerdeğiştirmenin değişimi incelenmiş olup en fazla yer değiştirmenin modelin orta noktasında ve yaklaşık olarak 2 cm olduğu belirlenmiştir. Borusuz dinamik analizde

tabandan yüzeye yatay yer değiştirmenin değişimi incelenmiş olup ivme kaydının verildiği kabul edilen ana kayadan yüzeye doğru yatay yer değiştirmenin azaldığı, zeminin en alt noktasında yaklaşık 17 cm olan yatay yerdeğiştirmenin yüzeyde yaklaşık 2 cm civarında olduğu belirlenmiştir (Şekil 7.24 b).



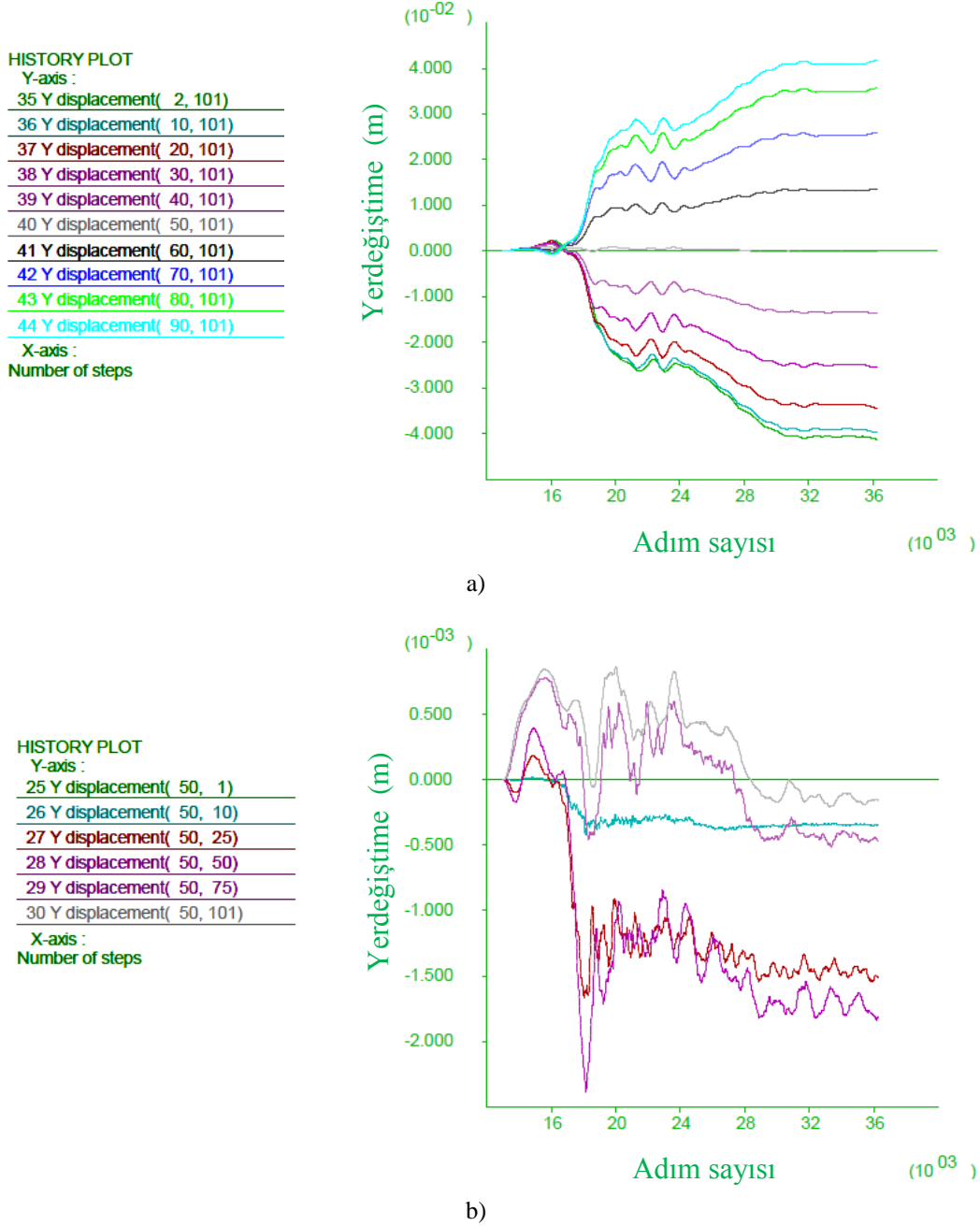
a)



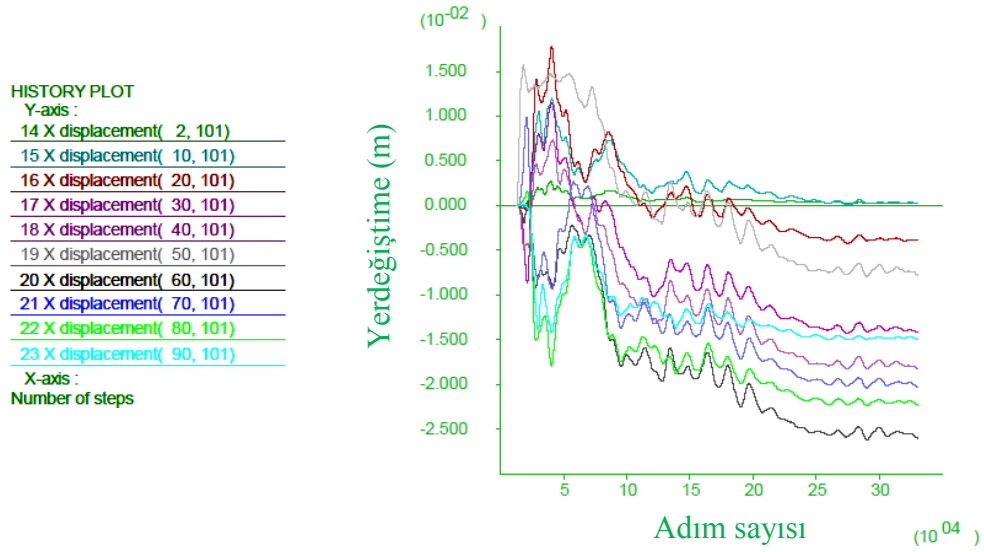
b)

Şekil 7.24. Borusuz dinamik analizde a) yüzeyde yatay yer değiştirmenin değişimi b) tabandan yüzeye yatay yer değiştirmenin değişimi

Borusuz dinamik analizde yüzeyde düşey yer değiştirmenin değişimi incelendiğinde maksimum düşey yer değiştirmenin ± 4 cm civarında olduğu görülmektedir. Ancak bu değere modelin kenar noktalarında ulaşılmakta olup, merkeze doğru sifıra yaklaştığı görülmektedir. Dolayısıyla burada zemin yüzeyinde sinüzoidal bir şekil değişimi olduğu söylenebilir (Şekil 7.25). Şekil 7.25 b incelendiğinde modelin orta noktasındaki düşey yer değiştirmelerin çok küçük değerlerde kaldığı görülmüştür.



Şekil 7.25. Borusuz dinamik analizde a) yüzeyde düşey yer değiştirmenin değişimi b) tabandan yüzeye düşey yer değiştirmenin değişimi



Şekil 7.26. Borulu dinamik analizde yüzeyde yatay yer değiştirmenin değişimi

Borulu dinamik analizde ve yüzeyde yatay yer değiştirmenin değişimi incelendiğinde yatay yer değiştirme değerlerinin düşey yerdeğiştirme değerlerine göre daha düşük olduğu belirgin olarak görölmektedir. Zemin yüzeyindeki en yüksek yatay yerdeğiştirme değerinin yaklaşık 2,5 cm olduğu ve tüm zemin yüzeyinde ortalama olarak 1,5 cm civarında değiştiği hesaplanmıştır (Şekil 7.26).

Şekil 7.27 incelendiğinde borusuz durumdaki dinamik analiz sonuçlarına göre düşey yer değiştirmelerde belirgin bir artış olduğu görölmektedir. Tabandan yüzeye doğru artan düşey yer değiştirmelerin zemin yüzeyinde en üst değere ulaştığı ölçölmüştür. Borunun bulunduğu bölgede yüzeyde yaklaşık olarak 18 cm olan düşey yerdeğiştirme değeri zemin yüzeyindeki diğer noktalarda da 4-8 cm aralığında değişmektedir.

HISTORY PLOT

Y-axis :

25 Y displacement(50, 1)

26 Y displacement(50, 10)

27 Y displacement(50, 25)

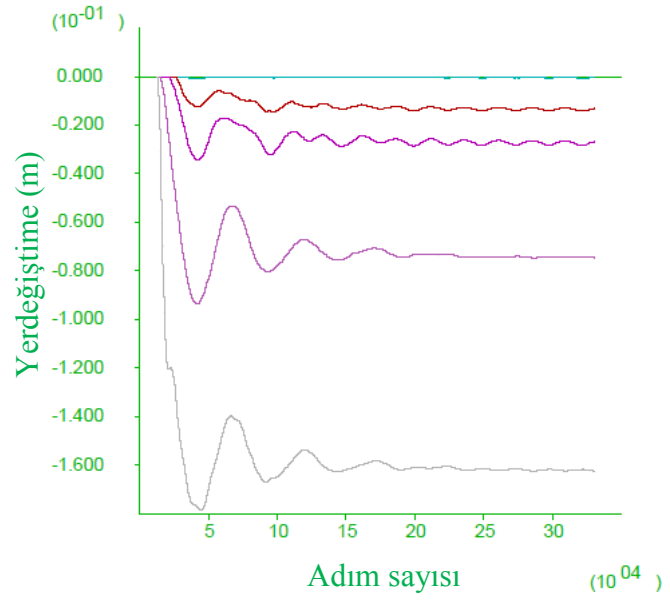
28 Y displacement(50, 50)

29 Y displacement(50, 75)

30 Y displacement(50, 101)

X-axis :

Number of steps



a)

HISTORY PLOT

Y-axis :

35 Y displacement(2, 101)

36 Y displacement(10, 101)

37 Y displacement(20, 101)

38 Y displacement(30, 101)

39 Y displacement(40, 101)

40 Y displacement(50, 101)

41 Y displacement(60, 101)

42 Y displacement(70, 101)

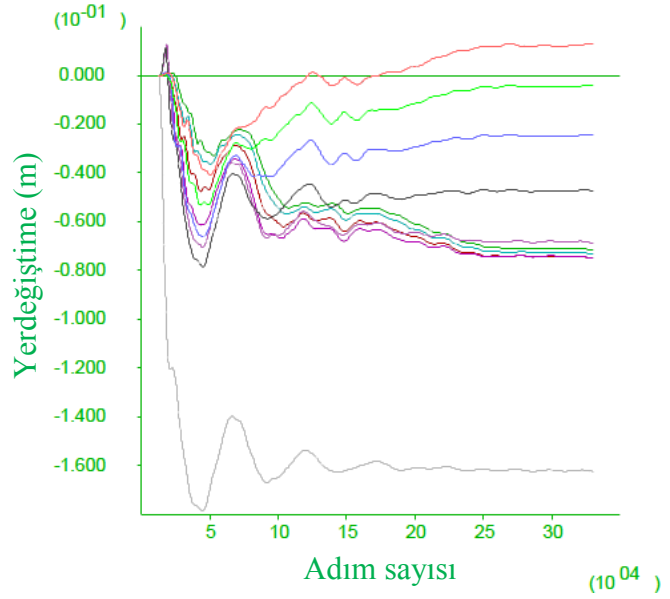
43 Y displacement(80, 101)

44 Y displacement(90, 101)

45 Y displacement(90, 101)

X-axis :

Number of steps



b)

Şekil 7.27. Borulu dinamik analizde a) tabandan yüzeye düşey yer değiştirmenin değişimi b) yüzeyde düşey yer değiştirmenin değişimi

HISTORY PLOT

Y-axis :

31 Y displacement(50, 94)

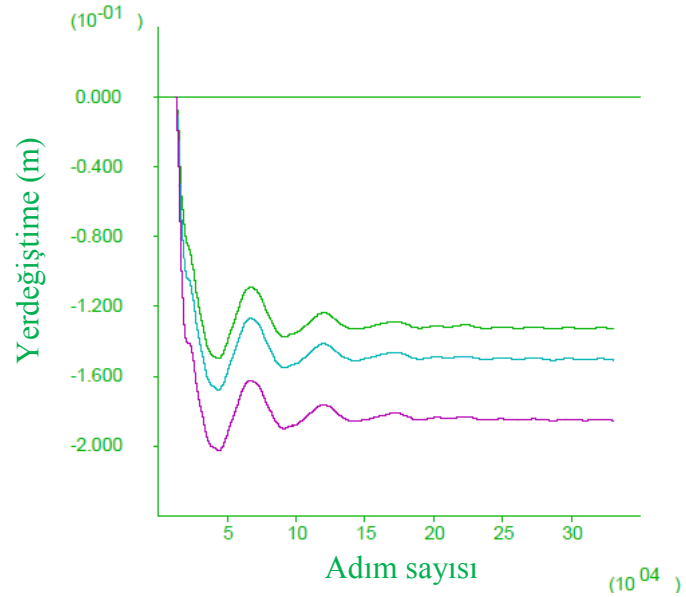
32 Y displacement(50, 95)

33 Y displacement(50, 96)

34 Y displacement(50, 98)

X-axis :

Number of steps



a)

HISTORY PLOT

Y-axis :

10 X displacement(51, 96)

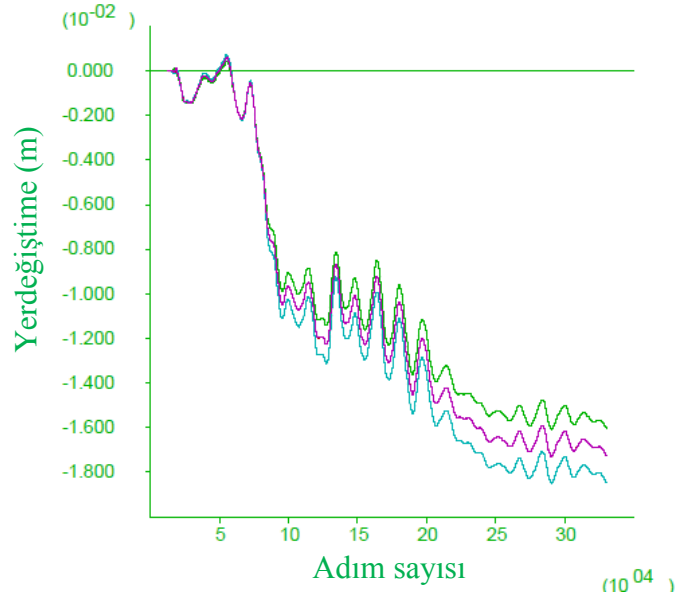
11 X displacement(51, 98)

12 X displacement(50, 97)

13 X displacement(52, 97)

X-axis :

Number of steps



b)

Şekil 7.28 Borulu dinamik analizde a) boru altında-üstünde düşey yer değiştirmenin değişimi b) boru çevresinde yatay yer değiştirmenin değişimi

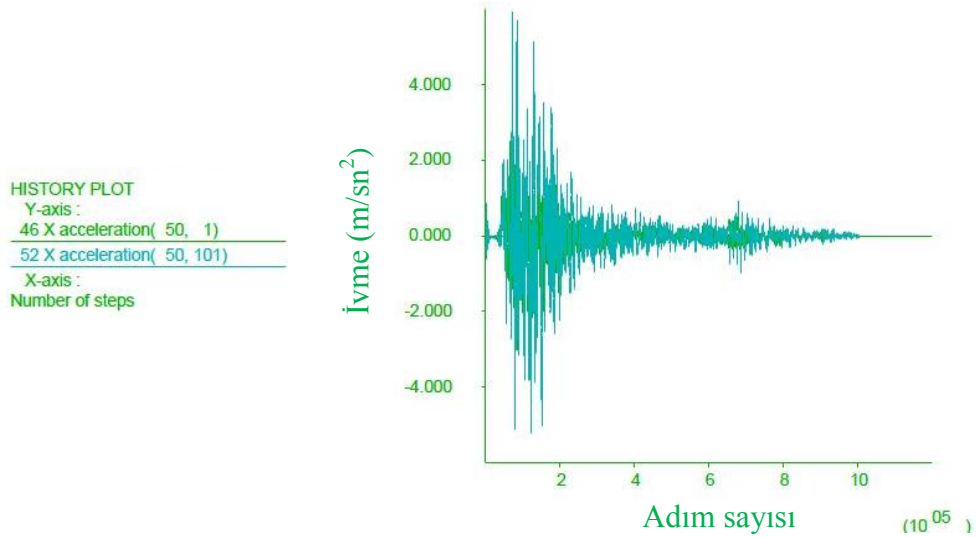
Elde edilen sonuçlara göre borulu dinamik analizde boru altındaki ve üstündeki yer değiştirmeler incelendiğinde (Şekil 7.28.a) borunun yaklaşık 20 cm düşey hareketi görülmektedir. Borusuz analizde olduğu gibi yer değiştirmeler yüzeye doğru yaklaştıkça artış göstermektedir. Borunun oluşturduğu basıncın etkisi ile beraber yer

değiştirmenin belirgin bir şekilde arttığı tespit edilmiştir. Boru çevresindeki yatay yer değiştirmeler incelendiğinde, değerlerin borusuz analizdeki değerlere yakın, yaklaşık olarak 2 cm'lik bir deformasyon olduğu görülmektedir (şekil 7.28 b).

7.2.2. Mohr-Coulomb model tabakalı zemin analizi

Tabakalı zemin analizlerinde zemin özelliklerini tanımlamak açısından elastik model kabulüne göre, zemin özelliklerini ve davranışını gerçeğe daha yakın olarak tanımlama imkanı veren Mohr-Coulomb yenilme kriterine göre de analizler yapılmıştır.

Mohr-Coulomb model ile yapılan analiz çalışmasında 50 m derinlikte modele uygulanan ivme kaydı ile yüzeyde oluşan ivme kaydı incelendiğinde $3,6 \text{ m/sn}^2$ olan ivme kaydının yüzeyde yaklaşık % 28 lik bir artış gösterek $4,6 \text{ m/sn}^2$ değerine ulaştığı görülmektedir (şekil 7.29). Bu ıktılar literatürde bulunan Adapazarı bölgesindeki zeminlerde deprem etkisi altındaki zemin büyütme çalışmalarıyla örtüşmektedir [146].



şekil 7.29. Borusuz dinamik analizde yüzeyde ivme kaydının değişimi

HISTORY PLOT

Y-axis :

15 X displacement(10, 101)

17 X displacement(30, 101)

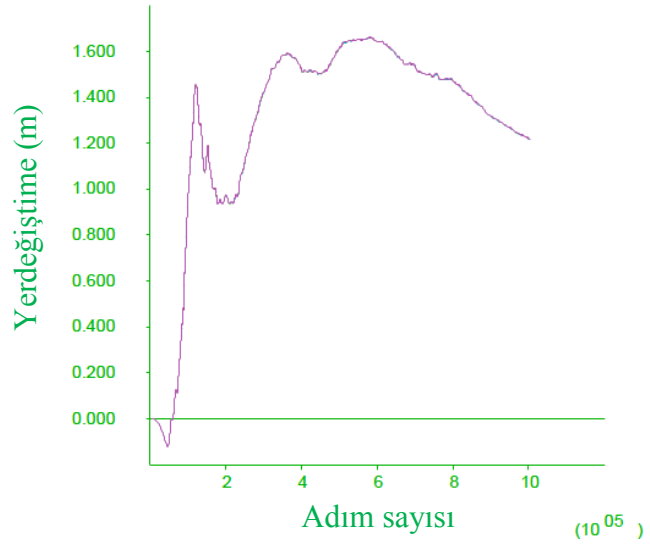
19 X displacement(50, 101)

21 X displacement(70, 101)

23 X displacement(90, 101)

X-axis :

Number of steps



a)

HISTORY PLOT

Y-axis :

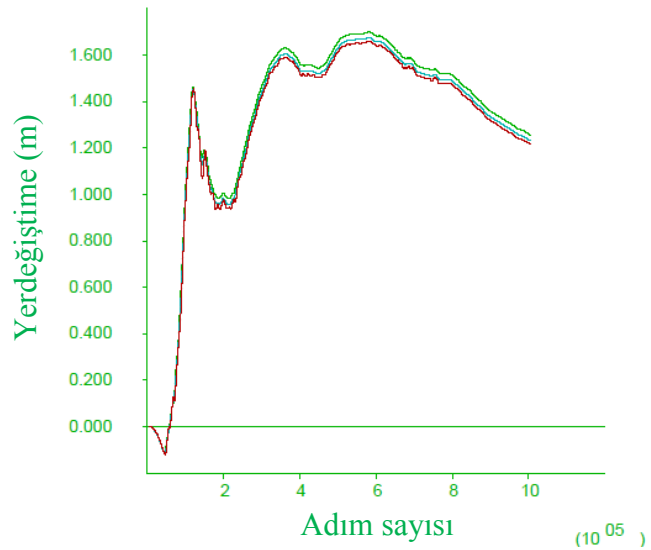
4 X displacement(50, 1)

6 X displacement(50, 25)

9 X displacement(50, 101)

X-axis :

Number of steps



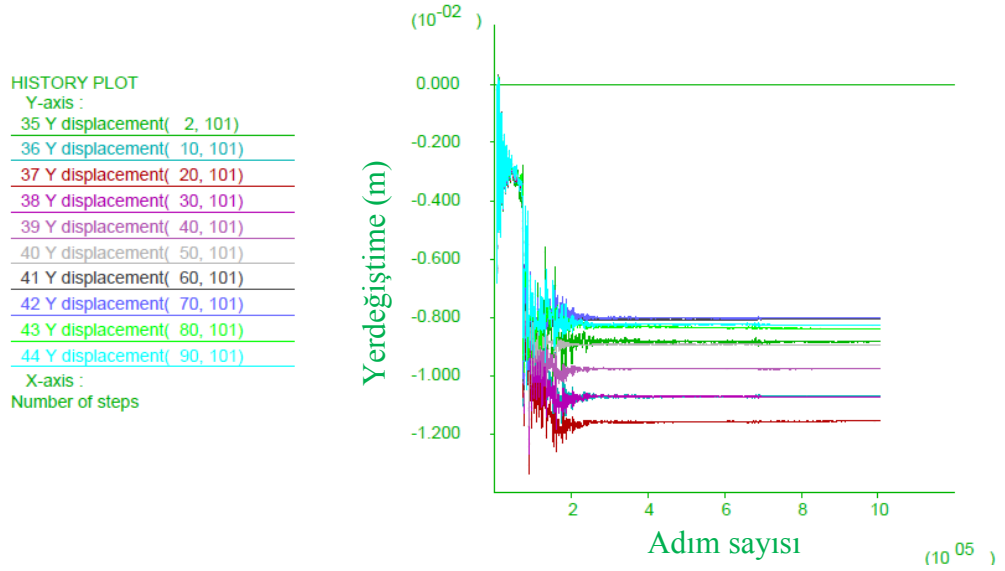
b)

Şekil 7.30. Borusuz dinamik analizde a) yüzeyde yatay yer değiştirmenin değişimi b) tabandan yüzeye yatay yer değiştirmenin değişimi

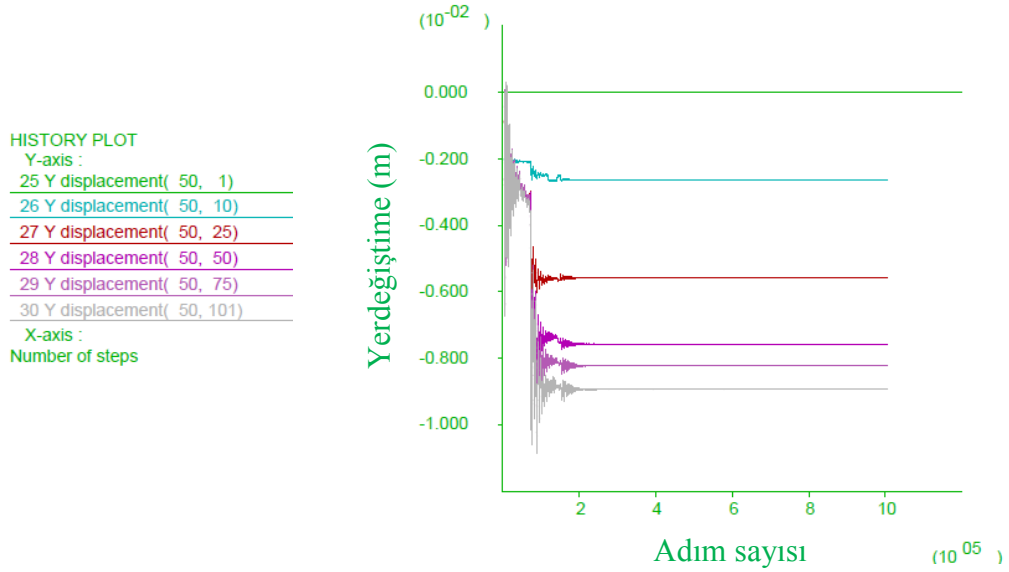
Şekil 7.30'da borusuz deprem etkisi altında tabandan yüzeye ve zeminin üst bölgesindeki yatay yer değiştirme değerleri incelenmiş ve zemin bölgesinin genel olarak yaklaşık 1,7 m yatay yerdeğiştirme yaptığı görülmüştür.

