

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

**BLOKLU RIHTIM YAPILARININ SİSMİK DAVRANIŞINDA
BOYUT ETKİSİ**

BÜŞRA BAŞARAN

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
KIYI VE LİMAN MÜHENDİSLİĞİ PROGRAMI**

**DANIŞMAN
PROF. DR. YALÇIN YÜKSEL**

İSTANBUL, 2015

T.C.
YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

BLOKLU RIHTIM YAPILARININ SİSMİK DAVRANIŞINDA
BOYUT ETKİSİ

Büşra BAŞARAN tarafından hazırlanan tez çalışması .../.../2015 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Hidrolik Anabilim Dalı'nda **YÜKSEK LİSANS TEZİ** olarak kabul edilmiştir.

Tez Danışmanı

Prof. Dr. Yalçın YÜKSEL

Yıldız Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri

Bu alışma, Türkiye Bilimsel ve Teknolojik Araştırma Kurumu'nun (TÜBİTAK) 113M426 numaralı projesi ile desteklenmiştir.

ÖNSÖZ

Tezin hazırlanmasında, bilgi ve tecrübesinden her zaman yararlandığım, değerli görüş ve önerileri ile bana daima yol gösteren, anabilim dalı başkanımız sayın Prof. Dr. Yalçın YÜKSEL'e en derin saygılarımı ve sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Lisanüstü ve lisans eğitimim boyunca ve tez çalışmam süresince bilgilerinden her zaman yararlandığım kıymetli hocam Prof. Dr. Esin ÇEVİK'e çok teşekkür ederim.

Sayın Z. Tuğçe Yüksel'e aynı konu üzerinde çalışmamızdan ötürü birlikte içinde bulunduğumuz beyin fırtınaları ve içten dostluğu için teşekkür ederim.

Çalışma süresince deneyimlerinden yararlandığım Hidrolik Anabilim Dalı Öğretim Üyeleri Prof. Dr. Mehmet BERİLGİN, Yrd. Doç. Dr. Burak AYDOĞAN, Uzman Ayça VAROL'a verdikleri destek ve ayırmış oldukları zaman için tüm içtenliğimle teşekkür ederim.

Yüksek lisans tez çalışmamın yazılması aşamasında sağladıkları manevi destek ve yardımları için lisansüstü arkadaşlarım R. İlayda TAN, Erdal KESGİN ve Fulya İŞLEK'e çok teşekkür ederim.

Deneylerin yapılışında karşılaştığımız tüm teknik sorunları, olabilecek en kısa sürede çözmeyi başaran Teknisyen Gazi Kurt'a teşekkür ederim.

Hayatımın her döneminde koşulsuz sevgi ve sonsuz sabırları ile maddi manevi desteklerini benden hiçbir zaman esirgemeyen, canımdan çok sevdiğim annem Necla BAŞARAN ve babam Ahmet BAŞARAN başta olmak üzere tüm aileme en derin teşekkür ve sevgilerimi sunarım.

Temmuz, 2015

Büşra BAŞARAN

İÇİNDEKİLER

SİMGE LİSTESİ	vii
KISALTMA LİSTESİ	xi
ŞEKİL LİSTESİ	xii
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xvii
ÖZET	xix
ABSTRACT	xxii
BÖLÜM 1	23
GİRİŞ	23
1.1 Literatür Özeti.....	23
1.2 Tezin Amacı.....	25
1.3 Hipotez	26
BÖLÜM 2	27
YANAŞMA YAPILARI VE SİSMİK DAVRANIŞI	27
2.1 Giriş	27
2.1.1 Kapalı Yanaşma Yapıları: Ağırlık Tipi Rıhtım Duvarları	29
2.1.2 Kapalı Yanaşma Yapıları: Palplanş Rıhtım Duvarı.....	34
2.1.3 Açık Yüzlü Yanaşma Yapıları	35
2.2 Performansa Göre Tasarım	35
2.2.1 Yöntem	35
2.2.2 Deprem Etkisinin Tanımlanması	36
2.2.2.1 Deprem Düzeyleri	36
2.2.3 Deprem Performansı Bakımından Sınıflandırma	36
2.2.3.1 Özel Yapılar.....	36
2.2.3.2 Normal Yapılar	37
2.2.3.3 Basit Yapılar	37
2.2.3.4 Önemsiz Yapılar	37
2.2.4 Kıyı ve Liman Yapıları İçin Tanımlanan Performans Düzeyleri	37
2.2.4.1 Minimum Hasar Performans Düzeyi (MH).....	37
2.2.4.2 Kontrollü Hasar Performans Düzeyi (KH)	38
2.2.4.3 İleri Hasar Performans Düzeyi (İH)	38
2.2.4.4 Göçme Hasarı Durumu (GH)	38