Tabakalı zemin modelinde Mohr-Coulomb yenilme kriterine göre yapılan analizlerde borusuz dinamik analizde tabandan yüzeye ve yüzeyde düşey yer değiştirmenin

değişimine ait grafikler incelendiğinde, düşey yerdeğiştirme değerinin ilk 12 saniye içerisinde en üst değer olan 1,35'cm ye ulaştığı ve bu saniyeden sonra deprem süresince 1,2 cm dolaylarında kaldığı tespit edilmiştir (Şekil 7.31)



a)



b)

Şekil 7.31. Borusuz dinamik analizde a) yüzeyde düşey yer değiştirmenin değişimi b) tabandan yüzeye düşey yer değiştirmenin değişimi

HISTORY PLOT

Y-axis :

25 Y displacement(50, 1)

26 Y displacement(50, 10)

27 Y displacement(50, 25)

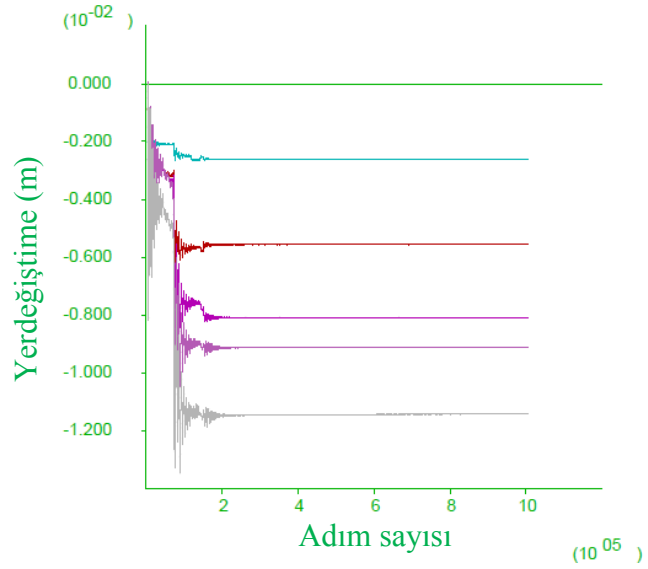
28 Y displacement(50, 50)

29 Y displacement(50, 75)

30 Y displacement(50, 101)

X-axis :

Number of steps



a)

HISTORY PLOT

Y-axis :

35 Y displacement(2, 101)

36 Y displacement(10, 101)

37 Y displacement(20, 101)

38 Y displacement(30, 101)

39 Y displacement(40, 101)

40 Y displacement(50, 101)

41 Y displacement(60, 101)

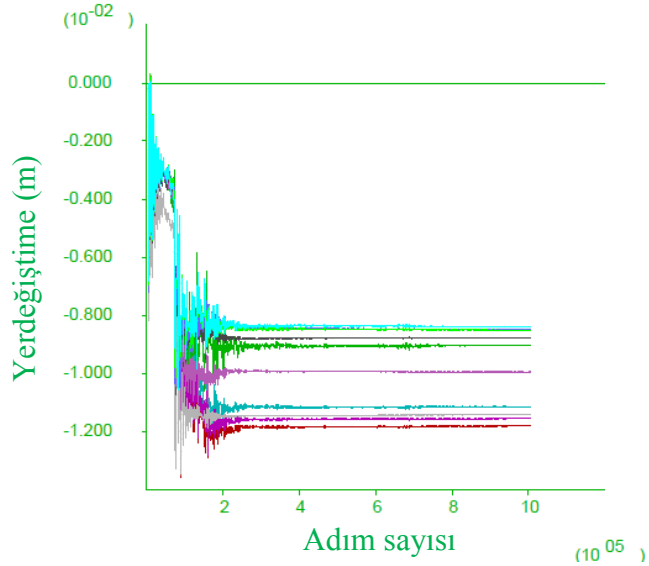
42 Y displacement(70, 101)

43 Y displacement(80, 101)

44 Y displacement(90, 101)

X-axis :

Number of steps



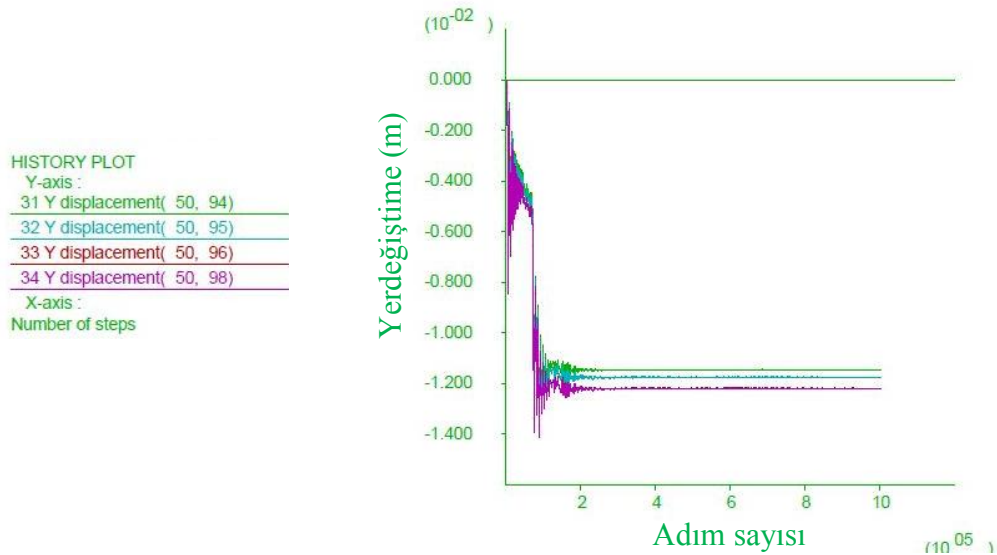
b)

Şekil 7.32. Borulu dinamik analizde a) tabandan yüzeye düşey yer değiştirmenin değişimi b) yüzeyde düşey yer değiştirmenin değişimi

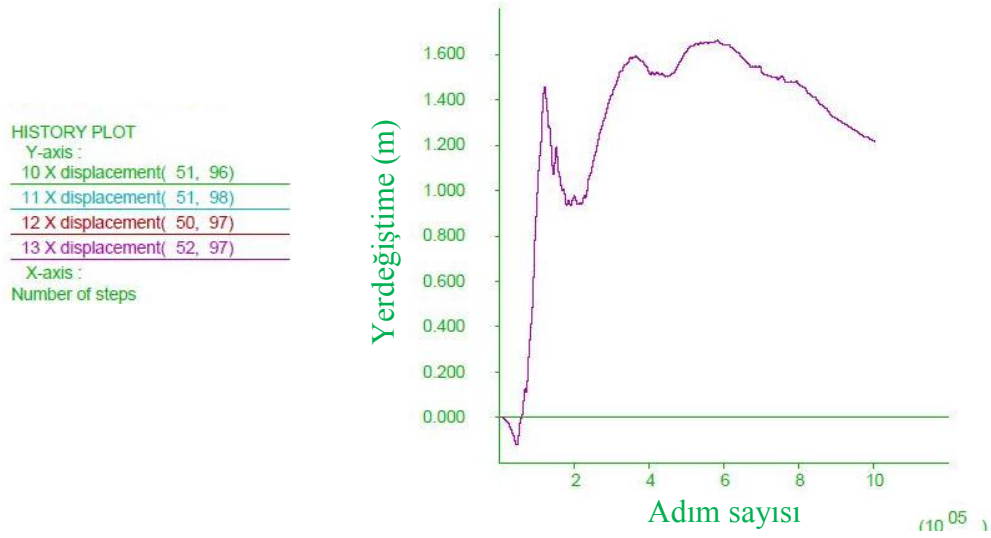
Borulu dinamik analizde tabandan yüzeye düşey yer değiştirme incelenmiş olup, düşey deformasyonun borusuz duruma göre % 9'luk artış göstererek 1,1 cm'den 1,29 cm'ye ulaştığı ölçülmüştür (Şekil 7.32 a). Deformasyondaki bu artışa rağmen bu aşamadaki bir yerdeğiştirme değerinin boruya zarar vermesi beklenmez. Yüzeyde diğer noktadaki yerdeğiştirme değerleri incelendiğinde üst değer in deprem süresi

içerisinde an fazla 1,4 cm'ye ulaştığı ve deprem sonunda 1,21 cm değerinde kaldığı tespit edilmiştir.

Şekil 7.33 a'da boru hattının alt ve üst noktalarında deformasyonlar incelendiğinde 1,4 cm'ye ulaştığı görülmektedir. Ancak boru çevresindeki yatay yer değiştirme değerleri incelendiğinde tüm zemin formasyonunda olduğu gibi bu noktalarda da deprem hareketinin etkisi 1,7 m maksimum yerdeğiştirme değerine ulaştığı görülmektedir (Şekil 7.33 b). Bu aşamada boru hattını yatay geçen bir zemin formasyonu boru hattında ciddi hasarlara neden olacaktır. Böyle bir zemin formasyonunda boru hattının yatay deprem hareketine paralel olması durumunda ise boruda büyük oranda burulmalar olacaktır.



a)



b)

Şekil 7.33. Borulu dinamik analizde a) boru altında-üstünde düşey yer değiştirmenin değişimi b) boru çevresinde yatay yer değiştirmenin değişimi

7.2.3. Tabakalı zemin sıvılaşma analizi

Zeminler doğal ortamlarında farklı katmanlardan oluşur. Bu katmanlar kendi özelliklerine göre yıllar içinde ve deprem sırasında farklı davranışlar göstermektedir. Dolayısı ile zeminleri değerlendirirken bu durumu da göz önünde bulundurmak gerekmektedir. Ancak zeminlerde genellikle çok karmaşık yapılar ortaya çıkması ve zemin formasyonunda süreklilik olmaması sebebi ile yapılan geoteknik çalışmalarda bu durum kabullerle göz ardı edilerek zeminler tek tabakalı olarak incelenmektedir. Bütün bunlar değerlendirildiğinde zemin davranışını gerçekte olan duruma en yakın şekilde inceleyebilmek için tabakalı zemin araştırmaları yapmakta oldukça önemlidir.

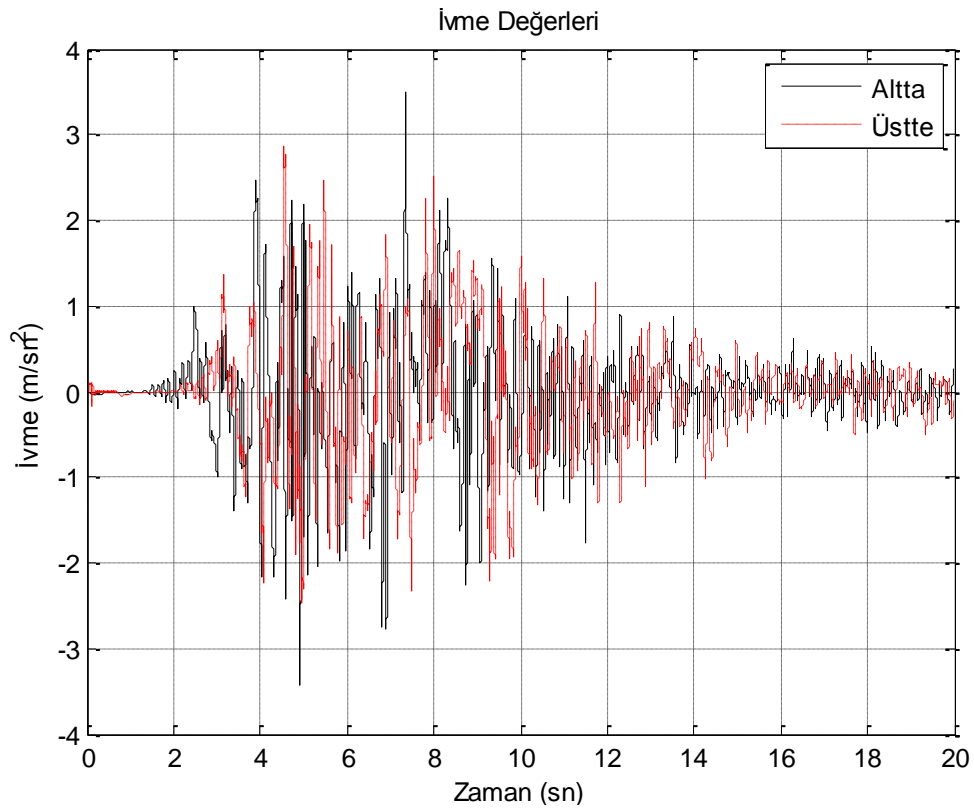
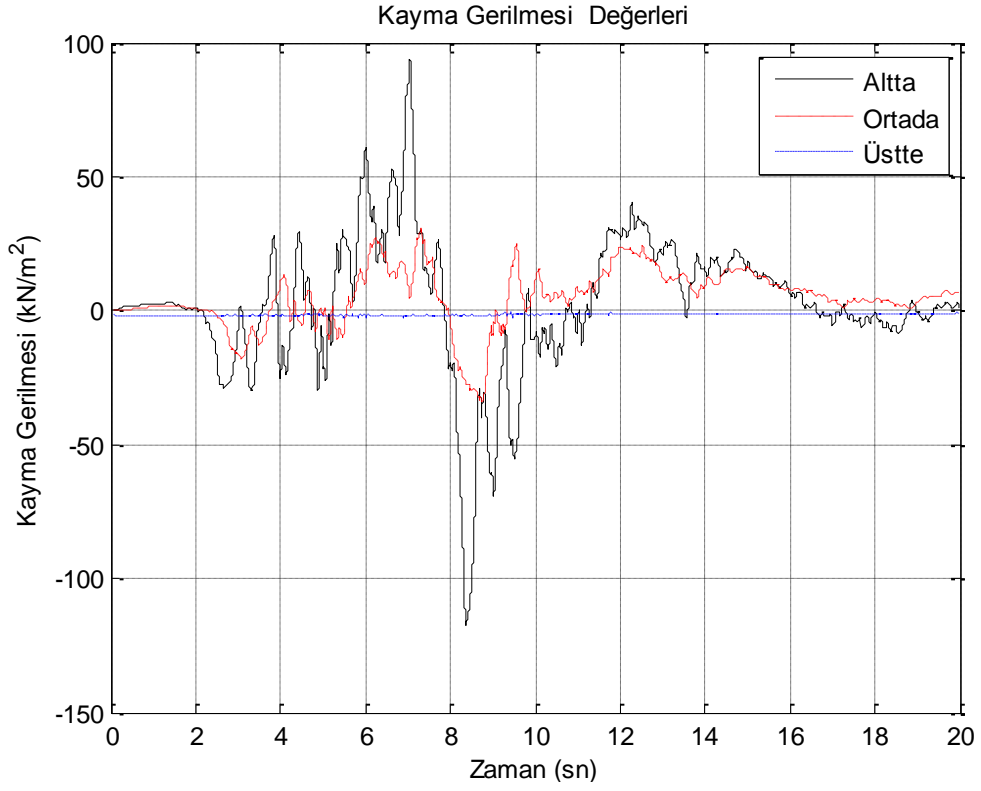
Çalışmanın bu bölümünde tabakalı zeminlerin sıvılaşma modeli kurulmuş ve Sakarya gibi alüvyon zeminlerde sıvılaşma-taşıma gücü kaybına bağlı deformasyonlar incelenmiştir. Bu bölümde tabakalı zeminde Byrne model sıvılaşma analizi yapılarak kumlu zeminlerde deprem etkisi altında zemin davranışına bağlı olarak gömülü boru hattının durumu incelenmiştir.

Bir hat boyunca üç ayrı zemin profiline göre (SK1, SK2, SK3) analizler yapılarak gömülü borunun performansı irdelenmiştir. Analizlerde kullanılan zemin özellikleri Tablo 7.3 de verilmiştir.

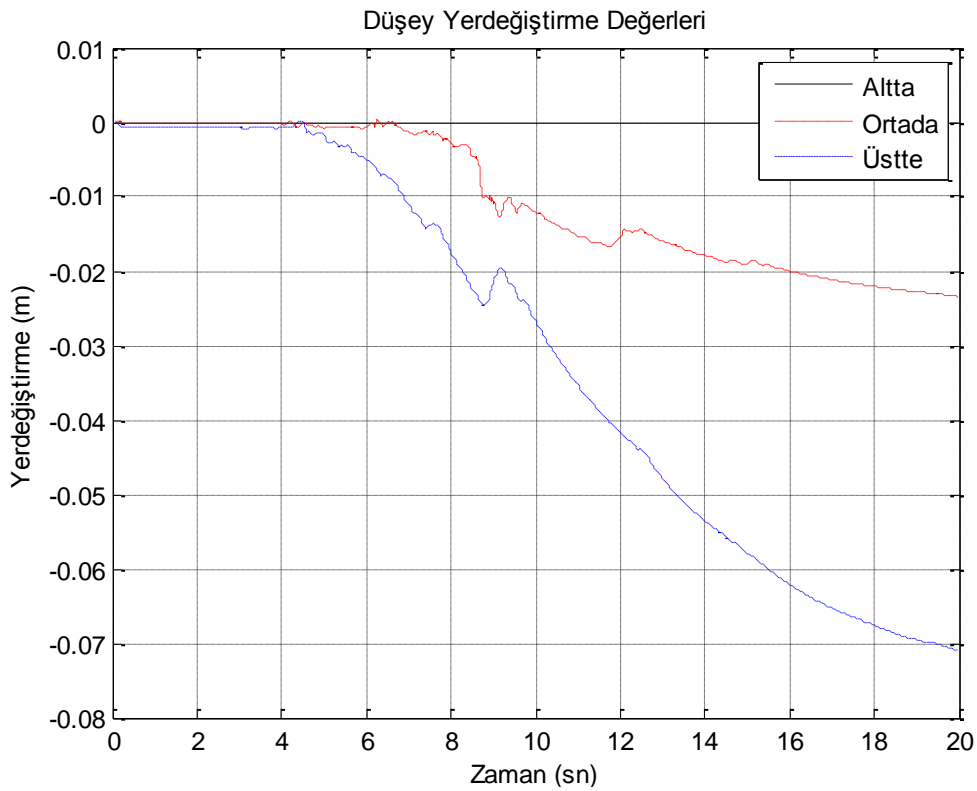
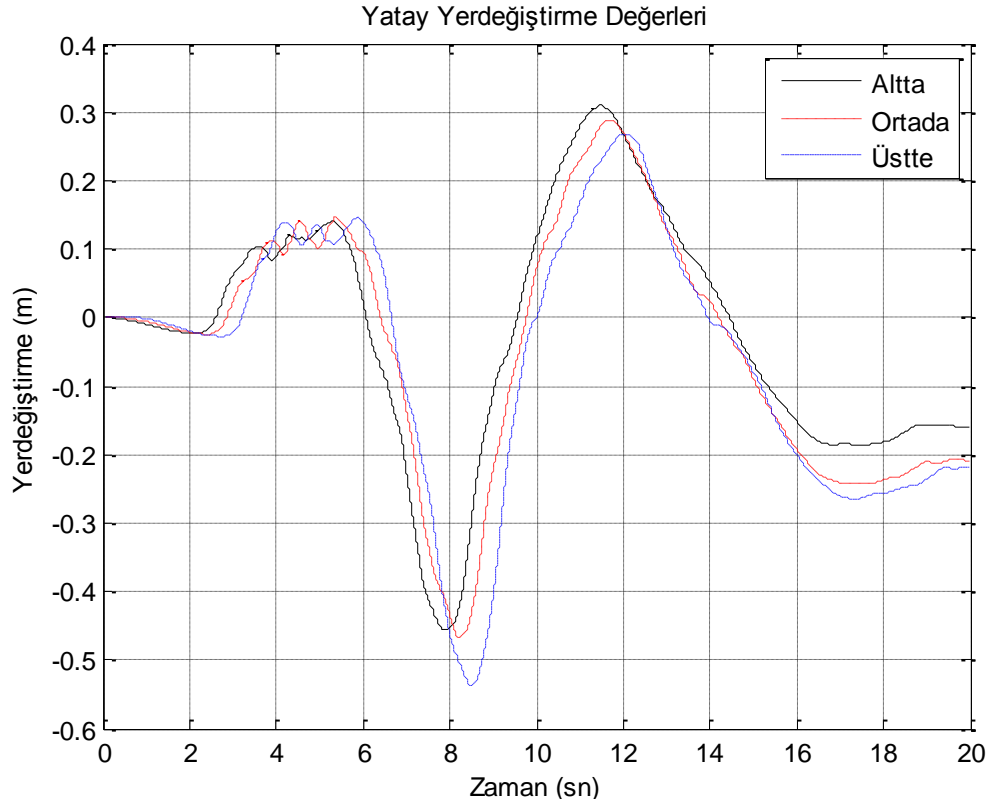
Tablo 7.3. Analizlerde kullanılan Sakarya bölgesine ait genelleştirilmiş zemin özellikleri

Sondaj No	Zemin Sınıfı	Tabaka Kalınlığı (m)	SPT	γ kN/m ³	ν	E kN/m ²	K kN/m ²	G kN/m ²	c kN/m ²	ϕ
SK1	CH	10	15	18	0,35	8100	9000	4200	40	1
	SC	10	18	18	0,33	5600	5500	2600	1	30
	SM	10	50	19	0,30	84000	70000	14800	1	39
SK2	ML	5	16	18	0,30	3600	3000	1400	1	29
	SM	5	26	18	0,30	20500	17000	7900	1	38
	SC	10	16	17	0,33	8600	8500	3300	1	32
	SM	10	27	18	0,30	9900	8300	3800	1	38
SK3	ML	15	17	18	0,33	7000	6900	2600	1	27
	SM	15	36	18	0,30	25500	21200	9800	1	42

Şekil 7.34'te Byrne model sıvılaşma analizinde tabakalı zeminde ki gerilme değişimleri ve ivme değişimi gösterilmiştir. Elde edilen sonuçlarda kayma gerilmesi değerlerinin yüzeye doğru çıktıkça zeminin sönüm etkisi ve toplam gerilmenin azalmasına bağlı olarak düştüğü görülmüştür. İvme değerlerinin ise deprem anında değişik oranlarda arttığı görülmüştür. Bu sonuçlar daha önceki yapılan araştırma çalışmalarında Adapazarı zeminlerinin büyütme etkisinin olduğu yönünde yapılan çalışmalara paralellik göstermektedir.



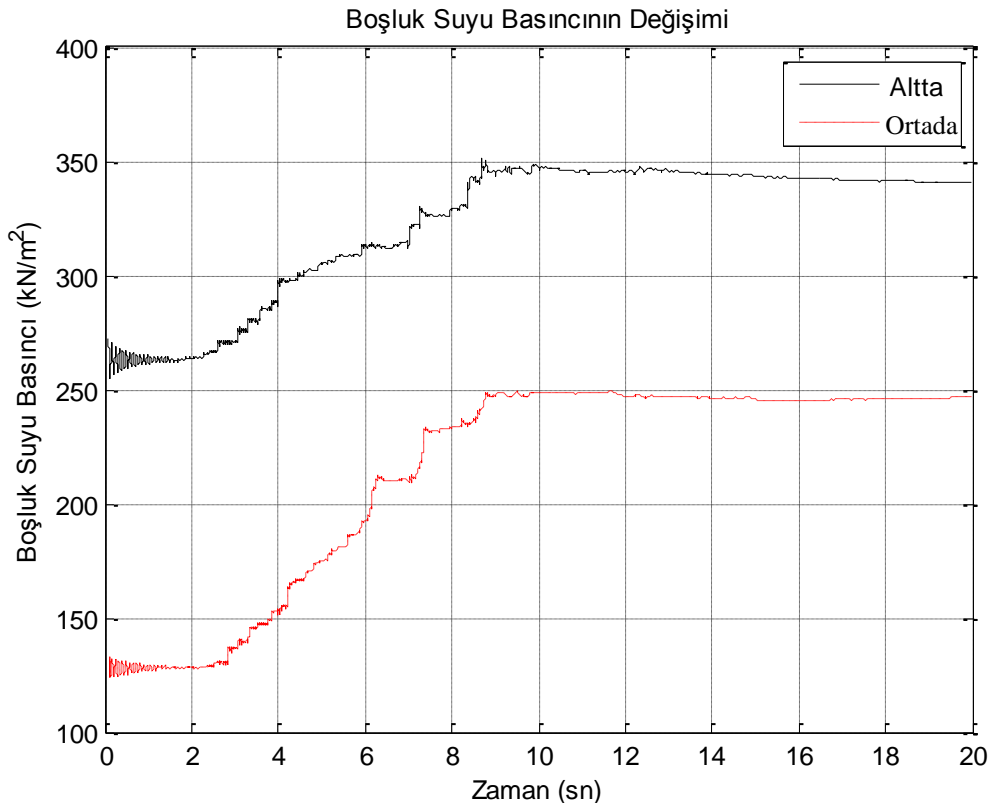
Şekil 7.34. SK1 profili sıvılaşma analizinde tabandan yüzeye a) kayma gerilmesinin değişimi b) ivmenin değişimi

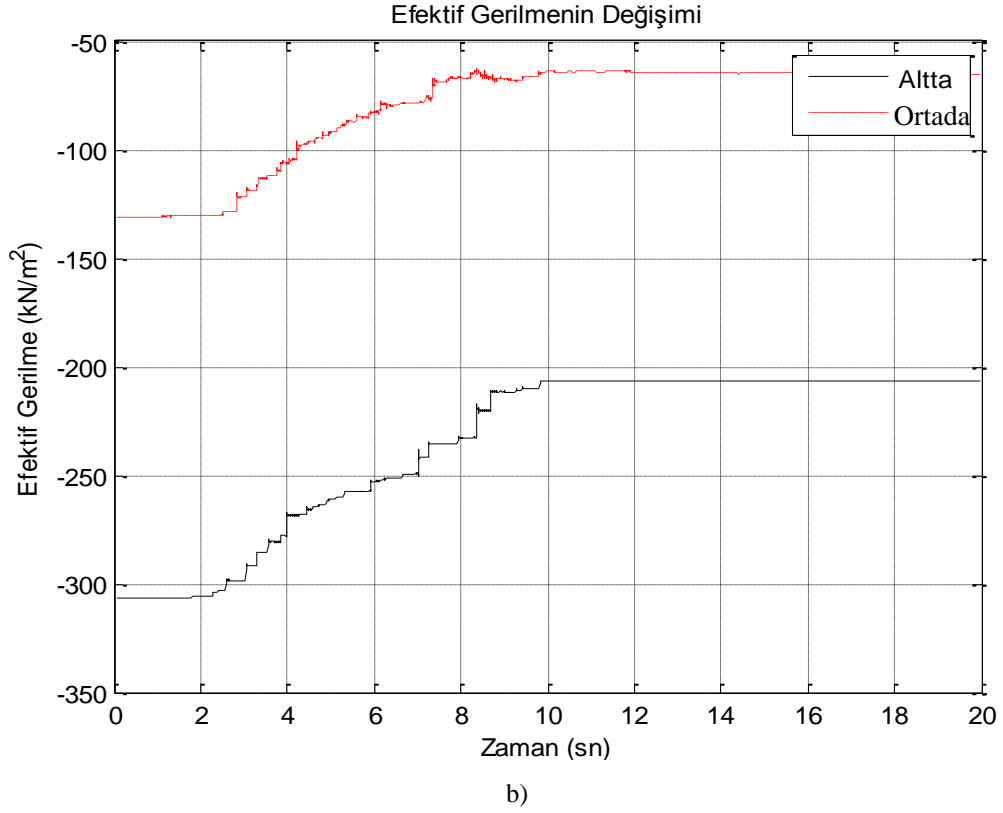


Şekil 7.35. SK1 profili sıvılaşma analizinde tabandan yüzeye a) yatay yer değiştirmenin değişimi b) düşey yer değiştirmenin değişimi

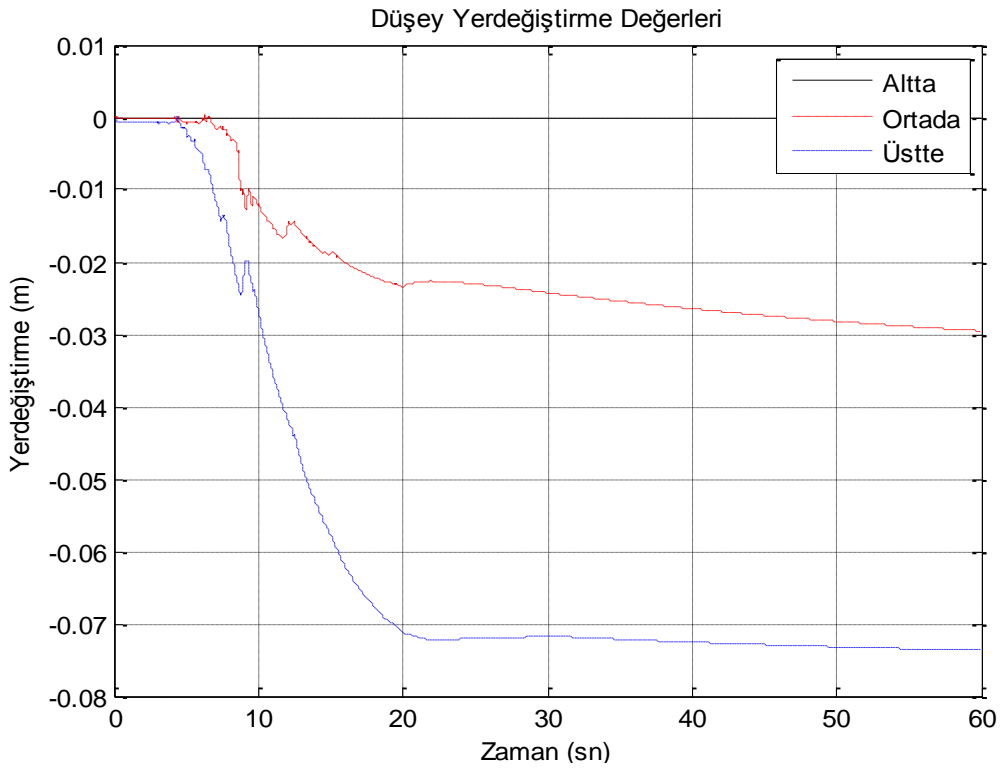
Tabakalı zemin SK1 profili Byrne model sıvılaşma analizinde gömülü boru ile beraber deprem süresince yerdeğiştirme değerleri incelendiğinde her iki değerde artış olduğu hesaplanmıştır (Şekil 7.35). Yatay yer değiştirme değerlerinin zeminin büyütme etkisi ile yüzeyde yaklaşık % 18'lik bir artış ile 45 cm den 53 cm ye kadar çıktığı hesaplanmıştır. Düşey yerdeğiştirme değerlerinin ise yüzeyde deprem süresince 7,1 cm'ye kadar çıktığı hesaplanmıştır.

SK1 profili borulu sıvılaşma analizinde deprem süresince boşluk suyu basıncı ile efektif gerilme değerlerinin değişimi gösterilmiştir. Şekil 7.36 incelendiğinde deprem süresi boyunca boşluk suyu basıncının tekrarlı gerilmelerin etkisi ile altta % 30 artarak 350 kN/m²'ye ortada ise % 90 artarak 150 kN/m²'ye kadar arttığı görülmüştür (Şekil 7.36 a). Efektif gerilme değerlerinin ise boşluk suyu basıncının artması ile beraber azaldığı görülmüştür (Şekil 7.36 b). Bu durum zeminin toplam taşıma gücü değerlerinin azalmasına dolayısı ile zeminde daha kolay yenilmelere neden olmaktadır.



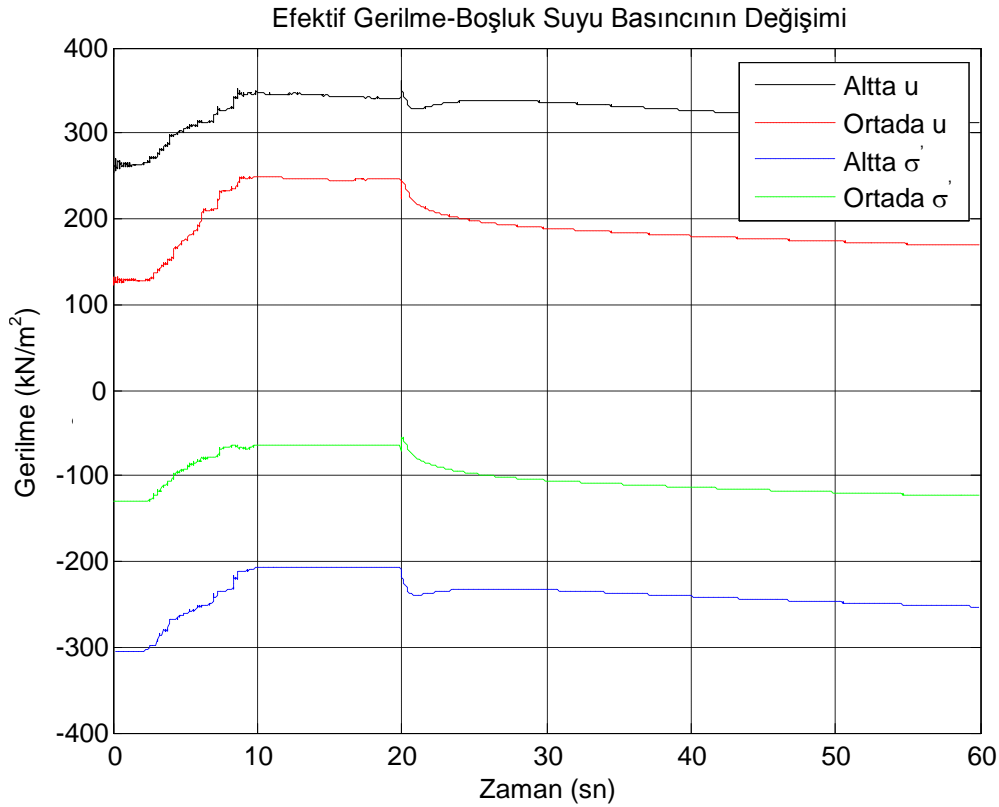


Şekil 7.36. SK1 profili sıvılaşma analizinde a) boşluk suyu basıncının değişimi b) efektif gerilmenin değişimi



Şekil 7.37. SK1 profili sıvılaşma analizinde statik drenaj durumunda tabandan yüzeye düşey yer değiştirmenin değişimi

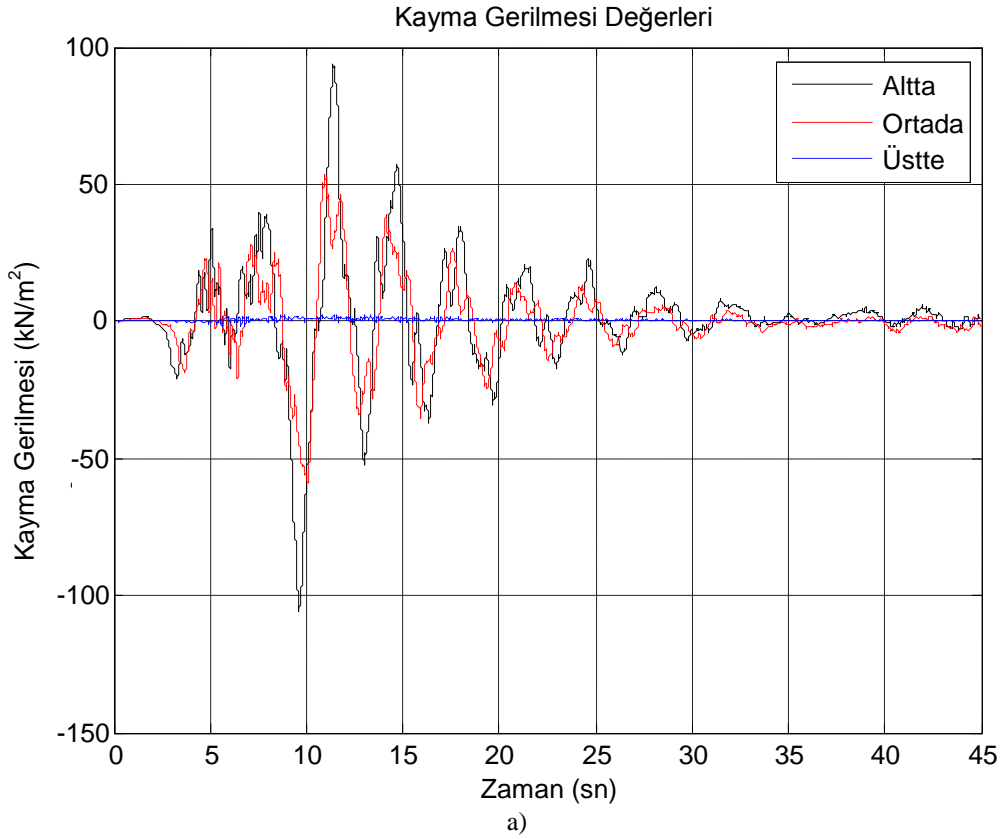
Şekil 7.37’de SK1 borulu sıvılaşma analizinde deprem sonrası statik drenaj durumunda (boşluk suyu basıncının sönümlenmesi) yer değiştirmelerin değişimi görülmektedir. Analizde de boşluk suyu basıncının sönümlenmesi ile beraber düşey yerdeğişimlerin arttığı ölçülmüştür. Deprem anında 7,1 cm’ye kadar çıkan düşey yer değiştirme değerinin deprem sonrası statik durumda boşluk suyu basıncının sönümlenmesi ile beraber yaklaşık % 4,2 artış göstererek 7,4 cm’ye kadar çıktığı hesaplanmıştır.

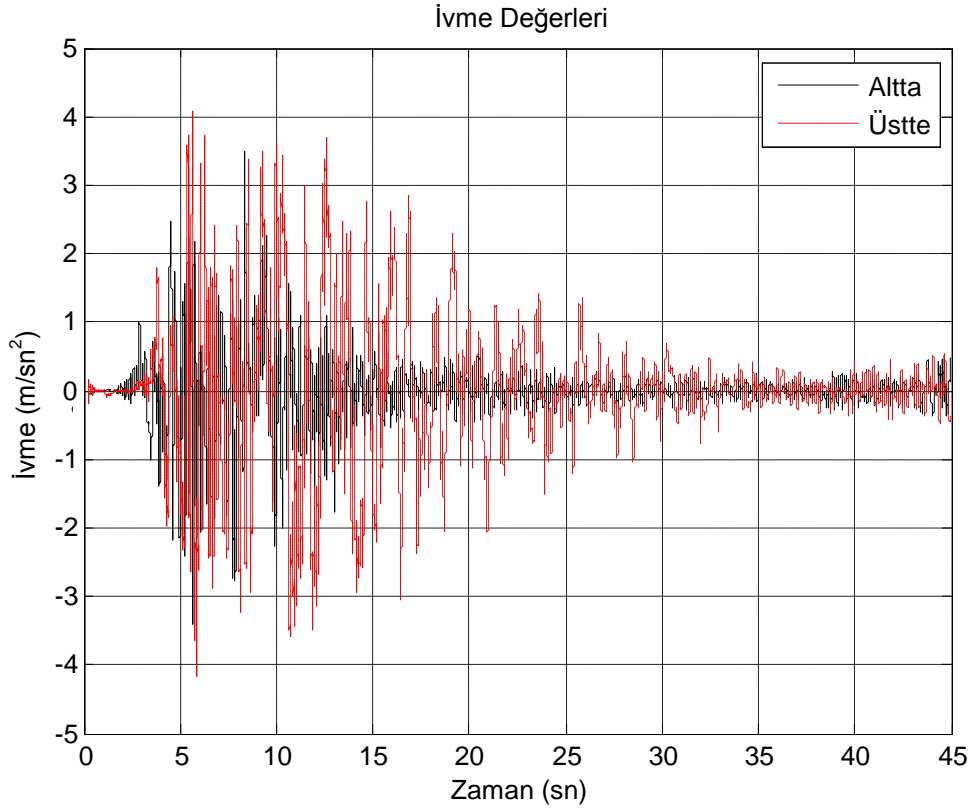


Şekil 7.38. SK1 profili sıvılaşma analizinde boşluk suyu basıncı ve efektif gerilmenin değişimi

Şekil 7.38’de SK1 profili borulu sıvılaşma analizinde deprem süresince boşluk suyu basıncını (u) ile efektif gerilme değerlerinin değişimini (σ') bir arada incelenmiştir. Sonuçlara göre deprem süresi boyunca boşluk suyu basıncının tekrarlı gerilmelerin etkisi ile beraber arttığı ve depremin bitmesi ile sönümlenmeye başlayarak azalan bir durum gösterdiği tespit edilmiştir. Efektif gerilme değerlerinin ise boşluk suyu basıncının artması ile beraber azaldığı, deprem sonrası boşluk suyu basıncının düşmesi ile beraber efektif gerilme değerlerinin yeniden arttığı görülmüştür. Bu durum zeminin toplam taşıma gücü değerlerinin azalmasına dolayısı ile zeminde

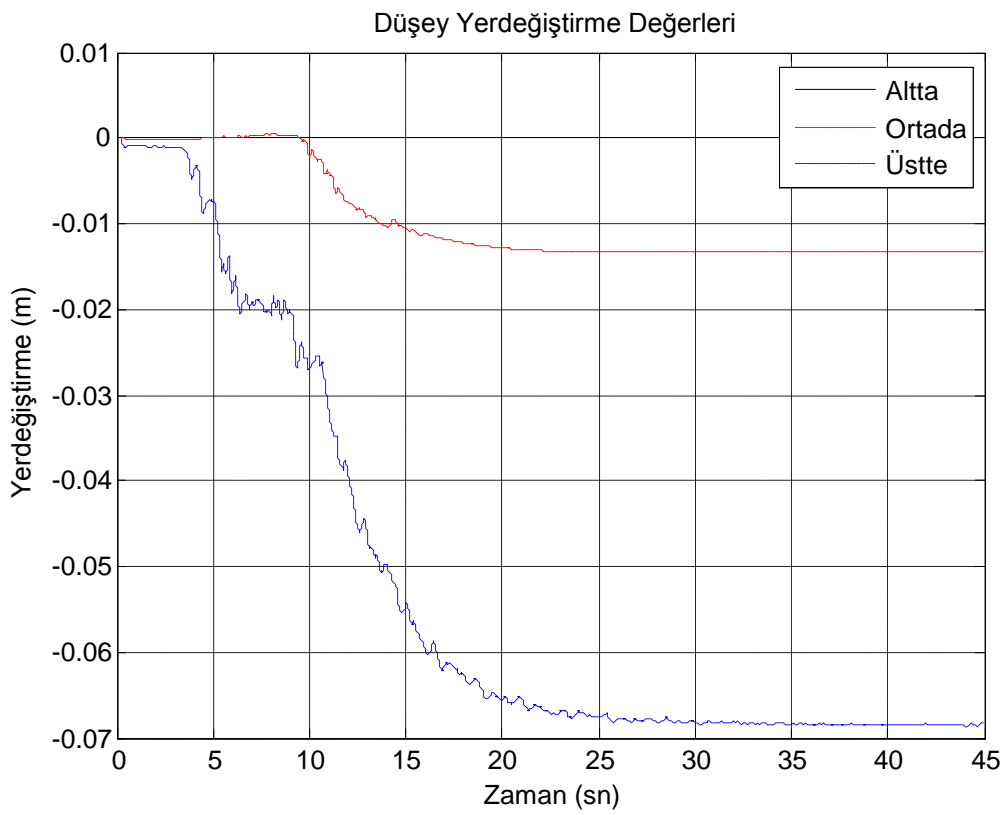
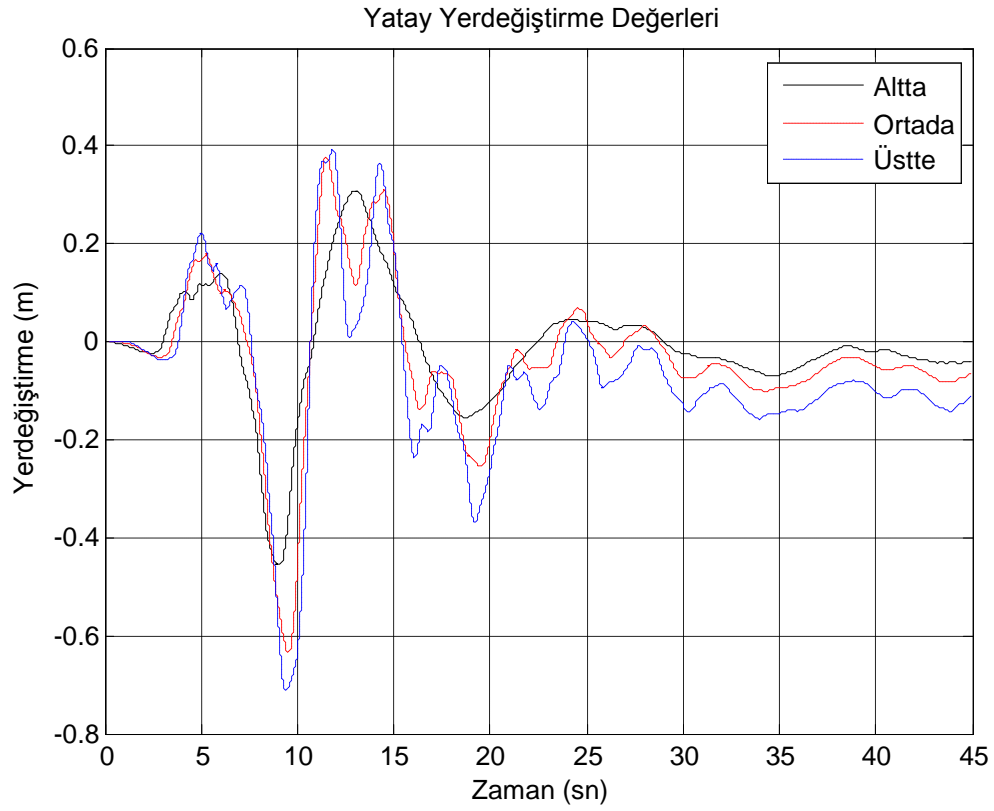
daha kolay yenilmelere neden olmaktadır. Deprem süresince artan boşluk suyu basıncı efektif gerilme değerlerinin düşmesine dolayısı ile zeminin taşıma gücünde azalmaya neden olmaktadır. Bu aşamada efektif gerilme değerlerinin sıfıra yaklaşması zeminin sıvı gibi davranmasına yol açmakta yani sıvılaşıma olayına neden olmaktadır.