2.2.5	Ağırlık Tipi Rıhtım Duvarlarının Deprem Etkisi Altında Tasarımı	39
2.2.5.1	Dayanıma Göre Tasarım (DGT).....	40
2.2.5.2	Şekil Değiştirmeye Göre Tasarım (ŞGT)	42
2.3	Yapı Zemin Etkileşimi	43
2.3.1	Statik Toprak Basıncı	45
2.3.1.1	Rankine Yöntemi.....	45
2.3.1.2	Coulomb Yöntemi	47
2.3.2	Dinamik Toprak Basıncı	48
2.3.2.1	Psödo-Statik Analiz.....	48
2.3.2.2	Psödo-Dinamik Analiz.....	53
2.3.3	Dinamik Toprak Basınç Dağılımı.....	54
2.3.4	İstinat Duvarlarının Sismik Davranışı	56
2.4	Konu İle İlgili Çalışmalar.....	59
BÖLÜM 3		192
DENEYSEL ÇALIŞMA		192
3.1	Deney Sistemi	192
3.1.1	Sarsma Tankı	192
3.1.2	Otomatik Serme Sistemi	193
3.1.3	Ölçüm Sistemleri	195
3.1.3.1	Veri Toplama Cihazı	195
3.1.3.2	İvme Ölçümleri.....	198
3.1.3.3	Profil Ölçümleri.....	199
3.1.3.4	Deplasman Ölçümleri	199
3.1.3.5	Toprak Basıncı Ölçümleri.....	201
3.1.3.6	Boşluk Suyu Basıncı Ölçümleri	201
3.1.3.7	Geri Dolgu Özellikleri	202
3.1.3.8	Blok Modellerin Özellikleri.....	206
3.2	Deney Sistemi	208
3.3	Model Ölçekleri ve Boyut Analizi.....	215
3.3.1	Santrifüj ve 1g Yöntemleri.....	215
3.3.2	1g Yöntemi ile Model Ölçekleri	216
3.3.3	Boyut Analizi	217
BÖLÜM 4		222
BLOKLU RIHTIM MODEL DENEYLERİ TARTIŞMA VE DEĞERLENDİRME		222
4.1	Giriş	222
4.2	İvme Ölçümlerinin Değerlendirilmesi.....	222
4.2.1	Boyut Etkisi Analizi	222
4.3	Toprak Basıncı Ölçümlerinin Değerlendirilmesi	230
4.3.1	Düz Bloklı Model	230
4.4	Boşluk Suyu Basınç Ölçümlerinin Değerlendirilmesi	246
4.5	Deplasman Ölçümlerinin Değerlendirilmesi	252
4.6	Geri Dolguda Çökmenin Belirlenmesi	258
BÖLÜM 5		260
SONUÇ VE ÖNERİLER.....		260
KAYNAKLAR.....		263

EK-A	270
Birinci Tip Düz Bloklı Model İvme Verileri	270
EK-B	287
İkinci Tip Düz Bloklı Model İvme Verileri	287
EK-C	292
Birinci Tip Düz Bloklı Model Toprak Basıncı Verileri	292
EK-D	341
İkinci Tip Düz Bloklı Model Toprak Basıncı Verileri	341
EK-E	354
Birinci Tip Düz Bloklı Düzenli Toprak Basıncı Verileri	354
EK-F	357
İkinci Tip Düz Bloklı Düzenli Toprak Basıncı Verileri	357
EK-G	358
Birinci Tip Düz Bloklı Model Boşluk Suyu Basıncı Verileri	358
EK-H	374
İkinci Tip Düz Bloklı Model Boşluk Suyu Basıncı Verileri	374
EK-I	378
Birinci Tip Düz Bloklı Düz Bloklı Model Deplasman Verileri	378
EK-J	381
İkinci Tip Düz Bloklı Model Deplasman Verileri	381
EK-K	383
Birinci Tip Düz Bloklı Model Geri Dolgu Profil Verileri	383
EK-L	386
İkinci Tip Düz Bloklı Model Geri Dolgu Profil Verileri	386
ÖZGEÇMİŞ	387

SİMGE LİSTESİ

a	İvme
a_y	Yatay ivme
a_y	Yenilme ivmesi
a_v	Düşey ivme
a_{max}	Pik yer ivmesi
B	Gemi bağlama yükü (Baba yükü)
c	Zeminin kohezyonu
c_i	Viskoz sönümleme katsayısı
d_i	Kalıcı yer değiştirme
D	Tanjant modülü
D_M	Yapı kütleline etkiyen deprem yükü
D_{50}	Ortalama tane çapı
D_r	Göreceli sıkılık
D_d	Göçmeye zorlayan kuvvetler
e	Göz önüne alınan bileşke düşey yükün rıhtım duvarının deniz tarafındaki topuk ucuna olan yatay mesafesi
e_c	Taş dolgu ağırlığı hariç olmak üzere bileşke düşey yükün, rıhtım duvarının deniz tarafındaki topuk ucuna olan yatay mesafesi
EI	Eğilme rijitliği
E_{AE}	Maksimum dinamik aktif toprak basıncı
F	Eksenel kuvvet
F_{sd}	Devrilmeye karşı güvenlik katsayısı
F_{sk}	Kaymaya karşı güvenlik katsayısı
F_h	Yatay atalet kuvveti
F_v	Düşey atalet kuvveti
F_p	Boyutsuz dinamik itkii
F_m	Boyutsuz moment faktörü
FS	Güvenlik katsayısı
F_d	Tasarım faktörü
F_s	Düzenli dinamik bileşke kuvvet
F_{ES}	Dinamik zemin kuvveti
F_{WS}	Dinamik zemin kuvveti
FST	Statik toprak kuvveti

FDY	Dinamik itme kuvveti
FI	Atalet kuvveti
FR	Sürtünme kuvveti
FFW	Dinamik su kuvveti
D	
F _{TH}	Duvar itme kuvveti
G	Öz ağırlık
H	Yükseklik
h	Kritik sönüm oranı
$\bar{i}$	Hidrolik gradyant
k _h	Eşdeğer deprem ivmesi katsayısı
K _A	Minimum aktif toprak basıncı katsayısı
K _P	Maksimum pasif toprak basıncı katsayısı
K _{AE}	Dinamik aktif zemin basıncı katsayısı
K _s	Zemin tanelerinin ortalama hacimsel modülü
K _f	Boşluk suyunun elastik modülü
K	Hacimsel elastiklik modülü
K	Yay sabiti
k	Permeabilite
k	Hidrolik iletkenlik
k _i	Sıkılık / rijitlik
l _{ab}	Yenilme düzleminin uzunluğu
m	Kütle
M	Eğilme momenti
M _d	Devrilme momenti
n	Porozite
n	Normal birim vektör
P	Bileşke yatay yük
P _A	Aktif zemin basınç ilişkisi
P _{AE}	Toplam aktif basınç
P _p	Pasif zemin basınç bileşkesi
p	Boşluk suyu basıncı
R _a	Deprem yükü azaltma katsayısı
R _d	Göçmeye karşı koyan kuvvetler
r _u	Aşırı boşluk basıncı
S _D	Dinamik su basıncı
S _K	Suyun kaldırma kuvveti
S	Kayma kuvveti
t	Zaman
t	Teğetsel birim vektör
u	Yerdeğiştirme
U _c	Üniformluk katsayısı
$\dot{u}$	Hız
$\ddot{u}$	İvme

u_t	Zemin yapısının deplasmanı
V_s	Kayma hızı
W	Bileşke düşey yük
W_c	Taş dolgu apırlığı hariç olmak üzere bileşke düşey yük
w_t	Boşluk suyunun zemin yapısına bağlı ortalama deplasmanı
$\dot{w}$	Boşluk suyu debisi
$\bar{w}$	Boşluk suyunun göreceli deplasmanı
x	Uzunluk
z	Derinlik
Z_D	Zemin kütlesine ilişkin dinamik zemin basıncı
Z_{DQ}	Ek düzgün yayılı hareketli yükten (sürsarj) oluşan dinamik zemin basıncı
Z_S	Zemin kütlesine ilişkin statik zemin basıncı
Z_{SQ}	Ek düzgün yayılı hareketli yükten (sürsarj) oluşan statik zemin basıncı
α	Kamanın yatayla yaptığı
α	Statik yenilme ivmesi düzeltme katsayısı
α_A	Kritik yenilme yüzeyinin yatayla yaptığı açı
β	Şev eğimi / Geri dolgunun eğim açısı
β	Dinamik yenilme ivmesi düzeltme katsayısı
δ	Duvar ile zemin ara yüzeyinin sürtünme açısı
δ_b	Tabanda meydana gelen kayma
δ_{ro}	Eğilme
ΔE_{AE}	Ek statik toprak basıncı
ΔP_{eq}	Dinamik itki
ΔM_{eq}	Maksimum dinamik itki
ε	Zeminin birim şekil değişimi
ε^t	Deformasyon
ε°	Sıcaklık ve sünmeye bağlı zemin şekil değişimi
θ	İstinat duvarının düşeyle yaptığı açı
$\bar{\theta}$	Eğim
λ	Dalga boyu
λ	Geometrik ölçek
λ_t	Zaman ölçeği
λ_p	Doygun zemin özgül kütlesine bağlı ölçek
λ_ε	Doygun zemin deformasyonuna bağlı ölçek
μ	Sürtünme Katsayısı
ρ	Doygun zemin özgül kütlesi
ρ_t	Boşluk suyunun özgül kütlesi
ρ_s	Tane birim ağırlığı
ρ_{sat}	Doygun kum yoğunluğu

γ	Birim hacim ağırlık
ω	Açısal frekans
ω_b	Taban hareketinin açısal frekanss
σ	Efektif gerilme
σ^t	Toplam gerilme
ψ	Sismik atalet açısı
$v_{\max}$	Pik yer hızı

KISALTMA LİSTESİ

GH	Göçme Hasar Durumu
H-D	Hardin Drnevich
İH	İleri Hasar Performans Düzeyi
KH	Kontrollü Hasar Performans Düzeyi
KLY	Kıyı Yapıları ve Limanlar Planlama ve Tasarım Teknik Esasları
MH	Minimum Hasar Performans Düzeyi
M-O	Mononobe Okabe

ŞEKİL LİSTESİ

	Sayfa
Şekil 1.1	Çalışma akış şeması 26
Şekil 2.1	Tipik yanaşma yapıları (PIANC [18]) 27
Şekil 2.2	Kapalı Yanaşma Yapısı (Thoresen [20]) 28
Şekil 2.3	Açık Yanaşma Yapısı (Thoresen [20]) 29
Şekil 2.4	Sağlam temelde ağırlık rıhtım duvarının yenilme modu (PIANC [18]). 29
Şekil 2.5	Gevşek temelde ağırlık rıhtım duvarının yenilme modu (PIANC [18]). 30
Şekil 2.6	Üç bölmeli keson rıhtım duvarı (Thoresen [20]) 31
Şekil 2.7	L elemanlar (Thoresen [20])..... 31
Şekil 2.8	Bir sandık tipi rıhtım duvarı (Yüksel ve Çevik [19])..... 32
Şekil 2.9	Bloklu rıhtım duvarı (Thoresen [20]) 33
Şekil 2.10	Yerinde dökme tip rıhtım duvarı (Yüksel ve Çevik [19]) 33
Şekil 2.11	Tipik perfore rıhtım duvarı kesiti (Yüksel ve Çevik [19]) 34
Şekil 2.12	Palplanş duvar (Thoresen [20]) 34
Şekil 2.13	L tipi ve keson tipi rıhtım duvarları (KLY [21]) 41
Şekil 2.14	Bloklu rıhtım duvarları (KLY, [21]) 42
Şekil 2.15	Yanaşma yapıları üzerine yapılmış çalışmalar (Karakuş, [22]) 44
Şekil 2.16	Duvarın hareketi..... 45
Şekil 2.17	Aktif üçgen zemin kaması (Kramer [25]) 47
Şekil 2.18	Üçgen zemin kaması üzerine etkiyen kuvvetler (Kramer [25]) 49
Şekil 2.19	Aktif ve pasif kamaya etki eden kuvvetler (Kramer [25]) 50
Şekil 2.20	Seed-Whitman yönteminde esas alınan zemin kaması (Kramer [25]) ... 51
Şekil 2.21	Rijit bir tabana tutturulmuş iki rijit duvar arasına hapsolmuş elastik zemin (Kramer [25]) 52
Şekil 2.22	Wood [30] tarafından verilen boyutsuz itki kuvveti ve moment faktörleri (Kramer [25])..... 53
Şekil 2.23	Yüksekliği 4 m olan duvar için sismik toprak basıncı (a) köprü kenar ayağı, (b) esnek duvar, (c) rijit duvar (Anastasopoulos vd. [36])..... 55
Şekil 2.24	Önerilen sismik toprak basıncı dağılımı (a) köprü kenar ayağı ya da destekli köprü kenar ayağı gibi rijit ya da yarı-rijit duvarlar için, (b) konsol istinat duvarları için önerilen toprak basıncı dağılımı (Maleki ve Mahjoubu [34]) 55
Şekil 2.25	Deprem sırasındaki toplam toprak basıncı dağılımı (a) rijit ve yarı-rijit duvarlar için, (b) esnek duvarlar için (Maleki ve Mahjoubu [34]) 56
Şekil 2.26	Potansiyel heyelan ve eğimli düzlem üzerindeki blok 56
Şekil 2.27	Deprem sırasında kaydedilmiş ivme, hız ve deplasman verilerinin zamanla değişimi (Kim vd. [5]) 57
Şekil 2.28	Yerçekimi ivmesi ve psödo-statik ivmeler etkisindeki ağırlık duvarı 58