Şekil 7.39. SK2 profili sıvılaşma analizinde tabandan yüzeye a) kayma gerilmesinin değişimi b) ivmenin değişimi

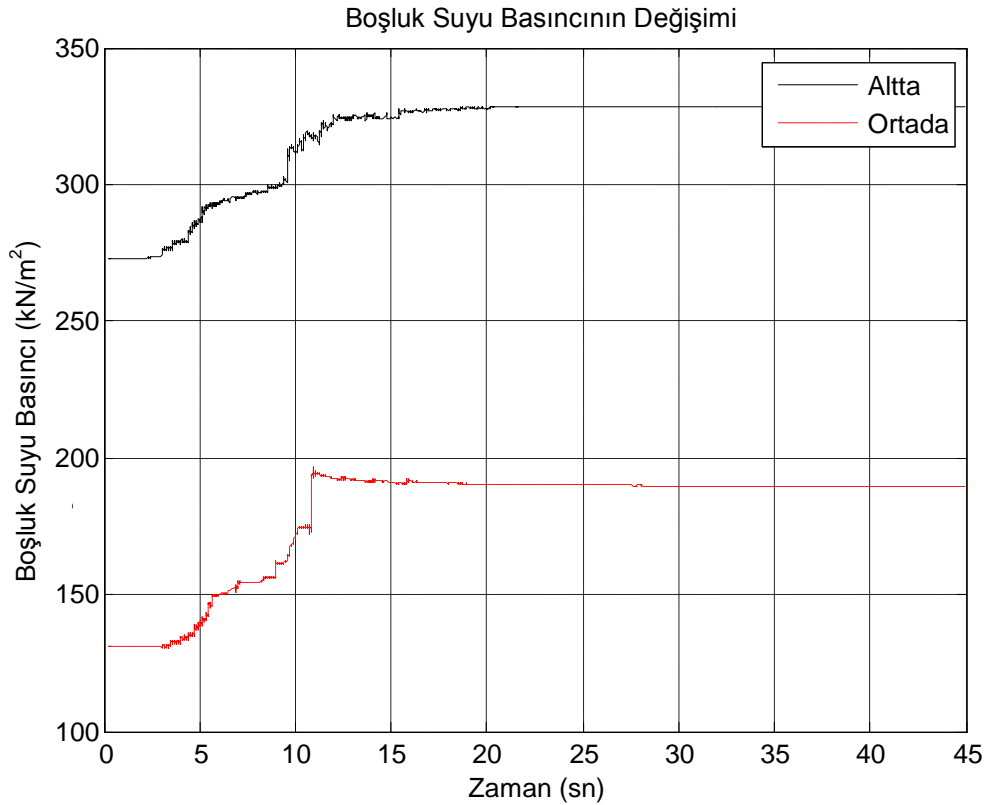
Şekil 7.39’da SK2 zemin profiline Byrne model sıvılaşma analizinde ki gerilme değişimleri ve ivme değişimi gösterilmiştir. Bu sonuçlarda öncekilerle paralellik göstermektedir. Burada da kayma gerilmesi değerlerinin yüzeye doğru çıktıkça zeminin sönüm etkisi ve toplam gerilmenin azalmasına bağlı olarak düştüğü görülmüştür. İvme değerlerinin de deprem anında büyüdüğü görülmüştür.



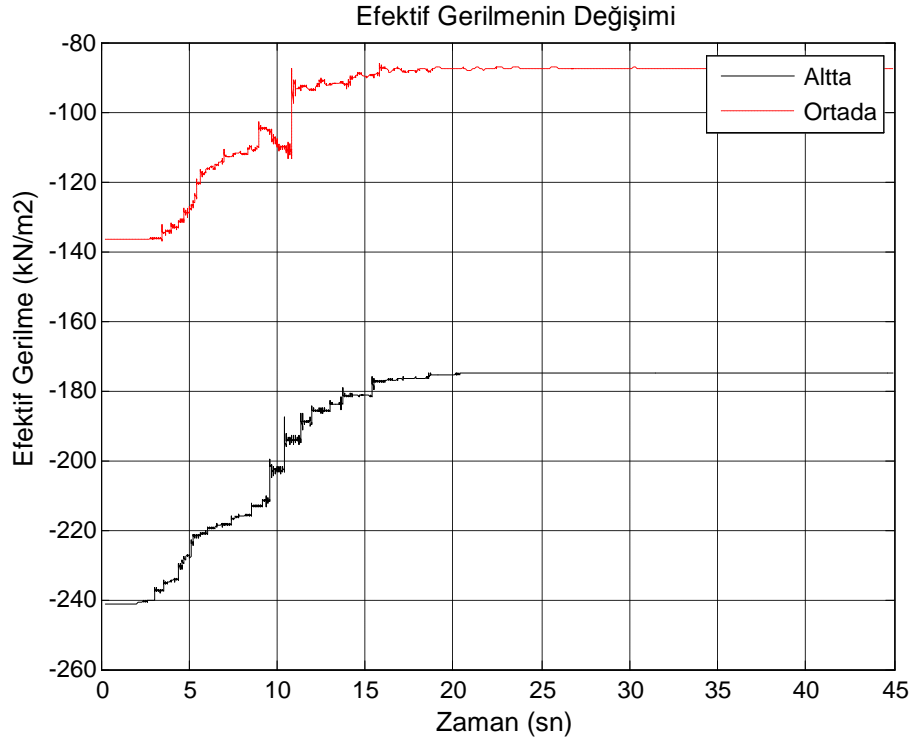
Şekil 7.40. SK2 profili sıvılaşma analizinde tabandan yüzeye a) yatay yer değiştirmenin değişimi b) düşey yer değiştirmenin değişimi

Şekil 7.40'ta tabakalı zemin SK2 profili Byrne model sıvılaşma analizinde gömülü boru ile beraber deprem süresince yerdeğiştirme değerleri incelenmiştir. Sonuçlara göre düşey ve yatay yerdeğiştirmelerin her ikisinde de artış olduğu hesaplanmıştır. Yatay yer değiştirme değerlerinin zeminin büyütme etkisi ile yüzeyde % 56'lık bir artış ile 45 cm'den 70 cm'ye kadar çıktığı hesaplanmıştır. Düşey yerdeğiştirme değerlerinin ise yüzeyde deprem süresince 6,8 cm'ye kadar çıktığı hesaplanmıştır.

SK2 profili borulu sıvılaşma analizinde deprem süresince boşluk suyu basıncı ile efektif gerilme değerleri incelendiğinde dinamik hareket boyunca boşluk suyu basıncının tekrarlı gerilmelerin etkisi ile altta % 22 artarak 330 kN/m²'ye ortada ise % 46 artarak 190 kN/m²'ye arttığı görülmüştür (Şekil 7.41 a). Efektif gerilme değerlerinin ise boşluk suyu basıncının artması ile beraber azaldığı görülmüştür (Şekil 7.41 b). Bu durum zeminin toplam taşıma gücü değerlerinin azalmasında dolayısı ile zeminde daha kolay yenilmelere neden olmaktadır.

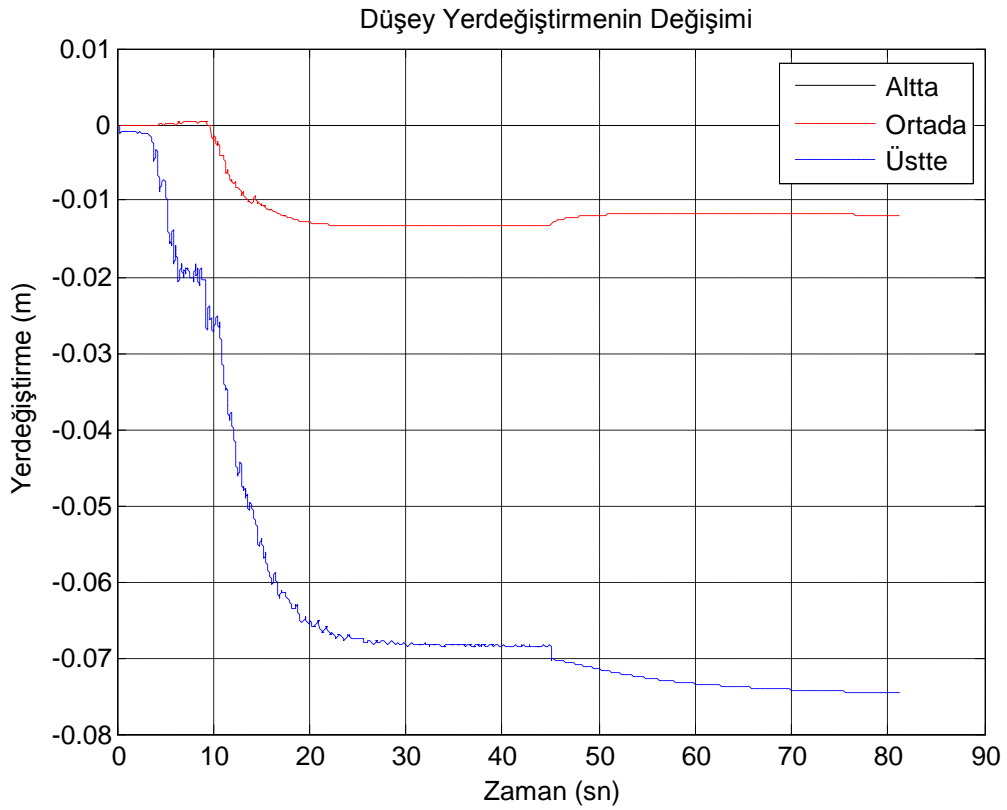


a)



b)

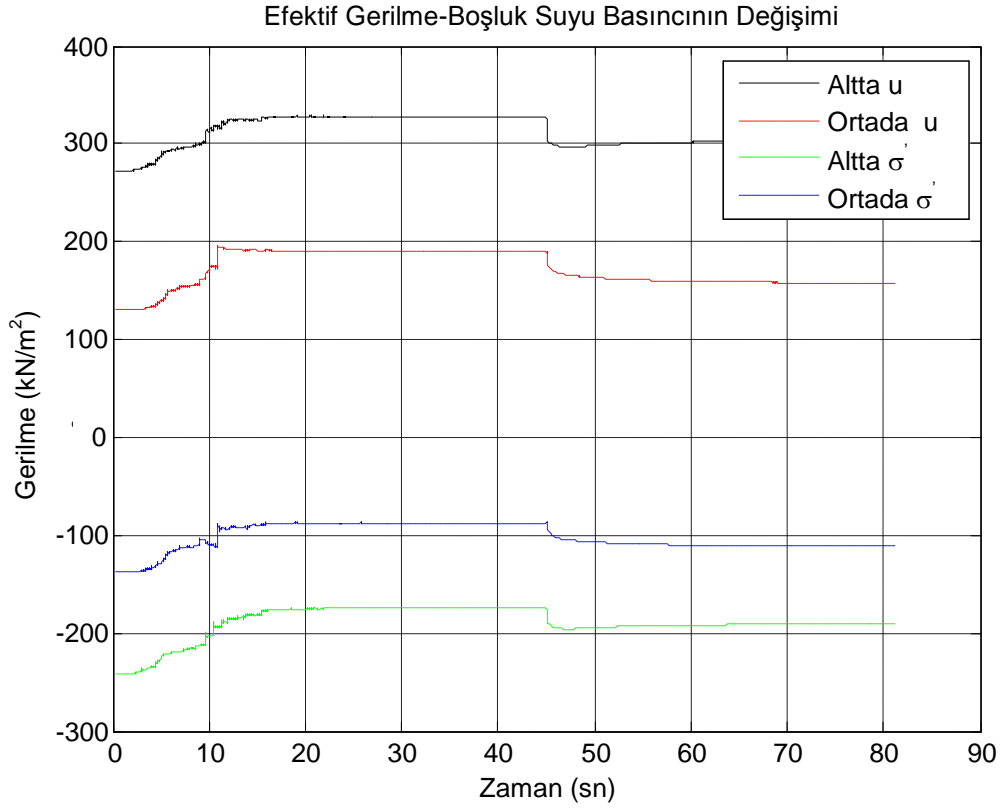
Şekil 7.41. SK2 profili sıvılaşma analizinde a) boşluk suyu basıncının değişimi b) efektif gerilmenin değişimi



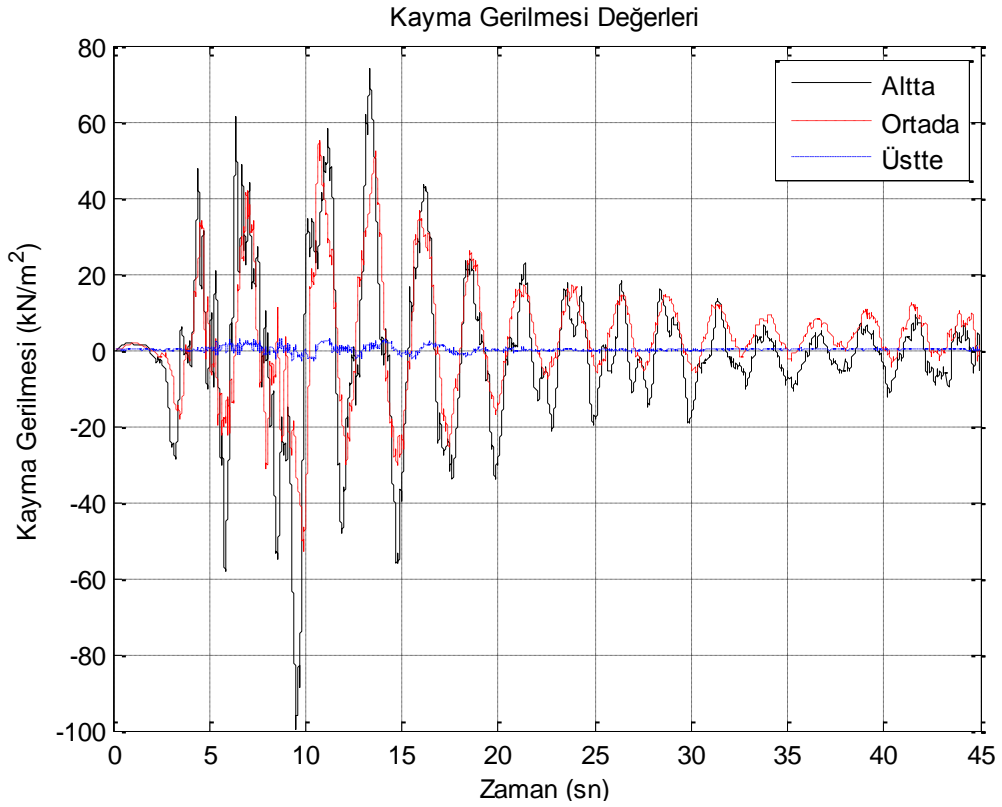
Şekil 7.42. SK2 profili sıvılaşma analizinde statik drenaj durumunda tabandan yüzeye düşey yer değiştirmenin değişimi

Şekil 7.42’de SK2 borulu sıvılaşıma analizinde deprem sonrası statik drenaj durumunda (boşluk suyu basıncının sönümlenmesi) yer değiştirmelerin değişimi görülmektedir. Analizde de boşluk suyu basıncının sönümlenmesi ile beraber düşey yerdeğiştirmelerin arttığı ölçülmüştür. Deprem anında 6,8 cm’ye kadar çıkan düşey yer değiştirme değerinin deprem sonrası statik durumda boşluk suyu basıncının sönümlenmesi ile beraber yaklaşık % 10,2 artış göstererek 7,5 cm’ye kadar çıktığı hesaplanmıştır.

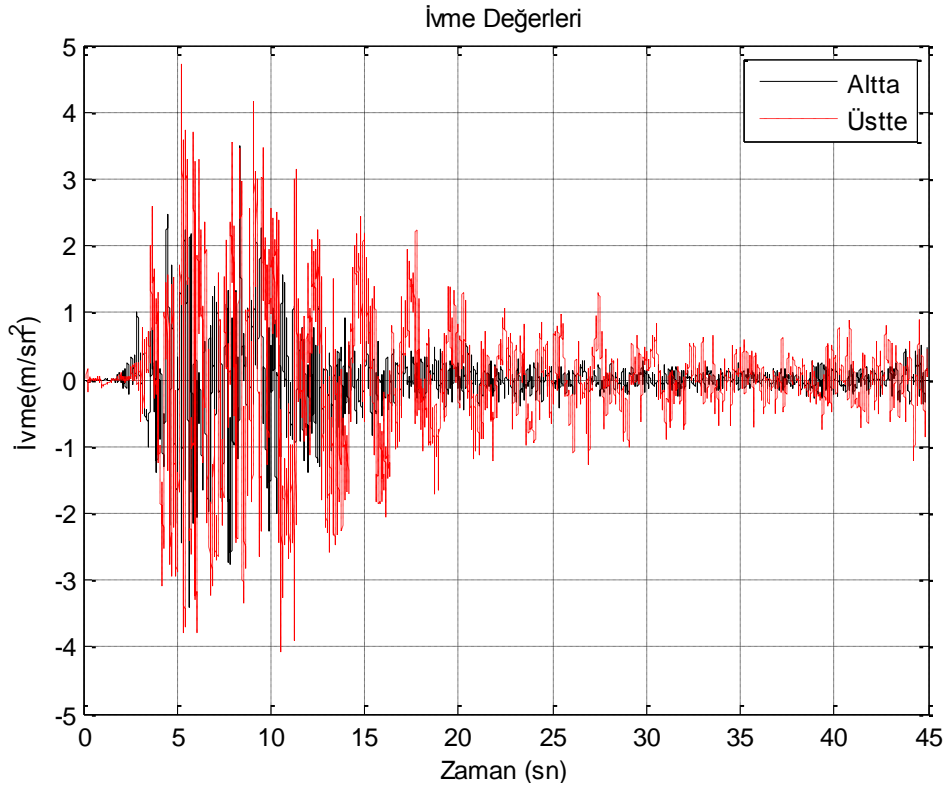
SK2 profili borulu sıvılaşıma analizinde deprem süresince boşluk suyu basıncı (u) ile efektif gerilme değerlerinin (σ') değişimi Şekil 7.43’de bir arada görülmektedir. Sonuçlara göre deprem süresi boyunca tekrarlı gerilmelerin etkisi ile beraber boşluk suyu basıncının arttığı ve depremin bitmesi ile sönümlenmeye başlayarak azalan bir durum gösterdiği tespit edilmiştir. Efektif gerilme değerlerinin boşluk suyu basıncının artması ile beraber azaldığı, deprem sonrası boşluk suyu basıncının düşmesi ile beraber efektif gerilme değerlerinin yeniden arttığı görülmüştür. Boşluk suyu basıncının artması dolayısı ile zeminin toplam taşıma gücü değerlerinin azalmasına ve zeminde daha kolay yenilmelere neden olmaktadır. Bu aşamada efektif gerilme değerlerinin sıfıra yaklaşması zeminin sıvı gibi davranmasına yol açmakta yani sıvılaşıma olayına neden olmaktadır.



Şekil 7.43. SK2 profili sıvılaşıma analizde boşluk suyu basıncının değişimi-efektif gerilmenin değişimi



a)

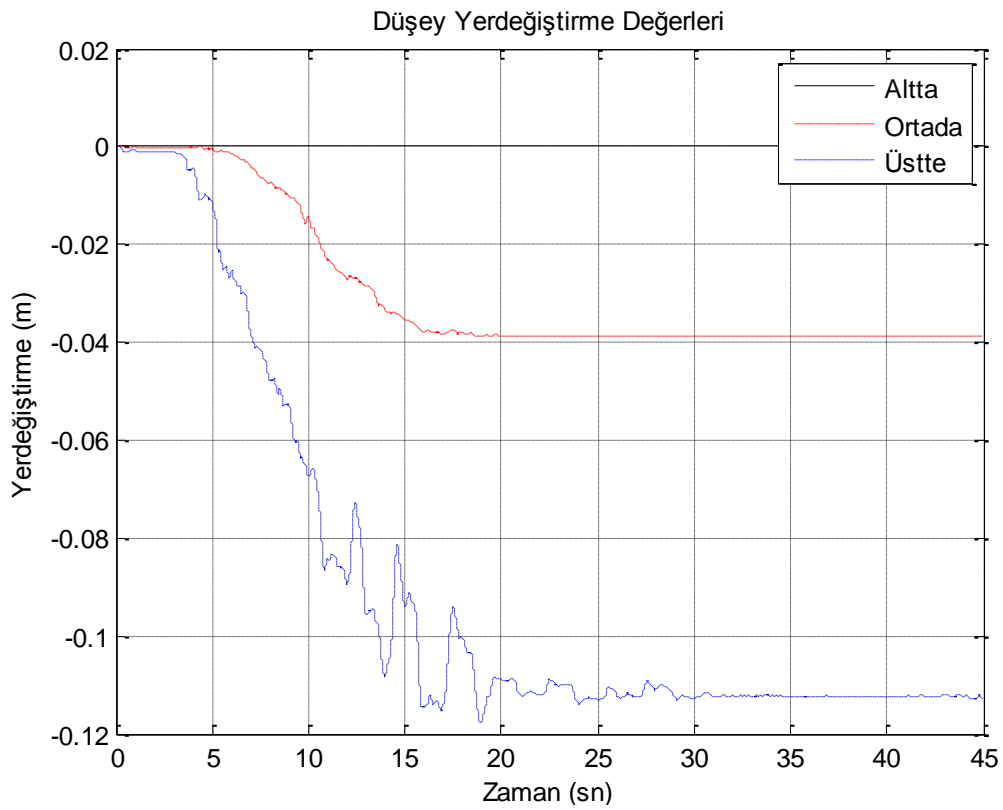
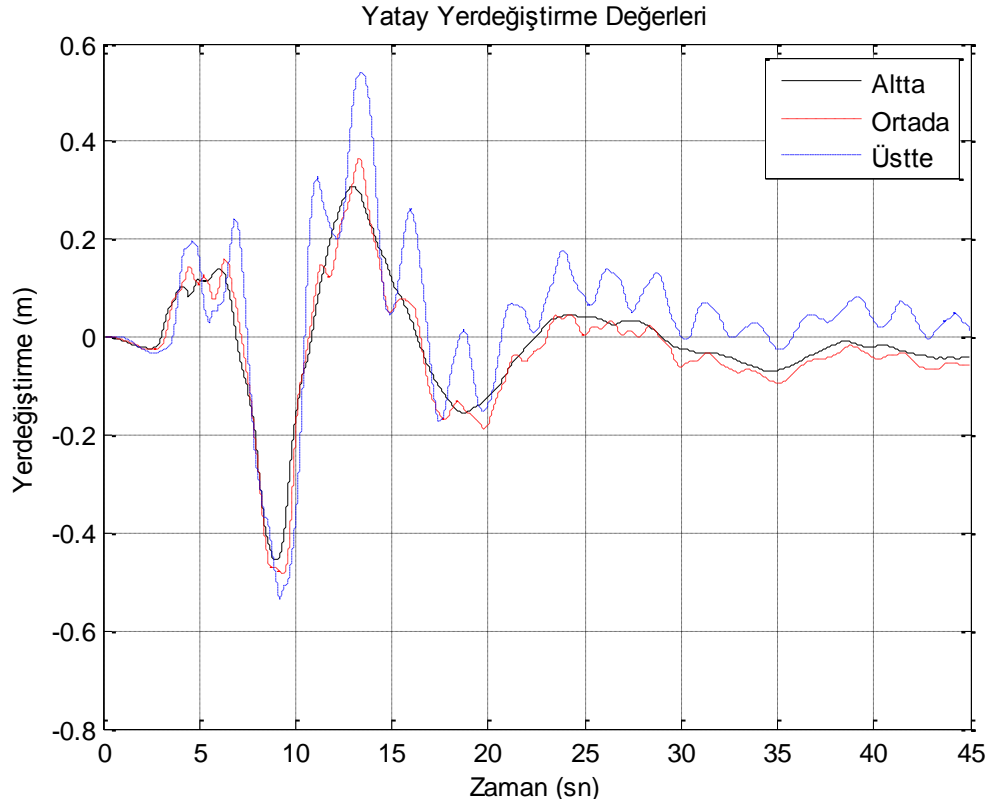


b)