Şekil 2.29	Boşluklu yapıda zeminin efektif gerilmesi ve boşluk suyu basıncı (Iai [1])	60
Şekil 2.30	Model ve prototipteki deplasman, efektif gerilme ve boşluk suyu basıncı (Iai [1])	65
Şekil 2.31	Model ve prototip zemindeki gerilme deformasyon ilişkisi (Iai [1]).....	66
Şekil 2.32	Ağırlık tipi rıhtım duvarının klasik enkesiti (Kohama vd. [2])	75
Şekil 2.33	Sarsma tablasının şematik şekli (a) model duvar, (b) cihazların yerleşimi (Kohama vd. [2])	76
Şekil 2.34	Kumun tane boyutu dağılım grafiği (Kohama vd. [2]).....	77
Şekil 2.35	Geri dolgu hazırlığında yağmurlama yöntemi (Kohama vd. [2])	78
Şekil 2.36	Geri dolgunun göreceli sıklığı ile su derinliği arasındaki ilişki (Kohama vd. [2])	78
Şekil 2.37	Ölçüm cihazlarının kurulumu (Kohama vd. [2])	79
Şekil 2.38	Üç deney durumu için kesonun atalet ivmesi, toprak basıncı ve deplasmanının zamansal değişimi (Kohama vd. [2]).....	80
Şekil 2.39	Sarsma tablası ivmesi ve boşluk suyunun zamana göre değişimi (Kohama vd. [2])	82
Şekil 2.40	Toprak basıncının çalkantı bileşeni (Kohama vd. [2])	82
Şekil 2.41	N-T ve L-T durumlarında titreşim sonrasındaki 6s'de ölçülen atalet ivmesinin zamana göre değişimi (Kohama vd. [2])	84
Şekil 2.42	Statik toprak basıncında sıvılaşmaya bağlı artış, p_e (Kohama vd. [2])...	84
Şekil 2.43	Titreşim sonrası ilk 6 s'den elde edilen toprak basıncı ve atalet ivmesinin N-T, L-T ve L-L durumlarındaki çevrimsel çalkantıları (Kohama vd. [2])	85
Şekil 2.44	Titreşim sonrası ilk 6 s'den elde edilen toprak basıncı ve atalet ivmesinin N-T ve L-T durumlarındaki etkin bileşenleri (Kohama vd. [2])	86
Şekil 2.45	Model rıhtım duvarına etki eden kuvvetler (Kohama vd. [2])	87
Şekil 2.46	Kütle yay sönümleyici sistem (Kohama vd. [2])	88
Şekil 2.47	(a) Model rıhtım duvarı, (b) Ölçüm cihazlarının düzeni (Miura vd. [3])	91
Şekil 2.48	Model rıhtım duvarı (Miura vd. [3])	92
Şekil 2.49	Toprak basıncındaki statik artış (Miura vd. [3])	94
Şekil 2.50	İvmenin etkin bileşenleri (Miura vd. [3])	94
Şekil 2.51	Toprak basıncı ve atalet kuvveti arasındaki ilişki (Miura vd. [3]).....	95
Şekil 2.52	N-T ve L-T durumlarında toprak basıncı ve atalet kuvvetinin etkin bileşenlerinin zamansal değişimleri (Miura vd. [3])	96
Şekil 2.53	Dinamik titreşim analizi için rıhtım duvarının sonlu elaman modeli (Inoue ve Miura [4]).....	100
Şekil 2.54	e03H durumunda zamana bağlı ivme değişimi (Inoue ve Miura [4])...	102
Şekil 2.55	Geri dolgu zemini ve keson doğal frekansının Fourier genliği değişimi (Inoue ve Miura [4]).....	102
Şekil 2.56	Analizlerdeki titreşim genliği oranı ve sinüzoidal titreşim (Inoue ve Miura [4]).....	104
Şekil 2.57	Atalet kuvveti, toprak basıncı ve taban kesme kuvvetinin pozitif yönleri (Inoue ve Miura [4]).....	105
Şekil 2.58	Aşırı boşluk basıncı gelişiminde dinamik itkinin çalkantı bileşeni (Kim vd. [5]).....	107
Şekil 2.59	Model planı (Kim vd. [5])	108