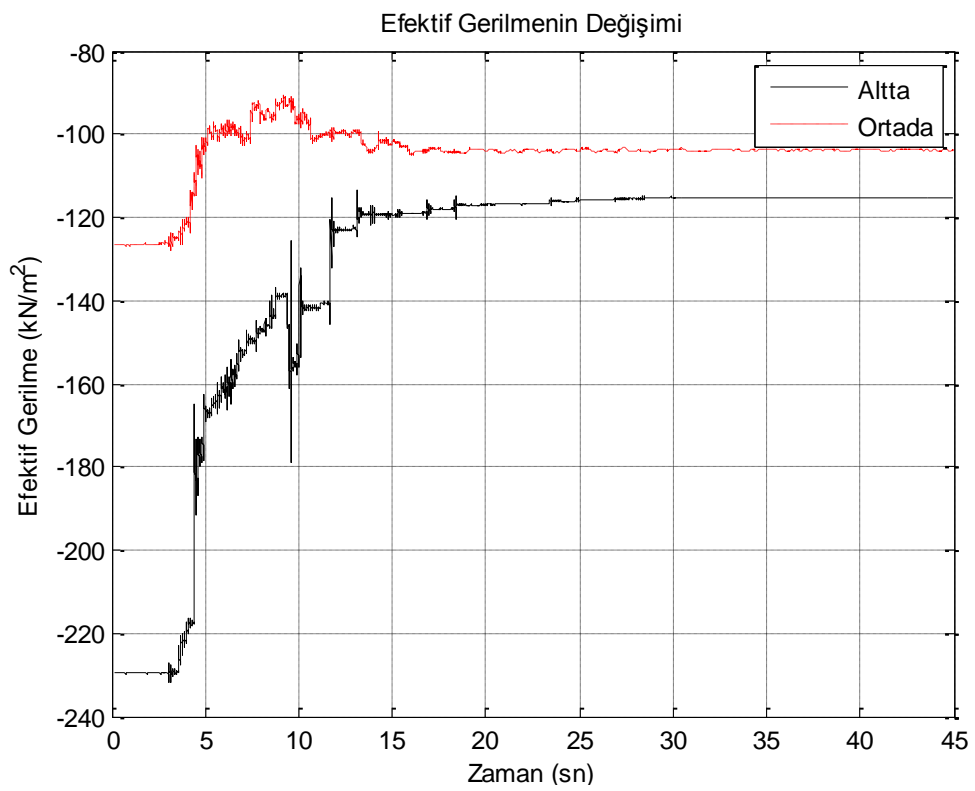
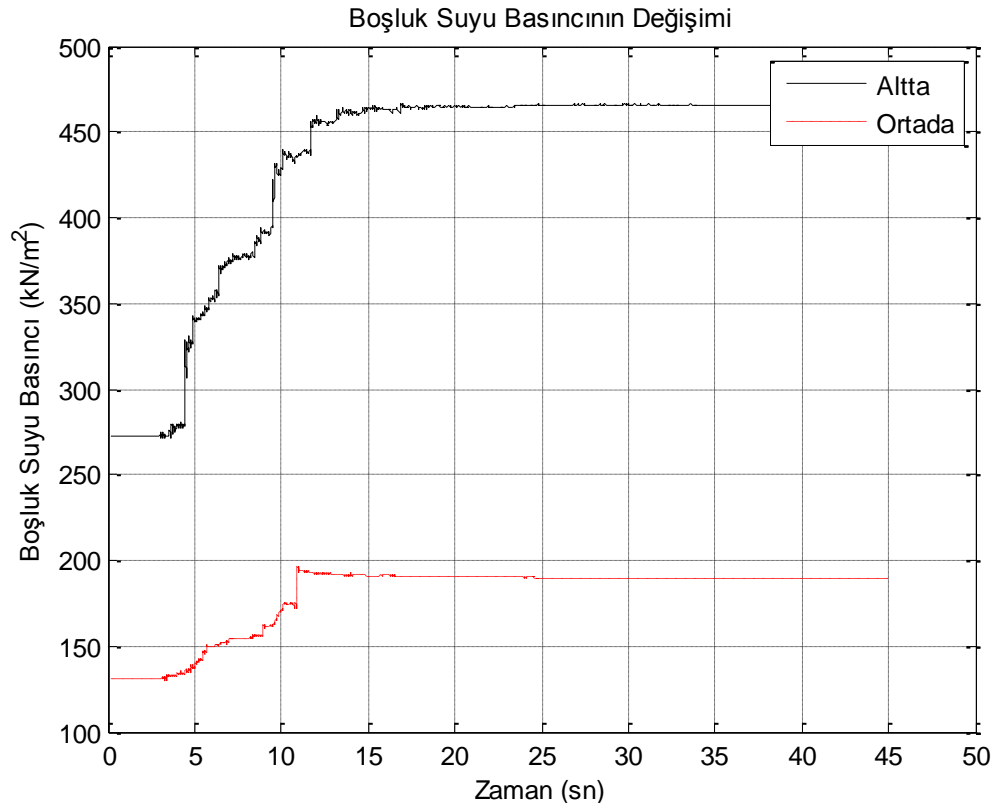
Şekil 7.44. SK3 profili sıvılaşma analizinde tabandan yüzeye a) kayma gerilmesinin değişimi b) ivmenin değişimi

Şekil 7.44'te SK3 zemin profilinde Byrne model sıvılaşma analizinde gerilme değişimleri ve ivme değişimi gösterilmiştir. Elde edilen sonuçlarda kayma gerilmesi değerlerinin yüzeye doğru çıktıkça zeminin sönüm etkisi ve toplam gerilmenin azalmasına bağlı olarak düştüğü görülmüştür. İvme değerlerinin de önceki analiz sonuçlarında olduğu gibi deprem anında arttığı, ancak SK3 zemin profilinde zeminde ki büyütme etkisinin oranının daha fazla olduğu görülmüştür.

Tabakalı zemin SK3 profili Byrne model sıvılaşma analizinde gömülü boru ile beraber deprem süresince yerdeğiştirme değerleri Şekil 7.45'te incelenmiştir. Sonuçlara göre düşey ve yatay yerdeğiştirmelerin her ikisinde de artış olduğu hesaplanmıştır. Yatay yer değiştirme değerlerinin zeminin büyütme etkisi ile yüzeyde yaklaşık % 18'lik bir artış ile 45 cm'den 53 cm'ye kadar çıktığı hesaplanmıştır. Düşey yerdeğiştirme değerlerinin ise yüzeyde deprem süresince 11,8 cm'ye kadar çıktığı hesaplanmıştır.

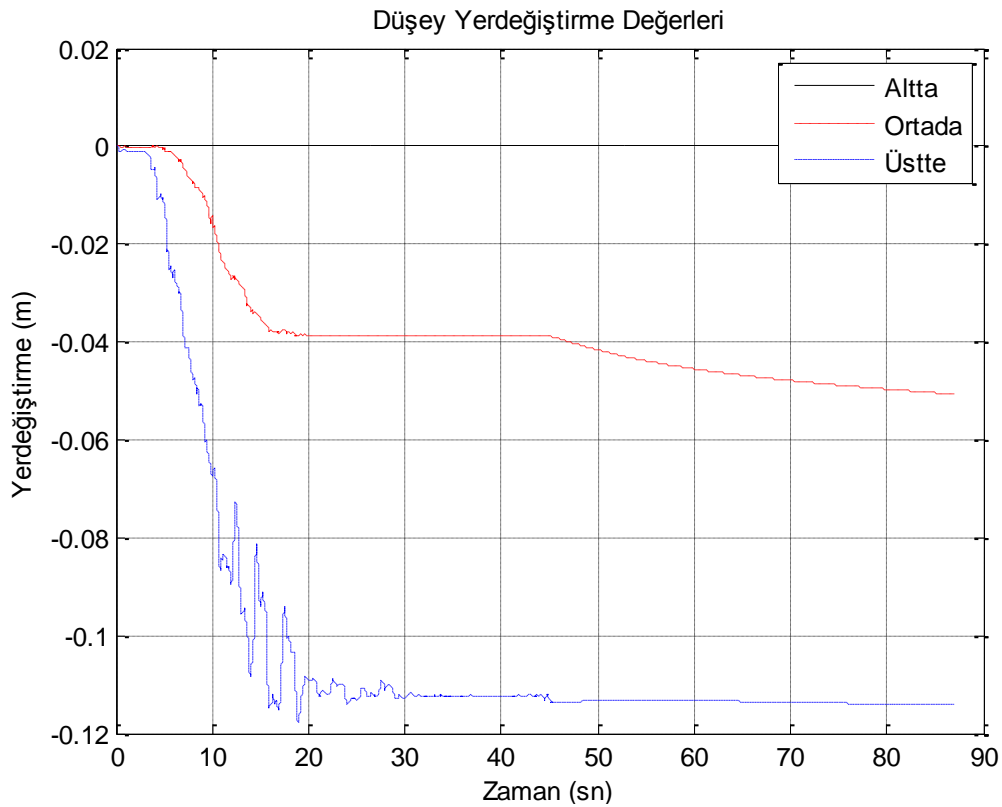


Şekil 7.45. SK3 profili sıvılaşma analizinde tabandan yüzeye a) yatay yer değiştirmenin değişimi b) düşey yer değiştirmenin değişimi



Şekil 7.46. SK3 profili sıvılaşıma analizinde a) boşluk suyu basıncının değişimi b) efektif gerilmenin değişimi

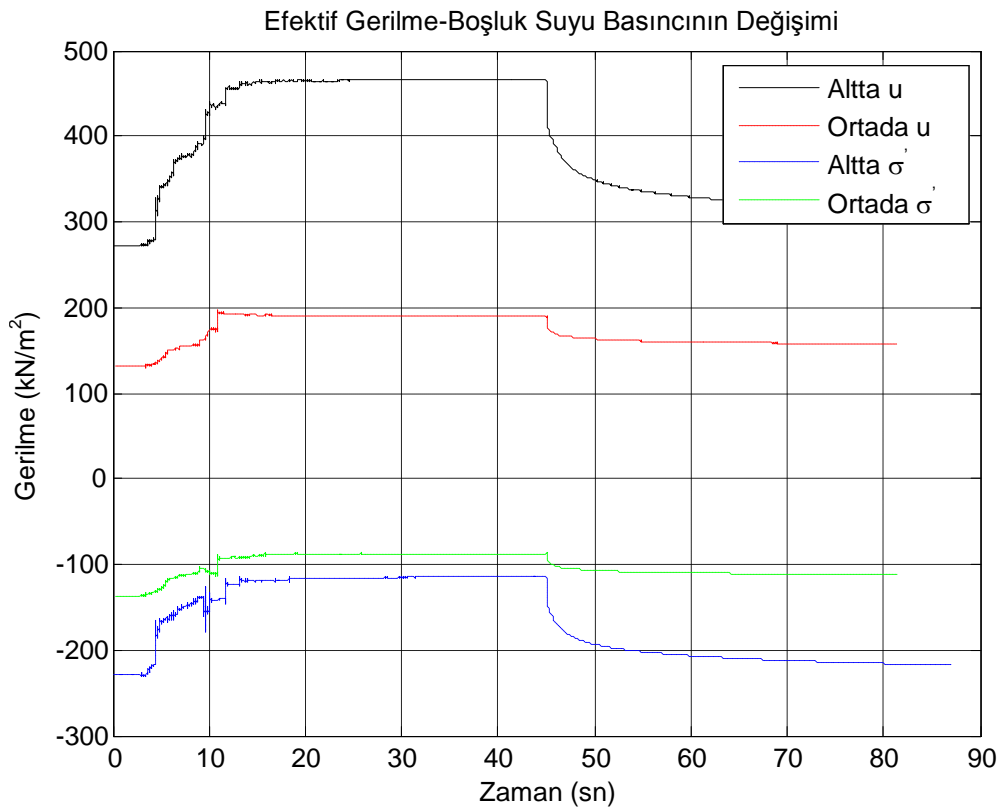
SK3 profilinde borulu sıvılaşma analizinde deprem süresince boşluk suyu basıncı ile efektif gerilme değerleri incelendiğinde deprem süresi boyunca boşluk suyu basıncının tekrarlı gerilmelerin etkisi ile altta % 74 artarak 470 kN/m^2 'ye ortada ise % 46 artarak 190 kN/m^2 'ye arttığı görülmüştür (Şekil 7.46 a). Efektif gerilme değerlerinin altta % 47 azalarak 118 kN/m^2 'ye, ortada % 32 azalarak 85 kN/m^2 'ye kadar düştüğü görülmüştür (Şekil 7.46 b). Bu durum zeminin toplam taşıma gücü değerlerinde yaklaşık olarak % 50'lik bir azalma olduğu tespit edilmiştir.



Şekil 7.47. SK3 profili sıvılaşma analizinde statik drenaj durumunda tabandan yüzeye düşey yer değiştirmenin değişimi

SK3 borulu sıvılaşma analizinde deprem sonrası statik drenaj durumunda (boşluk suyu basıncının sönümlenmesi) yer değiştirmelerin farklılıkları Şekil 7.42'de görülmektedir. Analizde boşluk suyu basıncının sönümlenmesi ile beraber düşey yer değiştirmelerin arttığı ölçülmüştür. Deprem sonunda 11,5 cm olan düşey yer değiştirme değerinin deprem sonrası statik durumda boşluk suyu basıncının sönümlenmesi ile beraber 11,6 cm'ye çıktığı hesaplanmıştır.

SK3 zemin profilinde de önceki analizlerde olduğu gibi deprem süresi boyunca tekrarlı gerilmelerin etkisi ile beraber boşluk suyu basıncının (u) arttığı ve depremin bitmesi ile sönümlenmeye başlayarak azalan bir izlenim gösterdiği tespit edilmiştir (Şekil 7.48). Efektif gerilme değerlerinin (σ') boşluk suyu basıncının artması ile beraber azaldığı, deprem sonrası boşluk suyu basıncının düşmesi ile beraber efektif gerilme değerlerinin yeniden arttığı görülmüştür. Boşluk suyu basıncının artması zeminin toplam taşıma gücü değerlerinin azalmasına ve zeminde daha kolay yenilmelere neden olmaktadır.



Şekil 7.48. SK3 profili sıvılaşıma analizde boşluk suyu basıncının değişimi-efektif gerilmenin değişimi

Yapılan tabakalı zemin analizlerinde her üç profilde de deprem etkisi ile beraber boşluk suyu basıncının arttığı ve buna bağlı olarak efektif gerilme değerlerinin azaldığı görülmüştür. Bu da beraberinde zeminlerde taşıma gücü değerlerinde azalma meydana getirmekte ve fazladan oturmalara neden olmaktadır.

7.3. Sıvılaşma Sonuçlarının Doğrulanması

Nümerik analiz çalışmalarında en büyük problem verilerin doğrulanmasıdır. Elde edilen verilerin doğruluğu çalışmanın geçerliliğinin kanıtlanması açısından çok önemlidir. Doğruluğu kanıtlanmamış bir nümerik çalışma deneysel çalışma olmadan yol gösterici olamaz.

Nümerik analiz çalışmalarında amaç deney maliyetlerinin yüksek olduğu problemlerin çözümünde zamandan ve maliyetten tasarruf amacı ile optimum sürede sonuçları tamamlamaktır. Bu gibi çalışmalarda, nümerik analiz sonuçları öncelikle yapılan deneysel çalışmalar ile doğrulanır ve kanıtlanan bu model üzerinden diğer çalışmalar yapılır. Ancak deprem senaryolarının gerçekleştirilmesi gibi bazı çalışmaların gerçekte deneysel çalışmalarının yapılması mümkün değildir. Bu gibi durumlarda çalışmanın doğrulanmasını sağlamanın en iyi yolu literatürde var olan sonuçlarla kıyaslamak veya ampirik formüllerle elde edilen değerleri analiz sonuçları ile kıyaslamaktır.

Bu çalışmada genel olarak alüvyon zemin özelliklerine sahip Sakarya bölgesinde olası bir deprem sırasında doğalgaz boru hatlarının sıvılaşma durumunda ki performansı incelenmektedir. Dolayısı ile bu çalışmanın deneysel bir yöntem ile yapılması ve nümerik analiz sonuçlarının kıyaslanması mümkün değildir. Ancak literatür de var olan sıvılaşma analizleri ile bu çalışmanın sonuçları doğrulanabilir.

Seed ve Idriss [92], 1964 Alaska ($M_w=9,2$) ve Niigata ($M_s=7,5$) depremlerinden sonra zeminlerde sıvılaşma olasılığının hesaplandığı bir yöntem geliştirmişlerdir. Bu yöntem daha sonra Seed [127] ve Seed vd. [91] tarafından revize edilerek geliştirilmiştir.

Doğrulma aşamasında kullanılan sıvılaşma analizlerinde Çevrimsel Gerilme Oranı (CSR) ve Standart Penetrasyon (SPT) değerlerinden hesaplanan Çevrimsel Dayanım Oranı (CRR) yaklaşımı esas alınmıştır.

Sıvılaşma analizi için aşağıda sıralanan veriler kullanılmaktadır.

- SPT N_{60} değerleri

- YAS seviyesi
- Deprem büyüklüğü ve ivmesi
- Zemin tabakalarının doğal birim hacim ağırlıkları (γ_n) ve ince tane oranı (FC)
- Zeminlerin derinlikleri

Çevrimsel gerilme oranının (CSR) hesabında Seed ve Idriss [92] tarafından geliştirilen yöntemde kullanılan formül, 1996 yılındaki NCEER Workshop'da gözden geçirilmiş ve Denklem 7.1' deki şekli ile önerilmiştir [144].

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_v} = 0.65(\sigma_0 / \sigma'_0) a_{\max} r_d \quad (7.1)$$

CSR: Çevrimsel gerilme oranı

σ_0 : Toplam düşey yük gerilmesi (kPa)

σ'_0 : Efektif düşey yük gerilmesi (kPa)

a_{\max} : Maksimum ivmes (g)

r_d : Gerilme azaltım katsayısı

Denklemden yer alan r_d (gerilme azaltım katsayısı), farklı araştırmacılar tarafından farklı şekillerde ifade edilmesine karşın NCEER raporuna göre derinlik değeri dikkate alınarak hesaplanmaktadır [147].

$$\begin{aligned} r_d &: 1,0 - 0,00765z & z \leq 9,15\text{m} \\ r_d &: 1,174 - 0,0267z & 9,15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m} \\ r_d &: 0,744 - 0,008z & 23 \text{ m} < z \leq 30 \text{ m} \\ r_d &: 0,5 & z > 30 \text{ m} \end{aligned}$$

Deprem yükleri, çevrimsel kayma gerilmeleri ile ifade edilmektedir. CSR ile hesaplanan deprem yükleri, ortamdaki kaydırıcı kuvvettir ve sıvılaşma analizinde güvenlik katsayısının hesaplanmasında kullanılır.

7.3.1. Çevrimsel dayanım oranı (CRR)

CRR zeminin sıvılaşmaya karşı gösterdiği direncin ifadesidir. CRR için geliştirilen sıvılaşma eğrileri ve denklemler, büyüklüğü 7,5 olan depremler için geçerlidir. Farklı büyüklükteki depremler için yapılacak analizlerde bir düzeltme faktörü kullanılır. Bu çalışma kapsamında yapılan sıvılaşma analizlerinde SPT verileri kullanılmıştır. Çevrimsel dayanım oranı hesabı üç adımda yapılır:

1. SPT darbe sayısının düzeltilmesi
2. İnce dane düzeltilmesi
3. CRR 7,5 hesaplanması

7.3.2. SPT darbe sayısının düzeltilmesi

Standart penetrasyon deneyi ile elde edilen değerlerde belli bir standardın yakalanabilmesi için, deney sonucunu etkileyen faktörlerin ortak kabul gören bir düzeltmeden geçirilmesi gerekmektedir. Ham SPT-N değerleri için düzeltme faktörleri Tablo 7.3' de gösterilmektedir. Bu faktörler göz önüne alınarak SPT değerleri için yapılacak düzeltmelerde denklem 7.2' nin kullanılması önerilmiştir.

$$(N_1)_{60} : N_m C_n C_e C_b C_r C_s \quad (7.2)$$

N_m : SPT darbe sayısı

C_n : Üst tabaka yükü düzeltme katsayısı

C_e : Çekiç enerji oranı düzeltme faktörü

C_b : Kuyu çapı düzeltme faktörü

C_r : Tij boyu düzeltme katsayısı

C_s : Numune alma metodu düzeltme katsayısı

Tablo 7.4. SPT N_{30} değerlerine uygulanan düzeltmeler [148]

Faktör	Terim	Alet değişkeni	Düzeltilme
Örtü Yüğü Basıncı	C_n	σ'_0 =Efektif düşey yük basıncı (ton/ft ²) 100 kPa=1,044 ton/ft ²	$C_n = \sqrt{1/\sigma'_0}$ $0,4 \leq C_n \leq 1,7$
Enerji Oranı	C_e	Güvenli çekiç Donut çekiç Otomatik düşülü	0,60-1,17 0,45-1,00 0,9-1,6
Sondaj Kuyusu Çapı	C_b	65 mm - 115mm 150 mm 200 mm	1,0 1,05 1,15
Sondaj Tiji Uzunluğu	C_r	3 m - 4 m 4 m - 6 m 6 m - 10 m 10 m - 30 m >30 m	0,75 0,85 0,95 1,0 <1,0
Numune Alma Yöntemi	C_s	Standart Numune Alıcı Standart Olmayan Numune Alıcı	1,0 1,2

7.3.3. $CRR_{7,5}$ değerinin hesaplanması

Blake tarafından NCEER Workshop' da $CRR_{7,5}$ değeri için denklem 7.3 önerilmiştir [149]:

$$CRR_{7,5} = \frac{a + cx + ex^2 + gx^3}{1 + bx + dx^2 + fx^3 + hx^4} \quad (7.3)$$

x:(N_1)_{60f}

a : 0,048

b : -0,1248

c : -0,004721

d : 0,009578

e : 0,0006136

f : -0,0003285

g : $-1,673 \cdot 10^{-5}$

h : $3,714 \cdot 10^{-6}$

7.3.4. Güvenlik Sayısı (FS)

Sıvılaşma analizlerinde zeminin sıvılaşma potansiyelini güvenlik sayısı (Factor of Safety) ortaya koymaktadır. Sıvılaşma analizlerinde güvenlik sayısının 1 ve 1'den büyük olması istenir. Sıvılaşma için güvenlik sayısı denklem 7.4' teki gibi hesaplanmaktadır:

$$FS = CRR_m / CSR_{fs} \quad (7.4)$$

Güvenlik sayısı 1' den küçük ise sıvılaşma potansiyeli vardır. Güvenlik sayısının 1 ve 1'den büyük olduğu durumlarda sıvılaşma potansiyeli olmadığı söylenebilir.

7.3.5. Oturma hesapları

Bu aşamada nümerik analiz sonuçlarını kıyaslayabilme için Tokimatsu ve Seed [147] yöntemi ve Ishihara ve Yoshimine [148] yöntemi ile sıvılaşmaya bağlı oturma analizlerinden faydalanılmıştır.

7.3.5.1. Tokimatsu ve Seed yöntemi

Tokimatsu ve Seed yöntemine göre [150], sıvılaşma sonrası suya doymun kumlar için oturma hesabı $(N_1)_{60}$ ve CSR arasındaki ilişki kullanılarak yapılır.

Oturma analizinde SPT ve $(N_1)_{60}$ değerlerinden hacimsel birim deformasyonunu (ϵ_c) hesaplanır. Her tabaka için ayrı ayrı hacimsel birim deformasyon hesabı yapılır. Tabakalar için hacimsel birim deformasyonu Şekil 7.49'daki grafik yardımı ile bulunur. Her tabakanın oturma miktarı, o tabakaya ait hacimsel birim deformasyonun tabakanın kalınlığı ile çarpılması ile hesaplanır (Denklem 7.5).

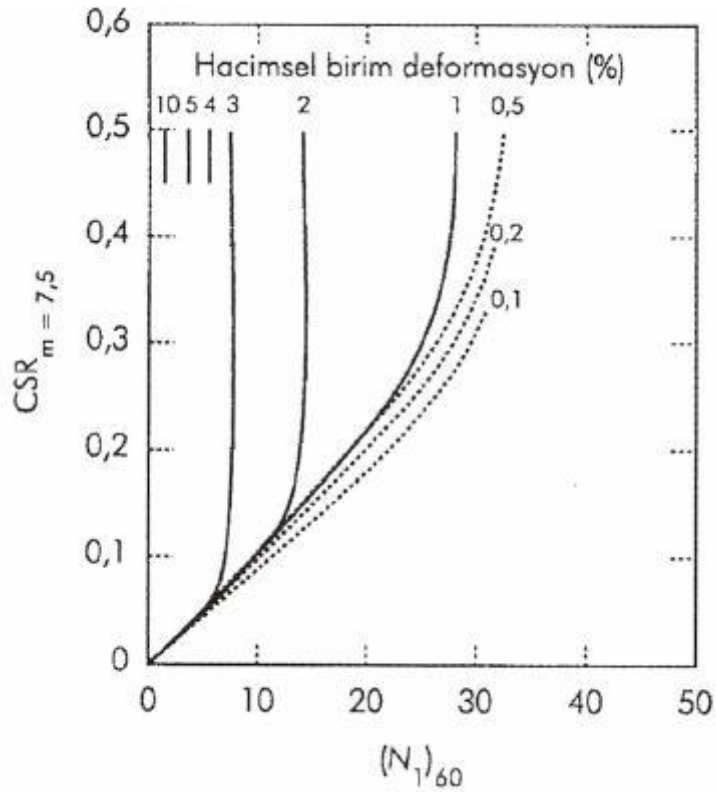
$$S_{doymun} = (\epsilon_c / 100) \cdot d_z \quad (7.5)$$

Burada;

S_{doygun} = suya doygun zemindeki oturma (cm)

ε_c = hacimsel deformasyon (%)

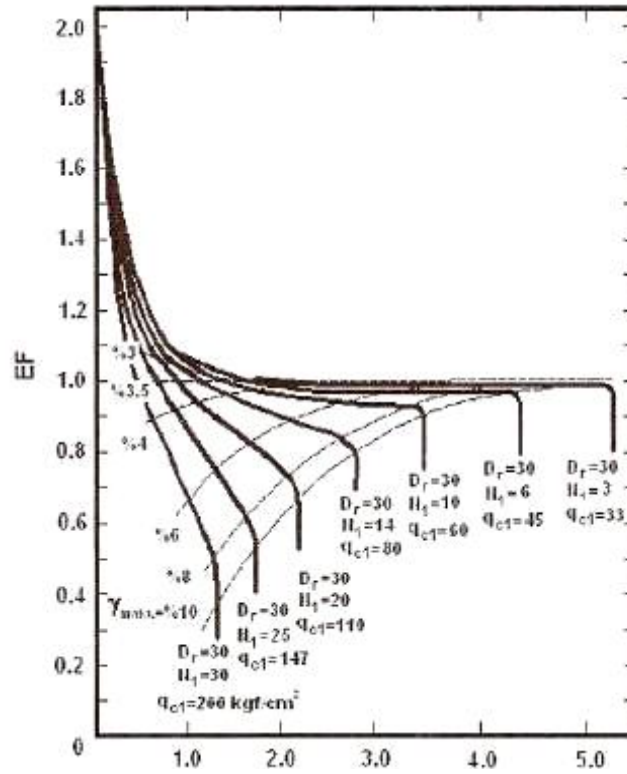
d_z = zemin tabakasının kalınlığı (cm)



Şekil 7.49. CSR ve düzeltilmiş SPT değerlerine göre hacimsel deformasyonlar

7.3.5.2. Ishihara ve Yoshimine yöntemi

Ishihara and Yoshimine yönteminde de [151] deprem sonrası oluşacak oturma hesabında her tabaka için hacimsel deformasyon hesap edilir. Hacimsel deformasyonun hesabında, güvenlik katsayısı (FS) ve zeminin relatif sıkılığına (Dr) bağlı olarak Şekil 7.50' deki grafik kullanılır.



Şekil 7.50. Sıvılaşma sonrası hacimsel değişim ile güvenlik katsayısı arasındaki ilişki [151].

Hacimsel deformasyon hesabından sonra deprem sonrası oluşan oturma denklem 7.6 kullanılarak hesaplanır:

$$S_{\text{doygun}} = (\varepsilon_v / 100) \cdot d_z \quad (7.6)$$

Burada;

S_{doygun} = suya doygun zemindeki oturma (cm)

ε_v = Hacimsel deformasyon (%)

d_z = zemin tabasının kalınlığı (cm)

7.3.6. Sıvılaşma analiz sonuçlarının karşılaştırılması

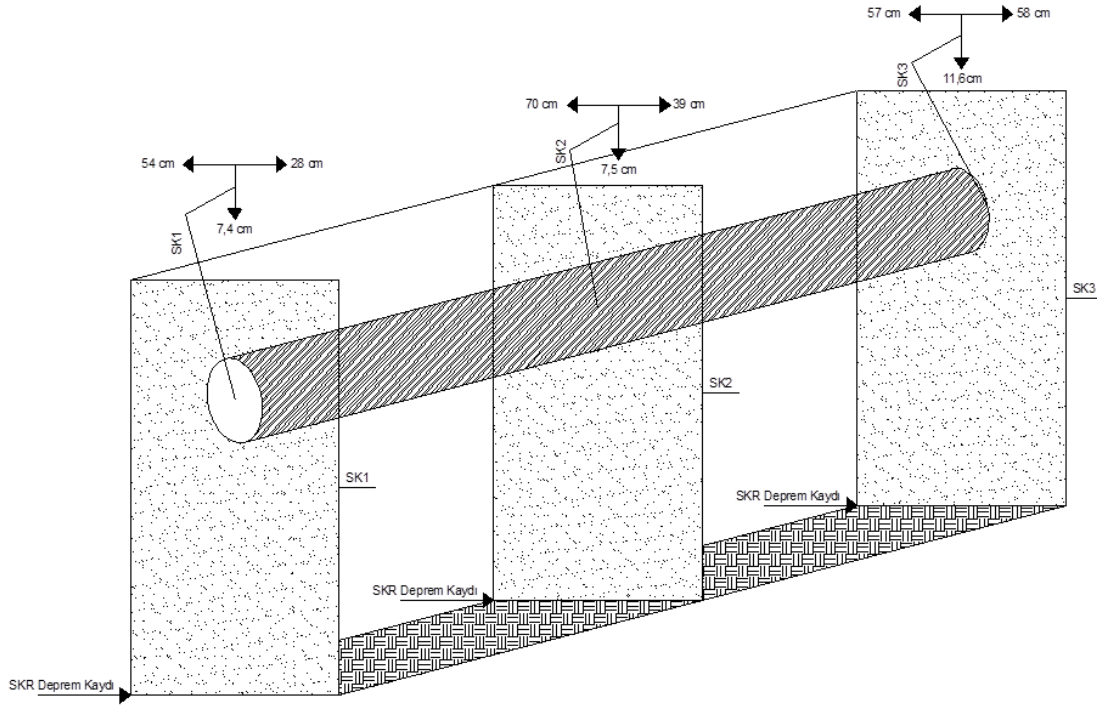
FLAC ile yapılan analizlerin doğrulanması amacı ile literatürde geçerliliği kabul edilen iki yöntem ile elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır (Tablo 7.4). Elde edilen sonuçlar karşılaştırıldığında, FLAC ile yapılan analiz sonuçlarının diğer yöntemler

ile benzer sonuçlar verdiği görülmüştür. Bu sonuçlar kurulan nümerik modelin doğruluğu açısından büyük önem taşımaktadır.

Tablo 7.5 Karşılaştırmalı sonuçlar tablosu

	FLAC	Tokimatsu ve Seed yöntemi	Ishihara ve Yoshimine yöntemi
Düşey yerdeğiştirme değerleri (cm)			
SK1	7,4	13,2	12,8
SK2	7,5	7,9	7,8
SK3	11,6	15,6	13,5

Tablo 7.4 incelendiğinde FLAC 2D ile yapılan sınılaşmaya bağlı toplam oturma değerleri, diğer yöntemler ile elde edilen sonuçlarla paralellik göstermektedir. FLAC ile elde edilen sonuçlar her iki yönteme göre de daha düşük değerlerde kalmaktadır. Burada Tokimatsu ve Seed [147] ile İshihara ve Yoshimine [148] yöntemlerinin her ikisinde de oturabilir zemin tabakası kalınlığına bağlı yaklaşık hesaplar yapılmaktadır. Ancak bilinen bir gerçek vardır ki zemin özellikleri ve davranışı her bölgede farklı sonuçlar ortaya çıkarmaktadır. Dolayısı ile elde edilen bu sonuçlar ve yakınsaklık kurulan modelin doğruluğunu ve yaklaşık yöntemler ile nümerik analizler arasındaki farkları ortaya çıkarmaktadır. Tabi ki gerçek modeller veya ölçekli benzer deney düzenekler ile bu incelemelerin yapılması en doğru sonuçları verecektir. Ancak bu tür uygulamaların özellikle mali imkansızlıklar nedeni ile yapılamamasından dolayı, gerçeğe en yakın olarak kurulan nümerik modeller ile yapılan değerlendirmeler de oldukça önemlidir.



Şekil 7.51. Kabul edilen boru hattındaki yerdeğişmeler

Sıvılaşma modeli ile yapılan analiz sonuçları bir bütün olarak değerlendirildiğinde (Şekil 7.51) zemin özelliklerine bağlı olarak ortaya çıkan farklı davranışların verebileceği hasarlar daha iyi görülmektedir. SK1 profilinde toplam yanal hareket mesafesi 82 cm, düşey yerdeğiştirme ise 7,4 cm olmuştur. SK2 profilinde toplam yanal hareket mesafesi 109 cm, düşey yerdeğiştirme ise 7,5 cm olmuş ve SK3 profilinde yanal hareket toplamda 115 cm'ye kadar ulaşmış, düşey deformasyonda 11,6 cm ölçülmüştür. Bütün bunlar genel olarak değerlendirildiğinde yanal hareketler 1 m'yi aşmakta ve farklı düşey yerdeğiştirmeler olmaktadır. Bu büyüklükteki hareketlerin olduğu bir boru hattında oldukça önemli deformasyonların olması beklenmektedir. Dolayısı ile özellikle Sakarya bölgesi gibi alüvyon tabakasına sahip, sıvılaşma potansiyeli olan ve deprem bölgesinde bulunan bu tip zeminlerden boru hattı geçecek ise detaylı araştırmalar yapılarak gerekli önlemlerin alınması gerekmektedir.

BÖLÜM 8. SONUÇLAR

Sakarya ve çevresi Kuzey Anadolu Fayından dolayı tektonik hareketlilik açısından aktif bir alandır. Bu bölge aynı zamanda alüvyon dolgu zeminde yer alması sebebiyle geçmişte meydana gelen kuvvetli depremlerde büyük yıkımlara uğramıştır. Bölge zeminlerinin jeolojik ve geoteknik özellikleri değerlendirildiğinde, deprem esnasında sıvılaşma ve oturmaya bağlı deformasyonların oluşması bakımından büyük bir potansiyele sahip oldukları görülmektedir. Bu oturma ve yer değiştirmeler, bu zeminlerin üzerinde ya da içerisinde yer alacak mühendislik yapılarının deprem sırasındaki performansını özellikle etkilemekte ve bu yapılar üzerinde ek yüklerin oluşmasına sebep olmaktadır.

Boru hatları da bu mühendislik yapıları içinde önemli bir yer kapsamaktadır. Deprem sonrasında çıkan yangınlarla mücadele etmek için su gerektiği gibi, depremi izleyen günlerde de gerek insanların yaşamı gerekse endüstri için petrol, doğal gaz, su ve atık su sistemlerinin işlevselliğini sürdürmesi ya da çok kısa zamanda hizmet verebilmeyi geri kazanması gerekir. Yukarıdaki örneklerden de anlaşılacağı üzere, boru hatlarının deprem öncesinde olduğu kadar deprem sırasında ve sonrasında da fonksiyonlarını devam ettirebilmeleri can ve mal kayıplarının azaltılması ve yaşanabilir ortam koşullarının sağlanmasında temel etkenlerden biridir. Bu nedenle, boru hatlarının deprem sırasındaki performanslarının önceden belirlenebilmesi gerekmektedir.

Boru hatları çok geniş alana yayılan, sismik tehlikelerle karşı karşıya kalan ve zemin koşullarından en çok etkilenen en önemli can damarlarıdır. Ülkemizde çoğu boru hatları sismik hareketlerin yüksek olduğu alanlardan geçmektedir. Bu nedenle yapılan tez çalışmasında gömülü boru hatlarının sismik performanslarının değerlendirmesi için nümerik modelleme yapılarak sıvılaşma ve oturma parametrelerine bağlı hasarları incelenmiştir. Araştırmanın ilk aşamasında tek tabakalı zemin modeli içindeki borunun deprem etkisi altındaki deformasyonları,

ikinci aşamada ise tabakalı zeminde borunun deprem performansı incelenmiştir. Üçüncü ve son aşamada tabakalı zeminde sıvılaşma analizi yapılmıştır.

- Analiz çalışmalarında ilk olarak nümerik modelin boyutları tasarlanmıştır. Boyutlandırma çalışmalarında elastik zemin kabulü koşullarında sabit bir harmonik yük altında zemin modelinin boyutlarının ve özelliklerinin değişimin sonuçlara olan etkisi incelenmiştir. Yapılan çalışmalarda elde edilen verilere göre modelin uzunluğu sabit tutulduğunda, model yüksekliğinin değişimi ile sonuçların etkilendiği ancak 30 metre'den sonra bu etkinin azalarak kaybolduğu görülmektedir. Ayrıca Model uzunluğunun artışının sınır şartlarının doğru modellenmesi ile etkisinin ortadan kalktığı görülmüştür. Sonuç olarak nümerik modelin boyutları 30x30 m olarak tespit edilmiştir.
- Elastik model sonuçlarına göre borusuz dinamik analizde, borunun bulunduğu bölge olan yüzeyde, maksimum 4 cm lik düşey yer değiştirme ve 2 cm lik yatay yer değiştirme olmuştur. Borulu analizlerde ise düşey yer değiştirme değerinin 18 cm ye kadar arttığı, yatay yer değiştirmenin ise borusuz duruma göre artmasına rağmen 2,5 cm gibi düşük değerlerde kaldığı ölçülmüştür.
- Tek tabakalı analiz sonuçlarında da olduğu gibi tabakalı zemin sonuçlarında yatay ve düşey yer değiştirme değerlerinin zemin kesiti içindeki gömülü boru yapısının hasar almasının muhtemel olduğu tespit edilmiştir.
- Borulu ve borusuz durum analiz sonuçlarına göre, büyük bir zemin kesiti içinde çok küçük kalan borunun etkisinin olmadığı görülmüştür. Bu tür analizlerde serbest saha çalışmalarında meydana gelebilecek muhtemel sonuçların, zemin içinde boru olması halinde de oluşabileceği düşünülebilir.

Çalışmanın ana sonuçların biri de farklı katmanlardan ve formasyonlardan oluşan zeminlerin, tabakalı olarak sıvılaşma modelinin kurulması ve Sakarya gibi alüvyon zeminlerde sıvılaşma-taşıma gücü kaybına bağlı deformasyonların ortaya çıkarabileceği hasarların tespiti olmuştur. Bu aşamada Finn-Byrne model sıvılaşma analizi kurularak zeminlerin dinamik etki altında davranışı, boşluk suyu basıncının ve efektif gerilme değerlerindeki değişimi incelenmiştir.

- Finn-Byrne model sıvılaşma analizlerinde boşluk suyu basınçların % 20 ile % 90 arasında farklı oranlarda arttığı görülmüştür. Bu nedenle artan boşluk suyu basıncının sönümlenmesi ile beraber oluşan düşey yerdeğiştirmelerin gömülü borularda deprem sonrası geçen zaman içinde muhtemel hasarlar oluşturacağı düşünülmektedir.
- Finn-Byrne model sıvılaşma analizlerinde elde edilen bir diğer sonuçta yatay yerdeğiştirmeler üzerine olmuştur. Elde edilen sonuçlara göre deprem sırasında yatay yerdeğiştirme değeri % 56'ya varan bir artış göstermiştir. Yatay doğrultuda her iki yönde de meydana gelen bu yerdeğiştirme artışlarının toplamda 110 cm'lik bir yatay yer değiştirmeye ulaştığı görülmüştür. Bu yatay hareketin deprem sırasında zemin içindeki boruyu deforme edeceği düşünülmektedir.
- Bu sonuçlardan yorumla boşluk suyu basıncının (u) artması ve efektif gerilmenin azalmasına bağlı olarak, Terzaghi taşıma gücü teorisine göre (Denk. 7.1) temel denklemde bulunan efektif gerilme (σ') değerinin azalması ile toplam taşıma gücü değerinin de azalacağı görülmüştür.

$$q_u = k_1 c N_c + \sigma' N_q + k_2 \gamma B N_\gamma \quad (8.1)$$

- Yapılan analizlerde elde edilen sonuçlardaki ivme kayıtları incelendiğinde sıvılaşma potansiyeli olan zeminlerde deprem ivme kaydı verilerinin yüzeyde büyüdüğü tespit edilmiştir. Dolayısı ile Sakarya bölgesinde sıvılaşma potansiyeli olan zeminlerde zeminin büyütme etkisinin göz ardı edilmemesi gerektiği tespit edilmiştir.

Bu çalışmada deprem anında sıvılaşma riski olan bölgelerdeki doğal gaz boru hatlarının büyük zemin kesiti içinde yatay ve düşey yer değiştirmelere bağlı olarak hasar alma ihtimali incelenmiştir. Sonuç olarak, sıvılaşma potansiyeli olan tek tabakalı ve tabakalı zeminlerde yer hareketi neticesinde oluşan yatay ve düşey yer değiştirme değerlerinin zemin içindeki boruyu deformasyona uğratmasının muhtemel olduğu görülmüştür. Bu nedenle boru hattının deformasyona uğramasının olasılığının olduğu bu bölgelerde bu problemleri ortadan kaldırmak amacı ile riskli bölgelerde kısa aralıklarla ani gaz kesicilerin konulması, esnek boruların kullanılması ve uygun zemin iyileştirme tekniklerinin kullanılması bu problemlere çözüm olabilir.

Bu tez çalışması özellikle depremden sonra doğalgaz boru hatlarında oluşabilecek tehlike ve risklerin önlenmesi için gerçekleştirilmiştir. Böylece idari karar mekanizmalarındaki ilgili kurum ve kuruluşlar riskli bölgelerde alınması gereken önlemleri irdeleyebileceklerdir. Bu tür bir araştırma çalışması Sakarya bölgesinin hiçbir yerinde yapılmamıştır. Türkiye genelinde de düşünüldüğünde gömülü boru hatlarına ait inşaat aşaması öncesinde analiz yapılmadığı bilinmektedir. Özellikle can ve mal güvenliği açısından bu konuyu önemi yadsınamaz. Bu açıdan bakıldığında hayati önem taşıyan gömülü boruların, deprem sonrasında da işlevselliğini devam ettirebilmesi için özellikle riskli bölgelerde bu tür çalışmaların yapılması ve muhtemel problemleri noktalarda ek önlemler alınması gerekmektedir.

Bu çalışmaya ek olarak daha sonra bu çalışmanın öncelikle üç boyutlu analizinin yapılması ve elde edilen bu sonuçlarla karşılaştırılması önerilebilir. Bu aşamada imkanlar dahilinde bir prototip model kurularak model üzerinde elde edilen sonuçların 3D model ile karşılaştırılması nümerik analiz çalışmalarındaki sonuçları değerlendirebilmek için uygun bir çözüm olarak önerilebilir.

KAYNAKLAR

- [1] <http://tuikapp.tuik.gov.tr/adnksdagitapp/adnks.zul>
- [2] TOPRAK,S., YOSHIZAKI, K., Boru Hatlarına Deprem Yüklerinin Etkisi, Beşinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul, 26-30 Mayıs 2003.
- [3] YARGICI V., Assessment of Buried Pipeline Performance During the 1999 Duzce Earthquake, In Partial Fulfillment of The Requirements for The Master of Science in The Department of Civil Engineering, 2003.
- [4] LEE, D.H., KIM, B.H., LEE, H., KONG, J.S., Seismic Behavior of A Buried Gas Pipeline Under Earthquake Excitations, Engineering Structures, Vol. 31 pp: 1011-1023, 2009.
- [5] BOĞAZIÇI ÜNİVERSİTESİ DEPREM ARAŞTIRMA VE UYGULAMA MERKEZİ, İzmir Deprem Senaryosu ve Master Planı, İstanbul, 1999.
- [6] Ortadoğu Teknik Üniversitesi, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Yıldız Teknik Üniversitesi ve İstanbul Büyükşehir Belediyesi, İstanbul Deprem Master Planı, İstanbul, Temmuz 2003.
- [7] KOBAYASHI, T., SHIMAMURA, K., OGUCHI, N., OGAWA, Y., UCHIDA, T., KOJIMA, S., KITANO, T., TAMAMOTO, K., Recommended Practice for Design of Gas Transmission Pipelines in Areas Subject to Liquefaction, Proceedings, International Gas Research Conference, TP-34, Amsterdam, 2001.
- [8] MASUDA, T., KOBAYASHI, T., YOSHIZAKI, K., KOBAYASHI, M., Recommended Practice for Design of Gas Transmission Pipelines in Areas Subject to Liquefaction, Proceedings, International Conference on Application and Evaluation of High-Grade Line pipes in Hostile Environments, 2002.
- [9] MIKI, C., OGUCHI, N., UCHIDA, T., SUGANUMA, A., INOUE, T., Deformation and Fracture Properties of Straight Steel Pipe with Internal Pressure under Uniaxial Compressive and Bending Load, Proceedings, 12th World Conference on Earthquake Engineering, No. 1433, New Zealand, 2000.
- [10] MIKI, C., KOBAYASHI, T., OGUCHI, N., UCHIDA, T., SUGANUMA,

-] A., KATOH, A., Deformation and Fracture Properties of Steel Pipe Bend with Internal Pressure Subjected to In-Plane Bending, Proceedings, 12th World Conference on Earthquake Engineering, No. 1814, New Zealand, 2000.
- [11] YOSHIZAKI, K., O’ROURKE, T. D., HAMADA, M., Large Scale Experiments of Buried Steel Pipelines with Elbows Subjected to Permanent Ground Deformation, Proceedings, Seventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Theme: Urban Earthquake Hazard, No: 217, Boston, MA, U.S.A., 2002.
- [12] RAUCH, A.F., An Empirical Method for Predicting Surface Displacements Due to Liquefaction-Induced Lateral Spreading in Earthquakes, Dissertation Submitted to the Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University in Partial Fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering, 1997.
- [13] FEMA, Earthquake Resistant Construction of Gas and Liquid Fuel Pipeline systems Serving or Regulating by the Government, 1992.
- [14] FEMA, American Lifelines Alliance, Seismic Guidelines for Water Pipelines, March 2005.
- [15] ASCE, American Lifelines Alliance, Guidelines for the Design of Buried Steel Pipe, July 2001.
- [16] UNUTMAZ, B., Assessment of Soil –Structure-Earthquake Interaction Induced Soil Liquefaction Triggering, in Partial Fulfillment of The Requirements for The Degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering, Middle East Technical University, December 2008.
- [17] ASCE-25 Task Committee On Earthquake Safety Issues For Gas Systems, Improving Natural Gas Safety in Earthquakes, July 11, 2002.
- [18] ÇETİN Ö.K., UNUTMAZ B., Zemin Sıvılaşması ve Sismik Zemin Davranışı, Türkiye Mühendislik Haberleri, 430-2004/2.
- [19] <http://www.botas.gov.tr/images/icerik/harita/BotasGenel.jpg>
- [20] MOHRI, Y., YASANUKA, M. TANI, S., Damage to Buried Pipeline Due to Liquefaction Induced Performance At The Ground By The Hokkaido-Okai Earthquake In 1993, Earthquake Geotechnical Engineering, ed. K. Ishihara, Balkema, Rotterdam, Vol.1, pp.31-36, 1995.
- [21] GÜMÜŞ, M., Farklı Zeminlerdeki Boruların Dinamik Yükler Altında Davranışı, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Eylül 2009.
- [22] O’ROURKE, T.D., TOPRAK, S., JEON, S.S., Factors Affecting Water Supply Damage Caused by the Northridge Earthquake, Proceedings, Sixth

- U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, WA, June, pp.1-12, 1998.
- [23] SAĞLAMER, A., BALKAYA, M., Gömülü Boru Davranışları, Beşinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, 26-30 Mayıs 2003, İstanbul. 2003.
- [24] ARIMAN T., MULESKI, G.E., A Review Of The Response of Buried Pipelines Under Seismic Excitations, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.1, pp.133-151, 1981.
- [25] O'ROURKE, M. J., Wave Propagation Effects on Buried Pipe at Treatment Plants, Earthquake Spectra, Vol.24, pp.725-749, 2008.
- [26] O'ROURKE, M. J., Seismic Behaviour of Buried Pipeline Components: A State-of-The-Art Review, 10th European Conference on Earthquake Engineering, ed. Duma, Balkema, Rotterdam, 1995.
- [27] MIURA, K., Dynamic Soil-Structure Interaction, International Institute of Seismology and Earthquake Engineering, Lecture Note, 2003.
- [28] EIDINGER, J. Lifelines, Water Distribution System in the Loma Prieta Earthquake, Performance of the Built Environment-lifelines, US Geological Survey Professional Paper 1552-A, ed. Shiff, pp.63-83, 1998.
- [29] ABDOUN, T., O'ROURKE, M.J., GADICHERLA, V., Centrifuge Modeling of Buried Pipelines. pp. 757-768, 2002.
- [30] SEED, H.B., PEACOCK, W.H., Test Procedures for Measuring Soil Liquefaction Characteristics, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.97, pp. 1099-1119, 1971.
- [31] FINN, W.D.L., EMERY, J.J., GUPTA, Y.P., Liquefaction of Large Samples of Saturated Sand on a Shaking Table, Proceedings of the 1st Canadian Conference on Earthquake Engineering, pp.97-110, 1971.
- [32] TSUKAMOTO, Y., ISHIHARA, K. and NAKAZAWA, H., Soil Properties of the Deposits in Adapazari from Laboratory Tests, XV ICSMGE TC4 Satellite Conference, Istanbul, pp.275-280, 2001.
- [33] ERKEN, A., ANSAL, A.M., Liquefaction characteristics of undisturbed sands, performance of ground and soil structure during earthquakes, 13th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp.165-175, 1994.
- [34] ERKEN, A., KAYA, Z., ÜLKER, M.B.C., Liquefaction in Adapazari during 1999 Kocaeli Earthquake, 6th International Congress on Advances in

Civil Engineering, Bogazici University, Istanbul, Turkey, 6-8 October, pp.1525-1534, 2004.