Şekil 2.60	Farklı ivmelerde dinamik itkinin düzenli bileşenine ait zamansal değişim (Kim vd. [5]).....	109
Şekil 2.61	Atalet kuvveti ile dinamik itkinin değerleri arasındaki faz ilişkisi (Kim vd. [5]).....	110
Şekil 2.62	Model rıhtım duvarı ve ölçüm cihazları düzeni (Kohama vd. [6])	112
Şekil 2.63	Kum ve taşa ait tane boyutu dağılımı (Kohama vd. [6])	113
Şekil 2.64	Gevşek zemin durumunda 15 Hz frekansın zamansal değişimi (Kohama vd. [6])	114
Şekil 2.65	Sarsma frekansı ve ivme büyütme faktörü arasındaki ilişki (Kohama vd. [6])	115
Şekil 2.66	Kesonun kalıcı deplasmanı ve sarsma frekansı arasındaki ilişki (Kohama vd. [6])	116
Şekil 2.67	Model rıhtım duvarının kalıcı deformasyonu (Kohama vd. [6]).....	117
Şekil 2.68	Birinci grup deney düzeneği (Mohajeri vd. [7])	118
Şekil 2.69	İkinci grup deney düzeneği (Mohajeri vd. [7])	120
Şekil 2.70	Manuel sarsma tablasının şematik görünümü (Prasad vd. [8])	124
Şekil 2.71	Tipik girdi ivmesi ve onun frekans bileşenleri (Prasad vd. [8]).....	124
Şekil 2.72	Test sayıları (Prasad vd. [8])	125
Şekil 2.73	Üç yönde ölçülen ivmelerin zamana göre değişimleri (Prasad vd. [8])	126
Şekil 2.74	Kuvvet bileşenlerinin konum ve etkime yönleri (Kim vd. [9])	127
Şekil 2.75	Parametrik çalışmada kullanılan örnek rıhtım duvarı (Kim vd. [9])	128
Şekil 2.76	Geri dolguda ölçülen aşırı boşluk basıncının zamana göre değişimi (Kim vd. [9]).....	130
Şekil 2.77	Ölçülen girdi ve duvar ivmeleri ile yenilme ivmesi arasındaki ilişki (Kim vd. [9]).....	130
Şekil 2.78	Modelin sıkıştırma işlemi (Lin vd. [10])	132
Şekil 2.79	Deney öncesindeki şev modeli (Lin vd. [10])	132
Şekil 2.80	Model şev için kullanılan sınır koşulları ve karelaaj (Lin vd. [10])	133
Şekil 2.81	Kalibrasyon girdisi etkisindeki modelin davranışı (Lin vd. [10]).....	134
Şekil 2.82	Kayma yüzeyini belirlemek için uygulanan ikinci yükleme (Lin vd. [10])	135
Şekil 2.83	İkinci yükleme sonrasındaki şev modeli (Lin vd. [10]).....	135
Şekil 2.84	Deney öncesi ve sonrasına ait model şev kesitleri (Lin vd. [10])	136
Şekil 2.85	Deney sonrasına ait model tankın plan görüntüsü (Lin vd. [10])	136
Şekil 2.86	0.4g kesme modülü etkisindeki büyütme faktörü varyasyonları (Lin vd. [10])	138
Şekil 2.87	Farklı kesme modülleri ile hesaplanan büyütme faktörleri (Lin vd. [10])	139
Şekil 2.88	Farklı deney sonuçlarına göre elde edilen kayma yüzeyi (Lin vd. [10])	140
Şekil 2.89	Port Adası keson tipi rıhtım duvarı (Alyami vd. [11])	142
Şekil 2.90	Port Adası keson tipi rıhtım duvarları PC1'in sonlu eleman yöntemi analizi (Alyami vd. [11])	143
Şekil 2.91	Port Adası keson tipi rıhtım duvarları PC1: sarsma sonrasında deforme olmuş sonlu eleman ağı (Alyami vd. [11])	144
Şekil 2.92	Çalışmada kullanılan sarsma tablası ve ölçüm cihazları (Mendez vd. [12]).....	145

Şekil 2.93	Her iki arayüz için ölçülen ivme, hız ve deplasman değerleri (Mendez vd. [12]).....	147
Şekil 2.94	(a) Doğrusal hipotez, (b) standartlaştırılmış sürtünme katsayısının zamansal değişimi (Mendez vd. [12]).....	148
Şekil 2.95	(a) Toplam uzunluk, (b) geçiş uzunluğu (Mendez vd. [12])	148
Şekil 2.96	Geotekstil ve tahta arayüzleri ile gerçekleştirilen deneylerde ivmenin zamana göre değişimi (Mendez vd. [12])	149
Şekil 2.97	(a) Dinamik deneylerde geçiş uzunluğu, (b) enerji indeksine karşılık göreceli deplasman (Mendez vd. [12])	150
Şekil 2.98	Üstel sürtünme modeli ile karşılaştırılan Coulomb sürtünme kuralı (Mendez vd. [12]).....	150
Şekil 2.99	Her iki arayüz için uygulanan sayısal model (Mendez vd. [12])	151
Şekil 2.100	Her iki arayüze ait kayma rijitlikleri için uygulanan statik deneyler (Mendez vd. [12]).....	152
Şekil 2.101	İncelenen ağırlık tipi rıhtım duvarının kavramsal enkesiti (Towhata [13]).....	154
Şekil 2.102	QW-01kuru modelin enkesiti (Towhata [13]).....	155
Şekil 2.103	QW-01kuru modeli 3. sarsma girdi hareketi ve duvar deplasmanı (Towhata [13]).....	157
Şekil 2.104	Dinamik yükleme sırasında duvara etki eden kuvvet bileşenleri (Towhata [13]).....	157
Şekil 2.105	Sarsma üç sonrasında keson deplasmanı (Towhata [13]).....	158
Şekil 2.106	1-g sarsma tablası deneylerinin Toyoura kumundan oluşan model zemin şekli (Towhata [13]).....	159
Şekil 2.107	1-g model deneylerinde zeminin deformasyonu ve rıhtım duvarının deplasmanı (Towhata [13]).....	161
Şekil 2.108	Tipik duvar eğilme şekli (Towhata [13]).....	161
Şekil 2.109	Zeminin deniz tarafının sıkılaştırılması (Towhata [13]).....	162
Şekil 2.110	Zeminin deniz tarafına palplanş yerleşimi (Towhata [13])	162
Şekil 2.111	Geri dolguda palplanş yerleşimi (Towhata [13])	162
Şekil 2.112	Zemin iyileştirme çalışması (Towhata [13])	163
Şekil 2.113	Taban sarsmasının zamansal değişimi (Towhata [13])	163
Şekil 2.114	Duvar tepe noktasının zamana bağlı yanal deplasmanı (Towhata [13]).....	163
Şekil 2.115	Rıhtım duvarının zamana bağlı eğilme davranışı (Towhata [13])	164
Şekil 2.116	Taş dolgu ve temelde kayma deformasyonu (Towhata [13]).....	165
Şekil 2.117	(a) Çoklu blok sistemi, (b) düşey yönde analitik model (Ma vd. [14]).....	166
Şekil 2.118	Yatay yönde analitik model (Ma vd. [14])	167
Şekil 2.119	Tekil blok sistemi için statik ve dinamik sürtünme kuvvetinin karşılaştırılması (Ma vd. [14]).....	168
Şekil 2.120	Tekil blok sistemi için bloğu hareket ettirecek minimum kuvvet ile girdi frekansı oranı arasındaki ilişki (Ma vd. [14]).....	169
Şekil 2.121	Üçlü blok sisteminde her bir bloğu hareket ettirmek için gerekli olan minimum kuvvet ile girdi frekansı oranı arasındaki ilişki (Ma vd. [14]).....	170
Şekil 2.122	Newmark kayan blok yöntemine göre sırasıyla ivme, hız ve yerdeğiştirmenin zamana bağlı değişimleri (Ma vd. [14])	171
Şekil 2.123	İstinat duvarının göçme mekanizması (Li vd. [15])	173

Şekil 2.124	Destekleyici geri dolgu ile istinat duvarı (Li vd. [15])	173
Şekil 2.125	Kohezyonsuz zemin için asal gerilmeye ait yenilme yüzeyi (Tiznado vd. [16])	175
Şekil 2.126	FE ağının boyutları (Tiznado vd. [16])	175
Şekil 2.127	İstinat duvarlarına ait analizlerin bölümlere ayrılması (Tiznado vd. [16])	176
Şekil 2.128	İstinat duvarlarının yapısal aşamaları (Tiznado vd. [16])	176
Şekil 2.129	Duvar geometrisi (Tiznado vd. [16])	178
Şekil 2.130	Duvar modeli III analiz ağı (Tiznado vd. [16])	179
Şekil 2.131	Model deney duvarları ve aletler (Sadrekarimi [17])	182
Şekil 2.132	Model deneylerin sarsma sonrasına ait görünüşleri (Sadrekarimi [17])	185
Şekil 2.133	Deniz tabanı sıklığı ile δ_{sh} değişimi (Sadrekarimi [17])	187
Şekil 2.134	Sarsma üç sonrası keson δ_{ro} değişimi (Sadrekarimi [17])	187
Şekil 2.135	Rıhtım duvarı ivmesi ile δ_b değişimi (Sadrekarimi [17])	188
Şekil 2.136	Rıhtım duvarı model deneylerinde geri dolgu oturması profilleri (Sadrekarimi [17])	190
Şekil 3.1	Sarsma tankının boyuna kesiti	193
Şekil 3.2	Sarsma tankı planı	193
Şekil 3.3	Serme sistemi şematik gösterimi	194
Şekil 3.4	Sarsma tankı ve serme sistemine ait görünüşler	196
Şekil 3.5	Veri toplama cihazı	197
Şekil 3.6	İvme ölçerler	198
Şekil 3.7	Profil kaydedici	199
Şekil 3.8	Pozisyon ölçer	200
Şekil 3.9	Basınç ölçer	201
Şekil 3.10	Deney sisteminde kullanılan boşluk suyu basıncı ölçen sensör	202
Şekil 3.11	Geri dolgu malzemesi ortalama granülometri eğrisi	204
Şekil 3.12	Elek üstü ve elek altı tartılan malzemeler	205
Şekil 3.13	Permeabilite deney sistemi	205
Şekil 3.14	Bender element deney sonucu	206
Şekil 3.15	Beton blokların yerleşim düzenleri	207
Şekil 3.16	Beton model bloklar	208
Şekil 3.17	Sarsma tankı tipik davranış kayıtları	210
Şekil 3.18	Beton blok modellerin yerleştirildiği yan yüzeyi pleksiglass genişliği ayarlanabilir kılıf	213
Şekil 3.19	Deney akışı	214
Şekil 3.20	Rıhtım duvarına etkiyen kuvvetlerin şematik gösterimi	221
Şekil 4.1	Birinci tip düz bloklu model düzenli taban ivme kayıtları	225
Şekil 4.2	Birinci tip düz bloklu model düzensiz taban ivme kayıtları	227
Şekil 4.3	İkinci tip düz bloklu model düzenli taban ivme kayıtları	227
Şekil 4.4	Birinci tip düz bloklu model düzensiz taban ivme kayıtları için ivme spektrumları	228
Şekil 4.5	Birinci tip düz bloklu model düzenli ivme halinde ivme büyütme-leri	229
Şekil 4.6	İkinci tip düz bloklu model düzenli ivme halinde ivme büyütme-leri	230
Şekil 4.7	Birinci tip düz bloklu model, deney no:6 $f=4\text{Hz}$	231
Şekil 4.8	Birinci tip düz bloklu model, deney no:7 $f=7\text{Hz}$	233
Şekil 4.9	Birinci tip düz bloklu model, deney no:8 $f=3.6\text{Hz}$	234
Şekil 4.10	İkinci tip düz bloklu model, deney no:1 $f=3\text{Hz}$	235