- [35] ERKEN, A., GÜLERCE, Ü., BALKAYA, M., HATIPOĞLU, M., DÜNDAR, S., KAYA, Z., An Example for the Effects of Local Soil Conditions on Structural Behaviour in Adapazari, 6th International Congress on Advances in Civil Engineering, Bogazici University, Istanbul, Turkey, 6-8 October, pp.1514-1523, 2004.
- [36] DAMGAARD, J.S., Soil liquefaction around and its implications for pipelines, LIMAS, End-User Workshop to Present State-of-the-Art Knowledge, 5-6 April, 2004, Pau, France, 2004.
- [37] ÖZMEN, B., 17 Ağustos 1999 İzmit Körfezi Depremi'nin Hasar Durumu, TDV/DR 010-53, Türkiye Deprem Vakfı, Ankara, 2000.
- [38] KAWASHIMA, K., SHOJI, G., Damage of transportation facility in the 1999 Kocaeli and Duzce, Turkey earthquakes and the 1999 Chi-Chi, Taiwan earthquake, Proceedings of the Joint Meeting of the U.S.-Japan Cooperative Program in Natural Resources Panel on Wind and Seismic Effects, pp.439-462, 2001.
- [39] TANG, A.K., İzmit (Kocaeli), Turkey, Earthquake of August 17, 1999 Lifeline Performance, ASCE Technical Council of Lifeline Earthquake Engineering Monograph No.17, p.190, ASCE, Virginia, 2000.
- [40] YASUDA, S., SUTANI, Y., SUZUKI, N. and ISOYAMA, R., Countermeasures of Buried Steel Pipes Against Surface Fault Rapture, US-Japan Seminar on Seismic Disaster Mitigation Urban Area by Geotechnical Engineering, Alaska, June 26th -27th, 2002.
- [41] <http://mceer.buffalo.edu/research/Reconnaissance/turkey8-179/ScawPrelim.pdf>. 16.04.2009.
- [42] GENİŞ, M., GERÇEK, H., Yer altı açıklıklarının dinamik tasarımı, V. Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumu, Isparta, Türkiye, pp.66-72, 2000.
- [43] CELEP, Z., Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, İstanbul, 2000.
- [44] KIRTEL, O., ÇELEBI, E., FIRAT, S., VURAL, İ., Kuvvetli Yer Hareketlerinin Azaltılması İçin Geliştirilen Bir Dalga Bariyeri Modeli, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği On birinci Ulusal Kongresi, Trabzon, Türkiye, 2006.
- [45] VURAL, İ., Yapay Anakayanın Dalga Yayılışına Etkileri, Sakarya Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, Haziran 2007.
- [46] KRAMER, S.L., Geoteknik deprem mühendisliği, 2003.

-] [47 MUTLU, A. H., Alüvyon Tabanlı Vadilerin Kenar Bölgelerinde Gözlenen Deprem Şiddeti Artımlarının Analitik Yaklaşım Ve Bir Model Deneyi İle İrdelenmesi, Gazi Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Doktora Tezi, Ocak 2008.
-] [48 KRAMER, S.L., “Geotechnical Earthquake Engineering”, William J. Hole, Prentice-Hall International Series, London, 168-199, 1996.
-] [49 RICHTER, C.F., “Elementary Seismology”, W.H. Freeman, San Francisco, 66-75, 1958.
-] [50 YİĞİT, A. H., Gömülü Boru Hatlarının Deprem Etkilerine Karşı Davranışı, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, Haziran 2007.
-] [51 AYDINOĞLU, M.N., Yapı Analizi ve Tasarımı süresince Statik ve Dinamik Yapı-Zemin Etkileşimi, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 5. Ulusal Kongresi, ODTÜ, Ankara, 1994.
-] [52 GÜRSOY, Ş., DURMUŞ, A., Betonarme İstinat Duvarlarının Zemin Etkileşimini de Dikkate Alarak Çeşitli Yöntemlerle Karşılaştırmalı Deprem Hesabı, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 9. Ulusal Kongresi, Anadolu Üniversitesi, Eskişehir, 21-22 Ekim, 2002.
-] [53 ÇELEBİ, E., FIRAT S., ÇANKAYA, İ., Dikdörtgen Rijit Temellerin Dinamik Empedans fonksiyonları, İMO Teknik Dergi, Yazı 252, 2006.
-] [54 FLAC 2D, User’s Manual-Fast Lagrangian Analysis of Continua, Itasca Consulting Group, Minnesota.
-] [55 WILKINS, M. L. “Fundamental Methods in Hydrodynamics,” in Methods in Computational Physics, Vol. 3, pp. 211-263. Alder et al., eds. New York: Academic Press, 1964.
-] [56 BYRNE, P. M. “A Cyclic Shear-Volume Coupling and Pore-Pressure Model for Sand,” in Proceedings: Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics (St. Louis, Missouri, March 1991), Paper No. 1.24, 47-55, 1991.
-] [57 PUEBLA, H., BYRNE, P.M., & PHİLLİPS, R., Analysis of CANLEX Liquefaction Embankments: Prototype and Centrifuge Models. Canadian Geotechnical Journal, 34(5), 641-657, 1997.
-] [58 BYRNE, P.M., PARK, S.S., BEATY, M., SHARP, M.K., GONZALEZ, L., ABDOUN, T., Numerical modeling of liquefaction and comparison with

- centrifuge tests, Canadian, Geotechnical Journal, Vol. 41 (2):193-211, 2004.
- [59] ERKEN, A., The Role of Geotechnical Factors on Observed Damage
] in Adapazarı, XV ICMGE Satellite Conference on Lessons Learned from Recent Strong Earthquakes, İstanbul, 2001.
- [60] ERKEN, A., OKAN, R., ERDEM, A., 17 Ağustos 1999 Kocaeli
] Depreminde Adapazarında Yeralan Zeminlerin Davranışı, V. Ulusal Deprem Müh. Konferansı, İstanbul, 2003.
- [61] BOL, E., Adapazarı Zeminlerinin Geoteknik Özellikleri, Doktora Tezi,
] SAÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü, 2003.
- [62] TUROĞLU, H., Zemin Sıvılaşmasının 17 Ağustos 1999 Depreminde
] Adapazarındaki Hasara Etkisi, İST. ÜNİ., Edebiyat Fak., Coğrafya Bölümü, Coğrafya Dergisi, Sayı 12, İstanbul, 2004.
- [63] NURLU, M., Batman, B., Chorowicz, J. and Genç, M.A., A geometrical
] approach relating to the movement mechanism of North Anatolian Fault Zone, International Symposium on the Geology of the Black Sea region, Erler, A., Ercan, T., Ergüzer, B. and Örcen, S. (ed), Ankara, 283-291, 1995.
- [64] BİLGİN, T., Adapazarı Ovası ve Sapanca Oluğunun Alüvyal Morfolojisi
] ve Kuvaternerdeki Jeoforfolojik Tekamülü, İst. Üni. Edebiyat Fak. Yayınları, No: 2572, İstanbul, 1984.
- [65] MTA, Sakarya İlinin Çevre Jeolojisi ve Doğal Kaynakları, MTA
] Genel Müdürlüğü Jeoloji Etütleri Dairesi, Ankara, 1998.
- [66] www.mta.gov.tr/deprem/zemin.jpg
]
- [67] www.mta.gov.tr/deprem/can.asp
]
- [68] www.mta.gov.tr/deprem/abaf.asp
]
- [69] KAYA, Ş., SAROĞLU, E., MUSAOĞLU, N., Depremin Neden Olduğu
] Ağır Hasarın Şehir Alanına Etkisinin Uzaktan Algılama Verileri ile Belirlenmesi, TMMOB Harita ve Kadastro Mühendisleri Odası, 10. Türkiye Harita Bilimsel ve Teknik Kurultayı, Ankara, 2005.
- [70] www.deprem.gov.tr/depbolge/sakarya.gif
]
- [71] SAĞLAMER, G. ve diğ., 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depremi, İTÜ
] Ön Değerlendirme Raporu, 1999.
- [72] DAS, B.M., Fundamentals of Soil Dynamics, Elsevier Science Publishing
] Co. Inc., pp.353-374, New York, USA, 1983.

- [73] HAZEN, A., Hydraulic Fill of Dams. ASCE Transactions, Vol.83, pp.1713-1745, 1920.
- [74] TERZAGHI, K., Erdbaumechnik auf Bodenphysikalischer Grundlage, Vienna, Deuticke, 1925.
- [75] CASTRO, G. Liquefaction of Sands, Harvard Soil Mechanics Series, No.87, Harvard University, Cambridge, Massachusetts, 1969.
- [76] CASAGRANDE, A., Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills, Journal of the Boston Society of Civil Engineers, Jan.1936, (Originally Published in "Contributions to Soil Mechanics, 1925-1940", Boston Society of Civil Engineers, Oct. 1940), 1936.
- [77] BONITA, J.A., The Effects of Vibration on the Penetration Resistance and Pore Water Pressure in Sands. Ph.D. Dissertation, Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA, 2000.
- [78] YOUD, T.L., Liquefaction, Ground Failure, and Consequent Damage During the 22 April 1991 Costa Rica Earthquake. Proceedings of the NSF/UCR US. Costa Rica Workshop on the Costa Rica Earthquakes of 1990-1991, Effects on Soils and Structures, Oakland, California, ERI Publication, No: 93-A, pp.73-75, 1992.
- [79] AKSU, O. ve TOZ, G., Zemin Sıvılaşmasına Yönelik Fotogrametrik Uygulamalar, İstanbul Teknik Üniversitesi Dergisi/d Mühendislik 1, Vol.2, pp.7-13, 2002.
- [80] CDMG, Draft Guidelines; Liquefaction Hazard Zones, California Division of Mines and Geology, Sacramento, California, 1992.
- [81] KARANLIK, S., ALTINKOY, H., Çevresinin Zemin Sıvılaşma Riskinin Belirlenmesi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana, 2006.
- [82] SEED, H.B., ARANGO, I., and CHAN, C.K., Evaluation of soil liquefaction potential during earthquakes, Report No. EERC 75-28, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, CA, 1975.
- [83] SÜNBÜL, A.B., Adapazarı Zeminlerinde Sıvılaşma Unsurlarının Belirlenmesi ve Sıvılaşmanın Önlenebilmesi İçin Çözümler Geliştirilmesi, Sakarya Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, Ağustos 2004.
- [84] WANG, J.G.Z.Q. and LAW, K.T., Siting in Earthquake Zones, Balkema, Rotterdam, 115 p., 1994.
- [85] ALTUN, S., Suya Doygun Kumların Drenajsız Koşullardaki Davranışının

-] Tekrarlı Yükler Altında Burulmalı Kesme Deney Aleti ile İncelenmesi, DEÜ Mühendislik Fakültesi, Fen ve Mühendislik Dergisi, Vol.6, pp.139-152, 2004.
- [86] FERRITTO, J.M., Seismic Design Criteria for Soil Liquefaction, Technical Report TR-2077-SHR. Naval Facilities Engineering Service Center, Port Hueneme, California, 1997.
- [87] KISHIDA, H., A Note on Liquefaction of Hydrolic Fill During the Tokachi-Oki Earthquake, Second Seminar on Soil Behavior and Ground Response During Earthquakes, University of California, Berkeley, CA, 1969.
- [88] CASTRO, G. and POULOS, S.J., Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.103, pp.501-516, 1977.
- [89] ŞEKERCİOĞLU, E., Yapıların Projelendirmesinde Mühendislik Jeolojisi, TMMOB Jeoloji Mühendisleri Odası Yayınları:28, Ankara, 1998.
- [90] LEE, K.L., and SEED, H.B., Cyclic Stress Conditions Causing Liquefaction of Sand, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.93, pp.47-70, 1967.
- [91] CHANG, N.Y., YEH, S.T., and KAUFMAN, L.P., Liquefaction Potential of Clean and Silty Sands, Proceedings of the 3rd International Earthquake Micro Zonation Conference, Seattle, USA, Vol.2, pp.1017-1032, 1982.
- [92] KOESTER, J.P., The Influence of Fine Type and Content on Cyclic Strength, Ground Failures Under Seismic Conditions, Geotechnical Special Publication No. 44, pp.17-33, 1994.
- [93] MOGAMI, T., and KUBO, K., The Behaviour of Soil During Vibration, Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, pp.152-153, 1953.
- [94] ROBERTSON, P.K., and CAMPANELLA, R.G., Liquefaction Potential of Sands Using CPT, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.111, pp.384-403, 1985.
- [95] HOLZER, T. L., YOUD, T. L., and HANKS, T. C., Dynamics of Liquefaction During the 1987 Superstition Hills, California, Earthquake, Science, Vol.244, pp.56-59, 1989.
- [96] DOBRY, R., and ALVAREZ, L., Seismic Failures of Chilean Tailings Dams, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.93, pp.237-260, 1967.

- [97] OKUSA, S., ANMA, S., and MAIKUMA, H., Liquefaction of Mine Tailings in the 1978 Izu-Oshima-Kinkai Earthquake, Central Japan, Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey, Vol.3, pp.89-96, 1980.
- [98] GARGA, V., and MCKAY, L., Cyclic Triaxial Strength of Mines Tailings, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.110, pp.1091-1105, 1984.
- [99] POLITO, C.P., The Effects of Non-plastic and Plastic Fines on the Liquefaction of Sandy Soils, Ph.D., Dissertation, Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA, 274 p., 1999.
- [100] OKASHI, Y., Effects of Sand Compaction on Liquefaction During Tokachioki Earthquake. Soils and Foundations, JSSMFE, Vol.10, pp.112-128, 1970.
- [101] FEI, H.C., The Characteristics of Liquefaction of Silt Soil, Soil Dynamics and Earthquake Engineering V, Computational Mechanics Publications, Southampton, pp.293-302, 1991.
- [102] TOKIMATSU, K., and YOSHIMI, Y., Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT N-value and Fines Content, Soils and Foundations, JSSMFE, Vol.23, pp.56-74, 1983.
- [103] TATSUOKA, F., IWASAKI, T., TOKIDA, K., YASUDA, S., HIROSE, M., IMAI, T., and KON-NO, M., Standard Penetration Tests and Soil Liquefaction Potential Evaluation. Soils and Foundations, JSSMFE, Vol.20, pp.95-111, 1980.
- [104] SEED, H.B., TOKIMATSU, K., HARDER, L.F., and CHUNG, R.M., Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.111, pp.1425-1445, 1985.
- [105] SEED, H.B., and IDRIS, I.M., Simplified Procedure for Evaluation Soil Liquefaction Potential, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.97, pp.1249-1273, 1971.
- [106] DEZFULIAN, H., Effects of Silt Content on Dynamic Properties of Sandy Soils, Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, USA, pp.63-70, 1982.
- [107] SHEN, C.K., VRYMOED, J.L., and UYENO, C.K., The Effects of Fines on Liquefaction of Sands, Proceedings of the Ninth International Conference on Soil Mech. and Found. Eng., Tokyo, Japan, Vol.2, pp.381-385, 1977.
- [108] TRONSCO, J.H., and VERDUGO, R., Silt Content and Dynamic Behavior

- of Tailing Sands. Proceedings, Twelfth International Conference on Soil Mech. and Found. Eng., San Francisco, USA, pp.1311-1314, 1985.
- [109] VAID, V.P., Liquefaction of Silty soils, Ground Failures Under Seismic Conditions, Geotechnical Special Publication, Vol.44, (ASCE), pp.1-16, 1994.
- [110] LAW, K.T. and LING, Y.H., Liquefaction of Granular Soils with Non-Cohesive and Cohesive Fines, Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Rotterdam, pp.1491-1496, 1992.
- [111] FINN, W.L., LEDBETTER, R.H., and WU, G., Liquefaction in Silty Soils: Design and Analysis, Ground Failures Under Seismic Conditions, Geotechnical Special Publication, No.44, ASCE, pp.51-76, 1994.
- [112] KUERBIS, R., NEGUSSEY, D., and VAID, V. P., Effect of Gradation and Fines Content on the Undrained Response of Sand, Proceedings, Hydraulic Fill Structures, Fort Collins, USA, pp.330-345, 1988.
- [113] SEED, H.B., IDRISSE, I.M., and ARANGO, I., Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.109, pp.458-482, 1983.
- [114] ISHIHARA, K., and KOSEKI, J., Discussion on The Cyclic Shear Strength of Fines-Containing Sands, Earthquakes Geotechnical Engineering, Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio De Janiero, Brazil, pp.101-106, 1989.
- [115] YASUDA, S., WAKAMATSU, K., NAGASE, H., Liquefaction of Artificially Filled Silty Sands, Ground Failures Under Seismic Conditions, Geotechnical Special Publication No. 44, ASCE, pp.91-104, 1994.
- [116] SEED, H.B., LEE, K.L., IDRISSE, I.M., and MAKDISI, F., Analysis of The Slides in The San Fernando Dams During the Earthquake of February 9, 1971. Report No. UCB/EERC 73-2, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, 1973.
- [117] JENNINGS, P.C., Earthquake Engineering and Hazards Reduction in China, CSCPRC Report No. 8, National Academy of Sciences, Washington, D.C., 1980.
- [118] MARSUSON, W.F., HYNES, M.E., and FRANKLIN, A.G., Evaluation and Use of Residual Strength in Seismic Safety Analysis of Embankments, Earthquake Spectra, EERI, Vol.6, pp.529-572, 1990.
- [119] ÇETIN, K. Ö AND SEED, R. B. ,Nonlinear Shear Mass Participation Factor, rd for Cyclic Shear Stress Ratio Evaluation, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 24, pp.103-113, 2004.

- [120] TUROĞLU, H., Zemin Sıvılaşmasının 17 Ağustos 1999 Depreminde Adapazari'ndeki Hasara Etkisi, İstanbul Üniversitesi Edebiyat Fakültesi Coğrafya Bölümü Coğrafya Dergisi, Vol.12, pp.63-74, 2004.
- [121] KRAMER, S.L., Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, New York, 1996.
- [122] ANDREWS, D. C. A. and MARTIN, G. R., Criteria for Liquefaction of Silty Soils, 12th World Conference on Earthquake Engineering, Proceedings, Auckland, New Zealand, 2000.
- [123] SEED, H.B., TOKIMATSU, K., HARDER, L.F., CHUNG, R.M., The Influence of Spt Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations, Earthquake Engineering Research Center Report No. UCB/EERC-84/15, University of California at Berkeley, 1984.
- [124] ÇETİN, K.Ö. ve UNUTMAZ, B., Zemin Sıvılaşması ve Sismik Zemin Davranışı, TMH-Türkiye Mühendislik Haberleri, Vol.430, pp.32-37, 2004.
- [125] BRAY J., SANCIO R.B., DURGUNOĞLU T.; ONALP A., YOUD, T.L., STEWART J.P., SEED R. B., CETIN K. O, BOL E., BATURAY M.B., CHRISTENSEN C., and KARADAYILAR, T., Subsurface Characterization at Ground Failure Sites in Adapazari, Turkey, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.130, pp.673-685, 2004.
- [126] SEED R.B., CETIN K.Ö., MOSS R.E.S., KAMMERER A.M., WU J., PESTANA J.M., RIEMER M.F., SANCIO R.B, BRAY J.D., KAYEN R.E., and FARIS A., Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: a Unified and Consistent Framework, 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, California, 2003.
- [127] WONG, T., SEED, H.B. and CHAN, C., Liquefaction of Gravelly Soils Under Cyclic Loading Conditions, University of California, Earthquake Engineering Research Center, EERC Report No. 74-11, Berkeley, CA, 1974.
- [128] YOSHIMI, Y. and KUWABARA, F., Effect of Subsurface Liquefaction on The Strength of Surface Soils. Soils and Foundations (Japan), Vol.13, pp.67-81, 1973.
- [129] DERİNÖZ, N., Hakkari Barajı ve HES Projesi Zemin Sıvılaşma Riskinin Belirlenmesi. TMH-Türkiye Mühendislik Haberleri, Vol.431, pp.33-38, 2004.
- [130] STRAHLER, A.N, Physical Geography. 4th Edition. John Willey and Sons Inc., New York, London, Sydney, Toronto, 1974.