Şekil 4.11	Birinci tip düz bloklu modelde toprak basıncının çalkantı bileşeni ile ivme karşılaştırması	236
Şekil 4.12	İkinci tip düz bloklu modelde toprak basıncının çalkantı bileşeni ile ivme karşılaştırması.....	239
Şekil 4.13	Birinci tip düz bloklu model düzensiz taban ivme kayıtları için ivme spektrumları	243
Şekil 4.14	İkinci tip düz bloklu model düzensiz taban ivme kayıtları için ivme spektrumları	246
Şekil 4.15	Birinci tip düz bloklu modelde boşluk suyu basınç değişimleri	248
Şekil 4.16	Birinci tip düz bloklu modelde boşluk suyu basınç oranları	250
Şekil 4.17	İkinci tip düz bloklu modelde boşluk suyu basınç değişimleri	251
Şekil 4.18	İkinci tip düz bloklu modelde boşluk suyu basınç oranları	252
Şekil 4.19	Birinci tip düz bloklu modelde yatay deplasmanların zamana göre değişimi (Deney no:4, $f=4\text{Hz}$)	253
Şekil 4.20	Birinci tip düz bloklu modelde göreceli yatay yerdeğiştirme değerlerinin ($t=10\text{s}$) taban ivmesine göre değişimi	253
Şekil 4.21	İkinci tip düz bloklu modelde yatay deplasmanların zamana göre değişimi (Deney no:1, $f=0.058\text{Hz}$)	254
Şekil 4.22	İkinci tip düz bloklu modelde göreceli yatay yerdeğiştirme değerlerinin ($t=10\text{s}$) taban ivmesine göre değişimi	254
Şekil 4.23	Düz bloklu modelde ötelenmelerin şematik görünümü	255
Şekil 4.24	Düz bloklu modeller için taban ivmelerine göre eğilme değişimi	255
Şekil 4.25	Yüksel vd. [90] çalışmasında blok boyutları	256
Şekil 4.26	Yüksel vd. [90] 1. ve bu çalışma 2. blok için karşılaştırma ($H=20\text{cm}$)	256
Şekil 4.27	Yüksel vd. [90] 2. ve bu çalışma 4. blok için karşılaştırma ($H=20\text{cm}$)	257
Şekil 4.28	Yüksel vd. [90] 3. ve bu çalışma 6. blok için karşılaştırma ($H=20\text{cm}$)	257
Şekil 4.29	Birinci tip düz bloklu modelde taban ivmesine göre profil değişimi ...	258
Şekil 4.30	İkinci tip düz bloklu modelde taban ivmesine göre profil değişimi	259
Şekil 4.31	Düz bloklu modellerde z/H değerinin taban ivmesine göre değişimi...	259
Şekil A.0.1	Deney no:1 $f=3\text{ Hz}$	270
Şekil A.0.2	Deney no:2 $f=7\text{ Hz}$	272
Şekil A.0.3	Deney no:3 $f=6\text{ Hz}$	274
Şekil A.0.4	Deney no:4 $f=4\text{ Hz}$	276
Şekil A.0.5	Deney no:5 $f=4\text{ Hz}$	278
Şekil A.0.6	Deney no:6 $f=4\text{ Hz}$	280
Şekil A.0.7	Deney no:7 $f=7\text{ Hz}$	282
Şekil A.0.8	Deney no:8 $f=3.6\text{ Hz}$	284
Şekil B.0.1	Deney no:1 $f=3\text{ Hz}$	287
Şekil B.0.2	Deney no:2 $f=7\text{ Hz}$	289
Şekil C.0.1	Deney no:1 $f=3\text{ Hz}$	292
Şekil C.0.2	Deney no:2 $f=6\text{ Hz}$	298
Şekil C.0.3	Deney no:3 $f=7\text{ Hz}$	304
Şekil C.0.4	Deney no:4 $f=4\text{ Hz}$	310
Şekil C.0.5	Deney no:5 $f=4\text{ Hz}$	316
Şekil C.0.6	Deney no:6 $f=4\text{ Hz}$	322
Şekil C.0.7	Deney no:7 $f=7\text{ Hz}$	328
Şekil C.0.8	Deney no:8 $f=3.6\text{ Hz}$	334
Şekil D.0.1	Deney no:1 $f=3\text{ Hz}$	341
Şekil D.0.2	Deney no:2 $f=7\text{ Hz}$	347

Şekil E.0.1	Birinci tip düz bloklu model üzerinde düzenli toprak basıncı bileşenlerinin değişimi	354
Şekil F.0.1	Birinci tip düz bloklu model üzerinde düzenli toprak basıncı bileşenlerinin değişimi	357
Şekil G.0.1	Boşluk suyu basınç değişimleri	358
Şekil G.0.2	Boşluk suyu basıncı oranları	366
Şekil H.0.1	Boşluk suyu basınç değişimleri.....	374
Şekil I.0.1	D_x/H değerlerinin ($t=10s$) taban ivmesine göre değişimi	379
Şekil I.0.2	D_x/H değerlerinin ($t=20s$) taban ivmesine göre değişimi	380
Şekil I.0.3	D_x/z değerlerinin ($t=20s$) taban ivmesine göre değişimi	380
Şekil J.0.1	Göreceli yatay yerdeğiştirme (D_x/H) değerlerinin ($t=10s$) taban ivmesine göre değişimi	381
Şekil J.0.2	Göreceli yatay yerdeğiştirme (D_x/H) değerlerinin ($t=20s$) taban ivmesine göre değişimi	382
Şekil J.0.3	Göreceli yatay yerdeğiştirme (D_x/Z) değerlerinin ($t=20s$) taban ivmesine göre değişimi	382
Şekil K.0.1	Birinci tip düz bloklu model geri dolgu yüzey profilinin taban ivmesine göre değişimi	383
Şekil L.0.1	İkinci tip düz bloklu model geri dolgu yüzey profilinin taban ivmesine göre değişimi	386