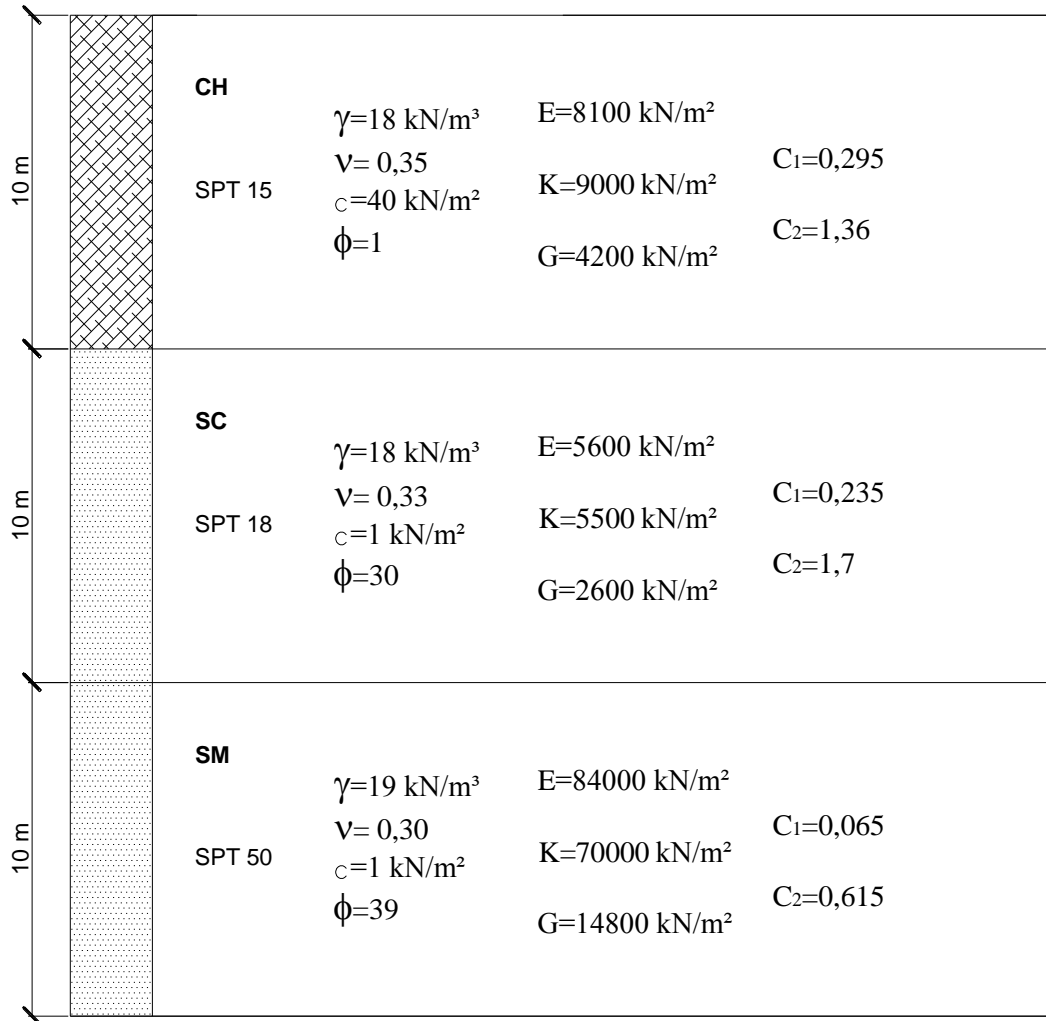
- [131] FORBES, D.L., Morphology and Sedimentology of a Sinuous Gravel-Bed Channel System Lower Babbage, River Yukon Coastal Plain, Canada in: Modern and Ancient Fluvial Systems, Edited by J.D. Collinson and J. Lewin, Special publication number 6 of the International Association of Sedimentologists, Blackwell Scientific Publications, 1985.
- [132] BRADSHAW M.J., ABBOTT, A.J. and GELSTHORPE, A.P., The Earth's Changing Surface. Hodder and Stoughton, London, Sydney, Auckland, Toronto, 1989.
- [133] COATES, D.R., Geomorphic Controls of Groundwater Hydrology in: Groundwater Geomorphology, The Role of Subsurface Water in Earth-Surface Process and Landforms, Edited by Charles G. Higgins. Geological Society of America, New York, Special Paper 252, pp.341-349, 1990.
- [134] ERİNÇ, S., Jeomorfoloji I. DER Yayınları, İstanbul, 2000.
- [135] SİYAHİ, B., ERDİK, M., ŞEŞETİYAN, K., DEMİRCİOĞLU, M.B. ve AKMAN, H., Sıvılaşma ve Şev Stabilitesi Hassaslığı ve Potansiyeli Haritaları: İstanbul Örneği, Beşinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, 26-30 Mayıs 2003, İstanbul, 2003.
- [136] YOUD, T.L., HOOSE, S.N., Liquefaction Susceptibility and Geologic Setting, Proc. 6th World Conf. On Earthquake Engng., New Delhi, pp.37-42, 1977.
- [137] YOUD, T.L. and PERKINS, D.M., Mapping Liquefaction-Induced Ground Failure Potential, American Society of Civil Engineers, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol.104, pp.433-44, 1978.
- [138] PRAKASH, S. and GUPTA, M.K., Compaction of Sand Under Vertical and Horizontal Vibrations, Proc. First Southeast Asian Regional Conference on Soil Engineering, Bangkok, pp.201-210, 1967.
- [139] SEED, H.B., Some Aspects of Sand Liquefaction Under Cyclic Loading, Conference on Behavior of Off-Shore Structures, The Norwegian Institute of Technology, Norway, 1976.
- [140] KRAMER, S.L. and SEED, B.H., Initiation of Soil Liquefaction Under Static Loading Conditions, Journal of Geotechnical Engineering, Vol.114, 1988.
- [141] ÜNDÜL, Ö. ve GÜRPINAR, O., Çokal Vadisindeki (Gelibolu) Alüvyal Zeminlerin Sıvılaşma Potansiyeli, İstanbul Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Yerbilimleri Dergisi, Vol.16, pp.67-80, 2003.
- [142] LYSMER, J., KUHLEMEYER, R.L., A Finite Dynamic Model for Infinite Media, Journal of Engineering Mechanics Division, Vol.95, pp.859-877, 1969.

- [143] KUHLEMEYER, R.L., and LYSMER, J., Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems, *J. Soil Mech. & Foundations*, Div. ASCE, Vol.99, pp.421-427, 1973.
- [144] ALTUN, S., ANSAL, A., Tekrarlı Yükler Altında Kumların Gerilme-Şekil Değiştirme Özellikleri, *İTÜ Dergisi/d Mühendislik*, Cilt:2, Sayı:4, pp.25-34, 2003.
- [145] ERDIK, M., Report On 1999 Kocaeli and Duzce (Turkey) Earthquakes, <http://www.koeri.boun.edu.tr/earthqk/earthqk.html>.
- [146] DEMİR, M., Adapazarı Bölgesi Zemin Büyütme Faktörünün İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, Sakarya Üniversitesi, Adapazarı, 2007.
- [147] NCEER 1996,.Liquafaction Resistance of Soils: SummaryReport from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquafaction Resistance of Soils, Technical Report No: NCEER-96, 1996.
- [148] YOUD, T.L., IDRİSS, I.M., Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluationof Liquefaction Resistance of Soils, Technical Report NCEER-97-0022, MultidisciplinaryCenter for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York, 1997.
- [149] BLAKE, T.F., Formula (4), Summary Report of Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Youd, T.L., and Idriss, I.M., eds., Technical Report NCEER 97-0022, 1997.
- [150] TOKİMATSU, K. AND SEED, H.B., Evaluation of settlements in sand due to earthquake shaking. *J. of Geotechnical Engineering*, ASCE. Vol. 113(8): 861-878, 1987.
- [151] ISHİHARA, K., AND YOSHİMİNE, M., Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes. *Soils and Foundations*. Vol. 32(1): 173-188, 1992.

EKLER

Ek 1 - Genelleştirilmiş sondaj profilleri

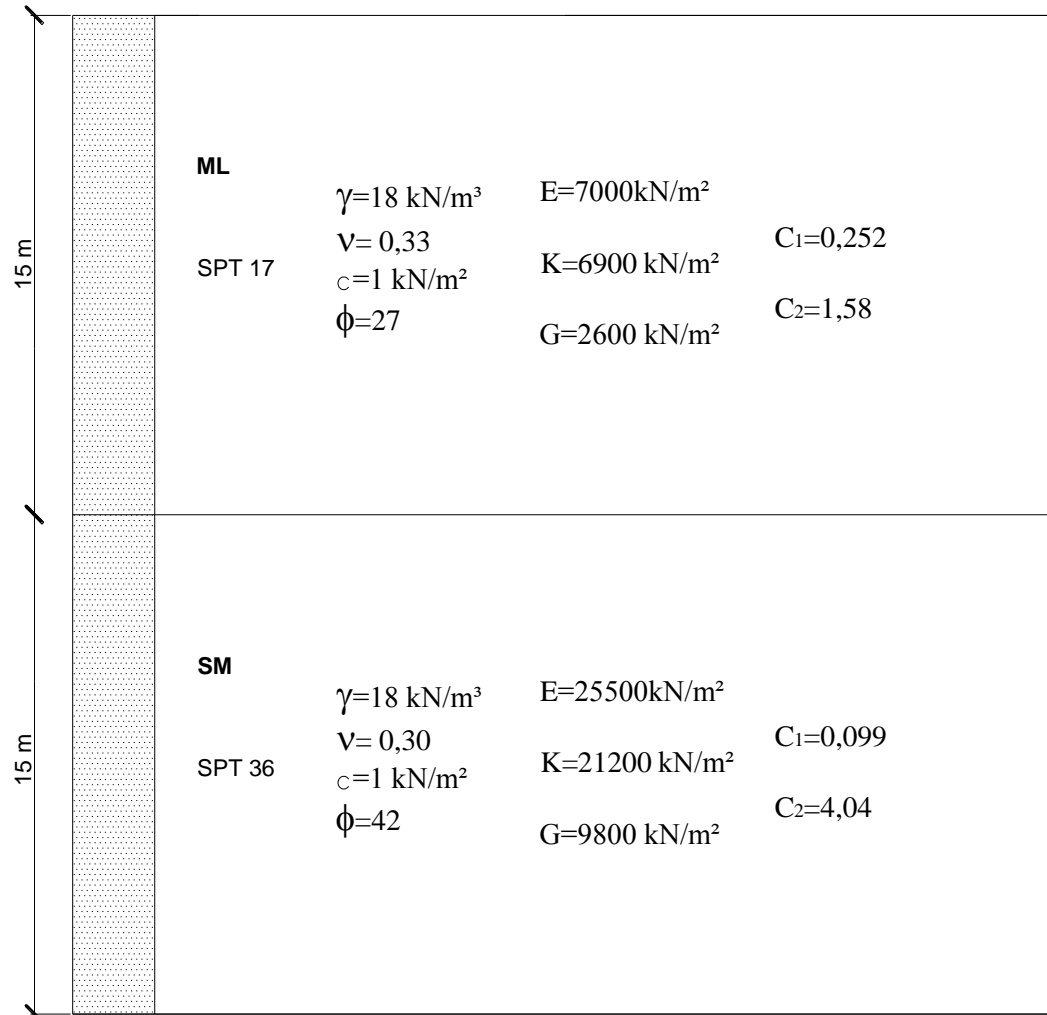
SK 1



SK 2

5 m		ML SPT 16	$\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ $\nu=0,30$ $c=1 \text{ kN/m}^2$ $\phi=29$	$E=3600 \text{ kN/m}^2$ $K=3000 \text{ kN/m}^2$ $G=1400 \text{ kN/m}^2$	$C_1=0,295$ $C_2=1,36$
5 m		SM SPT 26	$\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ $\nu=0,30$ $c=1 \text{ kN/m}^2$ $\phi=38$	$E=20500 \text{ kN/m}^2$ $K=17000 \text{ kN/m}^2$ $G=7900 \text{ kN/m}^2$	$C_1=0,148$ $C_2=2,7$
10 m		SC SPT 16	$\gamma=17 \text{ kN/m}^3$ $\nu=0,33$ $c=1 \text{ kN/m}^2$ $\phi=32$	$E=8600 \text{ kN/m}^2$ $K=8500 \text{ kN/m}^2$ $G=3300 \text{ kN/m}^2$	$C_1=0,295$ $C_2=1,36$
10 m		SM SPT 27	$\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ $\nu=0,30$ $c=1 \text{ kN/m}^2$ $\phi=38$	$E=9900 \text{ kN/m}^2$ $K=8300 \text{ kN/m}^2$ $G=3800 \text{ kN/m}^2$	$C_1=0,148$ $C_2=2,7$

SK 3



Ek 2 – Örnek FLAC 2D veri dosyası

```

*****FLAC-2D INPUT FILE*****
;*****
;***** Statik Analiz*****
;*****
;
;
config dyn gw
set dyn off
;
grid 60,60
gen 0,0 0,30 30,30 30,0 i=1,61 j=1,61
;***** Zemin Özellikleri *****
;***** Vs=200 *****
group 'Soil-SM' j 1 21
model m group 'Soil-SM'
prop density=1.9 bulk=700e3 shear=148e3 cohesion=1 &
friction=39.0 j=1,21
;ff_latency=1000000 ff_c1=0.14 ff_c2=2.83 ff_switch=1 j=1,21
;
group 'Soil-SC' j 21 41
model m group 'Soil-SC'
prop density=1.8 bulk=55e3 shear=26e3 cohesion=1 &
friction=30.0 j=21,41
;ff_latency=1000000 ff_c1=0.76 ff_c2=0.52 ff_switch=1 j=21,41
;
group 'Soil-CH' j 41 61
model m group 'Soil-CH'
prop density=1.8 bulk=90e3 shear=42e3 cohesion=40 &
friction=1 j=41,61
;ff_latency=1000000 ff_c1=0.434 ff_c2=0.92 ff_switch=1 j=41,61
;
ini xdisp=0 ydisp=0
fix x y i 1 61 j 1
fix x i 1
fix x i 61
;
water dens 1
;
set gravity= 9.81, flow=off
ini xdisp=0 ydisp=0
ini xvel=0 yvel=0
ini pp 280 var 0 -280 j 1 56
;
gen circle 15.0,28.0 0.5
model null region 31,56
struct pr=1 density=7.2 E=200e6 I=2.3e-5 area=4.8e-3
struct beam long from 31,58 to 30,58 pr=1
struct beam long from 30,58 to 30,57 pr=1
struct beam long from 30,57 to 30,56 pr=1

```

```

struct beam long from 30,56 to 31,56 pr=1
struct beam long from 31,56 to 32,56 pr=1
struct beam long from 32,56 to 32,57 pr=1
struct beam long from 32,57 to 32,58 pr=1
struct beam long from 32,58 to 31,58 pr=1
;
;History points
hist unbal          ;history 1
hist xvel          i=1 j=1;history 2
hist xdisp         i=1 j=1 ;history 3
his sxy           i=1 j=1 ;history 4
;
hist xdisp i=30 j=1 ;history 5
hist xdisp i=30 j=30 ;history 6
hist xdisp i=30 j=60 ;history 7
;
hist xdisp i=2 j=60 ;history 8
hist xdisp i=30 j=60 ;history 9
hist xdisp i=60 j=60 ;history 10
;
hist ydisp i=30 j=1 ;history 11
hist ydisp i=30 j=30 ;history 12
hist ydisp i=30 j=60 ;history 13
;
hist ydisp i=2 j=60 ;history 14
hist ydisp i=30 j=60 ;history 15
hist ydisp i=60 j=60 ;history 16
;
hist sxy i=30 j=1 ;history 17
hist sxy i=30 j=30 ;history 18
hist sxy i=30 j=60 ;history 19
;
hist sxy i=2 j=60 ;history 20
hist sxy i=30 j=60 ;history 21
hist sxy i=60 j=60 ;history 22
;
hist pp i=2 j=60 ;history 20
hist pp i=30 j=60 ;history 21
hist pp i=60 j=60 ;history 22
;
solve
;
set hisfile sk1pstktfinn.txt
history write 2 3 4
set hisfile sk1_pbsttxdisp_dusey.txt
history write 5 6 7 ;xdisp
set hisfile sk1_pbsttxdisp_yuzey.txt
history write 8 9 10 ;xdisp
set hisfile sk1_pbsttydisp_dusey.txt

```

```

history write 11 12 13      ;ydisp
set hisfile sk1_pbsttydisp_yuzey.txt
history write 14 15 16      ;ydisp
set hisfile sk1_pbsttsxy_dusey.txt
history write 17 18 19      ;sxy
set hisfile sk1_pbsttsxy_yuzey.txt
history write 20 21 22      ;sxy
;
save sk1_pbstt.sav
;
;*****FLAC-2D INPUT FILE*****
;*****
;***** Dinamik Analiz*****
;*****
r sk1_pbstt.sav
;
set dyn on
;
hist reset
;
;***** Zemin Özellikleri *****
;
group 'Soil-SM' j 1 21
model finn group 'Soil-SM'
prop density=1.9 bulk=700e2 shear=148e2 cohesion=1 &
friction=39.0 dilation=9 poros 0.45 perm 1e-2 ff_latency=100 ff_c1=0.14 ff_c2=2.83
ff_switch=1 j=1,21
;
group 'Soil-SC' j 21 41
model finn group 'Soil-SC'
prop density=1.8 bulk=55e2 shear=26e2 cohesion=1 &
friction=30.0 dilation=0 poros 0.45 perm 1e-2 ff_latency=100 ff_c1=0.76 ff_c2=0.52
ff_switch=1 j=21,41
;
group 'Soil-CH' j 41 61
model finn group 'Soil-CH'
prop density=1.8 bulk=90e2 shear=42e2 cohesion=40 &
friction=1 ff_latency=100 ff_c1=0.434 ff_c2=0.92 ff_switch=1 j=41,61
;
water dens 1 tens 1e10 ;bulk 0
water bulk=2.2e6
ini pp 280 var 0 -280 j 0 56
;
;***** Sıvılaşma modeli parametreleri (finn)*****
;prop ff_latency=100
; parameters for Martin formula
;prop ff_switch = 0
;prop ff_c1=0.8 ff_c2=0.79
;prop ff_c3=0.45 ff_c4=0.73

```

```

; parameters for Byrne formula
;prop ff_switch = 1
;def _setCoeff_Byrne
;ff_c1_ = 8.7*exp(-1.25*ln(n1_60_))
;ff_c2_ = 0.4/ff_c1_
;ff_c3_ = 0.0000
;end
;set n1_60_ = 7
;_setCoeff_Byrne
;prop ff_c1=ff_c1_ ff_c2=ff_c2_
;prop ff_c3=ff_c3_
set ncwrite=100
;*****Dinamik Analiz*****
ini xdisp=0 ydisp=0
ini xvel=0 yvel=0
;***** Dinamik Sınır Koşulları*****
;
;
apply ff
;
;***** Başlangıç koşulları *****
;
;
set dytime 0.00
ini xvel 0 yvel 0
ini xdisp 0 ydisp 0
;
;***** Deprem Kaydı *****
history read skr_base_20.dat
apply xacc 9.81 hist 1 j 1
apply yacc 0.0 j=1
;
;***** Sönüm oranları*****
;
;
set dy_damp=rayleigh 0.015 20
;
gen circle 15.0,28.0 0.5
model null region 31,56
struct pr=1 density=7.2 E=200e6 I=2.3e-5 area=4.8e-3
struct beam long from 31,58 to 30,58 pr=1
struct beam long from 30,58 to 30,57 pr=1
struct beam long from 30,57 to 30,56 pr=1
struct beam long from 30,56 to 31,56 pr=1
struct beam long from 31,56 to 32,56 pr=1
struct beam long from 32,56 to 32,57 pr=1
struct beam long from 32,57 to 32,58 pr=1
struct beam long from 32,58 to 31,58 pr=1
;
def eff_stress1
eff_stress1 = (sxx(30,1)+syy(30,1)+szz(30,1))/3.0 + pp(30,1)
end

```

```

def eff_stress2
eff_stress2 = (sxx(30,30)+syy(30,30)+szz(30,30))/3.0 + pp(30,30)
end
def eff_stress3
eff_stress3 = (sxx(30,60)+syy(30,60)+szz(30,60))/3.0 + pp(30,60)
end
;***** History noktaları *****
;
hist xvel      i=1 j=1 ;history 2
hist xdisp     i=1 j=1 ;history 3
hist xacc      i=1 j=1 ;history 4
his sxy        i=1 j=1 ;history 5
;
hist xvel i=30 j=1    ;history 6
hist xvel i=30 j=30  ;history 7
hist xvel i=30 j=60  ;history 8
;
hist xvel i=2 j=60    ;history 9
hist xvel i=30 j=60  ;history 10
hist xvel i=60 j=60  ;history 11
;
hist xdisp i=30 j=1  ;history 12
hist xdisp i=30 j=30 ;history 13
hist xdisp i=30 j=60 ;history 14
;
hist xdisp i=2 j=60  ;history 15
hist xdisp i=30 j=60 ;history 16
hist xdisp i=60 j=60 ;history 17
;
hist ydisp i=30 j=1  ;history 18
hist ydisp i=30 j=30 ;history 19
hist ydisp i=30 j=60 ;history 20
;
hist ydisp i=2 j=60  ;history 21
hist ydisp i=30 j=60 ;history 22
hist ydisp i=60 j=60 ;history 23
;
hist sxy i=30 j=1    ;history 24
hist sxy i=30 j=30  ;history 25
hist sxy i=30 j=60  ;history 26
;
hist sxyi=2 j=60    ;history 27
hist sxyi=30 j=60  ;history 28
hist sxyi=60 j=60  ;history 29
;
hist xacc i=30 j=1   ;history 30
hist xacc i=30 j=30  ;history 31
hist xacc i=30 j=60  ;history 32
;

```

```

hist xacc i=2 j=60 ;history 33
hist xacc i=30 j=60 ;history 34
hist xacc i=60 j=60 ;history 35
;
his pp i=30 j=2 ;history 36
his pp i=30 j=30 ;history 37
his pp i=30 j=60 ;history 38
;
his eff_stress1 ;history 39
his eff_stress2 ;history 40
his eff_stress3 ;history 41
;
solve dytime = 20 step 1000000
;
set hisfile sk1_pbd_tt.txt
history write 2 3 4 5
set hisfile sk1_pbdttxvel_dusey.txt
history write 6 7 8 ;xvel
set hisfile sk1_pbdttxvel_yuzey.txt
history write 9 10 11 ;xvel
set hisfile sk1_pbdttxdisp_dusey.txt
history write 12 13 14;xdisp
set hisfile sk1_pbdttxdisp_yuzey.txt
history write 15 16 17 ;xdisp
set hisfile sk1_pbdttydisp_dusey.txt
history write 18 19 20 ;ydisp
set hisfile sk1_pbdttydisp_yuzey.txt
history write 21 22 23 ;ydisp
set hisfile sk1_pbdttscopy_dusey.txt
history write 24 25 26 ;sxy
set hisfile sk1_pbdttscopy_yuzey.txt
history write 27 28 29 ;sxy
set hisfile sk1_pbdttxacc_dusey.txt
history write 30 31 32 ;xacc
set hisfile sk1_pbdttxacc_yuzey.txt
history write 33 34 35 ;xacc
set hisfile sk1_pbdtteff_dusey.txt
history write 39 40 41 ;eff
set hisfile sk1_pbdttpeff_dusey.txt
history write 36 37 38 39 40 41 ;ppeff
;
save sk1_pbdtt.sav

```


ÖZGEÇMİŞ

İsa VURAL, 06.06.1982 de Sakarya' da doğdu. İlk, orta ve lise eğitimini Sakarya' da 1999 yılında tamamladı. 2000 yılında Sakarya Üniversitesi Teknik Eğitim Fakültesi Yapı Öğretmenliği Bölümünü kazandı. Teknik Eğitim Lisans eğitimini 2004 yılında tamamladıktan sonra Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yapı Öğretmenliği Bölümü Yüksek Lisans Programına yerleşti. 2007 yılında tamamladığı Yüksek Lisans eğitiminin ardından aynı yıl Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği ana bilim dalında doktora programına başladı. 2006 yılından beri Sakarya Üniversitesi Teknik Eğitim Fakültesi Yapı Öğretmenliği Bölümünde araştırma görevlisi olarak çalışmalarına devam etmektedir. 2006 yılından bu yana ulusal ve uluslararası birçok projede görev almasının yanı sıra yayımlanmış ulusal ve uluslararası yayınları mevcuttur.