ÇİZELGE LİSTESİ

	Sayfa
Çizelge 1.1 Gerçekleştirilen çalışmalar	24
Çizelge 2.1 Çeşitli deprem düzeylerinde hedeflenen performans düzeyleri (KLY [21])	38
Çizelge 2.2 Ağırlık tipi duvarlarda taban sürtünme katsayısı (KLY [21])	40
Çizelge 2.3 Ağırlık tipi ve palplanş rıhtım duvarlarına çeşitli deprem düzeylerinde uygulanacak tasarım yöntemleri (KLY [21])	42
Çizelge 2.4 1-g model deneyleri için ölçek oranları (Iai [1])	70
Çizelge 2.5 $\lambda_p = 1$ ve $\lambda_E = \lambda^{0.5}$ olduğu durumda model deneyleri için benzeşim ölçek oranları (Iai [1])	72
Çizelge 2.6 Sarsma tablası özellikleri (Kohama vd. [2])	76
Çizelge 2.7 Silisli kumun fiziksel özellikleri (Kohama vd. [2])	77
Çizelge 2.8 Kumun mekanik özellikleri (Kohama vd. [2])	77
Çizelge 2.9 B ve C serisi deneylerinde geri dolgu koşulları (Kohama vd. [2])	78
Çizelge 2.10 A serisi için deney durumları (Kohama vd. [2])	81
Çizelge 2.11 Simülasyon için mekanik parametreler (Kohama vd. [2])	89
Çizelge 2.12 Keson tiplerinin mekanik özellikleri (Miura vd. [3])	92
Çizelge 2.13 Geri dolgu sıklıkları (Miura vd. [3])	93
Çizelge 2.14 Ağırlık tipi rıhtım duvarının titreşim özellikleri için analiz koşulları (Inoue ve Miura [4])	101
Çizelge 2.15 Sinüzoidal titreşim ile titreşim analizine ait doğal frekanslar (Inoue ve Miura [4])	103
Çizelge 2.16 Birinci grup sarsma tablası deney listesi (Mohajeri vd. [7])	119
Çizelge 2.17 Farklı testlerdeki girdi ivmesine ait etkin frekans ve pik genlik değerleri (Prasad vd. [8])	125
Çizelge 2.18 Farklı şev yerleşimlerindeki kesme mukavemeti parametreleri (Lin vd. [10])	133
Çizelge 2.19 Şev kretinin büyütme faktörleri (Lin vd. [10])	138
Çizelge 2.20 Port Adasında deprem sonrasında ölçülen PC1 deplasmanları (Alyami vd. [11])	143
Çizelge 2.21 Sayısal analiz modeli için girdi parametreleri (Mendez vd. [12])	151
Çizelge 2.22 QW-01kuru model deneyinin 1, 2 ve 3 numaralı sarsma sırasında geri dolgu göçmesi ve keson deplasmanları (Towhata [13])	156
Çizelge 2.23 HSsmall modelinde kullanılan kumlara ait parametreler (Tiznado vd. [16])	177
Çizelge 2.24 1985 Şili deprem kayıtları (Tiznado vd. [16])	178
Çizelge 2.25 Çalışılan duvar modelinin boyutları (Tiznado vd. 2010)	178
Çizelge 2.26 Duvar modellerinin karakteristikleri (Tiznado vd. [16])	179

Çizelge 2.27	Model deneylerin özellikleri (Sadrekarimi [17])	184
Çizelge 2.28	Deneylerdeki yaklaşık δ_b , δ_{sh} , δ_{ro} , δ_{tot} ve δ değerleri (Sadrekarimi [17])	186
Çizelge 3.1	Sarsma tankına ait özellikler	192
Çizelge 3.2	Serme sisteminin mekanik ve otomasyon donanımı	195
Çizelge 3.3	Veri toplama (Spartan-2) sisteminin teknik özellikleri	195
Çizelge 3.4	İvme ölçerlere ait kalibrasyon değerleri	198
Çizelge 3.5	Deplasman ölçerler	200
Çizelge 3.6	Basınç ölçerin teknik özellikleri	201
Çizelge 3.7	$D_r=70\%$ için zemin parametreleri ve elek analizi değerleri	204
Çizelge 3.8	Model blokları ve özellikleri	206
Çizelge 3.9	Temel zemini üzerine yerleştirilen blokların doğal frekansları	208
Çizelge 3.10	Tank kalibrasyonunda dikkate alınan test değerleri	209
Çizelge 3.11	Sarsma tankı deneyleri için alet bağlantıları	211
Çizelge 3.12	Deney koşulları	214
Çizelge 3.13	Ölçek oranları	217
Çizelge 3.14	Etkili parametreler	218
Çizelge 3.15	Parametre boyutları	218
Çizelge 3.16	Boyutsuz parametrelerin üstel değerleri	219
Çizelge 4.1	Birinci tip düz bloklu model için ivme ve ivme büyütme	223
Çizelge 4.2	İkinci tip düz bloklu model için ivme ve ivme büyütme	224
Çizelge I.0.1	Birinci tip düz bloklu model için $t=20s$ yatay deplasman ölçümleri	378
Çizelge J.0.1	Birinci tip düz bloklu model için $t=20s$ yatay deplasman ölçümleri	381

BLOKLU RIHTIM YAPILARININ SİSMİK DAVRANIŞINDA BOYUT ETKİSİ

Büşra BAŞARAN

İnşaat Mühendisliği Hidrolik Anabilim Dalı

Yüksek Lisans Tezi

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Yalçın YÜKSEL

Bu çalışmada bloklu tip yanaşma yapılarının deprem etkisindeki sismik davranışları deneysel ortamda incelenmiştir. Farklı frekans değerlerinde rijit taban üzerinde yapılan sarsma tablası deneyleri, tek boyutta harekete izin veren sarsma tankında $B/h=2 - 1.5$ boyutlarında olan iki farklı blok model ile gerçekleştirilmiştir. Geri dolgu malzemesi olarak ince malzeme ($d_{50}=0.8$ cm) kullanılmıştır. Sarsma tablasında birinci blok modeli için 8 adet ikinci blok modeli için 2 adet deney yapılmıştır. Deneylerin frekans aralığı $f=3-7$ Hz ve taban ivmesi aralığı ise $a(g)=0.058-0.413$ g'dir. Deneyler düzenli sinüzoidal harmonik ve düzensiz sarsma koşullarında gerçekleştirilmiştir.

Deneylerde ivme, toprak basıncı, yerdeğiştirme ve boşluk suyu basıncı değerlerinin zamanla değişimi ölçülmüştür. Blok modellerin performansı, taban ivmesi ve boyut etkisine göre değerlendirilmiştir. Geri dolgudaki oturmalar deney öncesi ve sonrasında profil ölçer ile belirlenmiştir. Deney verileri incelenerek blok modellerin sismik davranışlarını belirleyen boyutsuz davranış parametreleri elde edilerek bu tip yapıların sismik performansları hakkında bilgi edinilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Sarsma Tablası, Ağırlık Tipi Yanaşma Yapıları, Blok, Sismik Davranış

ABSTRACT

DIMENSION EFFECT ON SEISMIC BEHAVIOUR OF BLOCK TYPE QUAY WALLS

Büşra BAŞARAN

Department of Civil Engineering Coastal and Harbour Engineering Programme
MSc. Thesis

Advisor: Assoc. Prof. Dr. Yalçın YÜKSEL

In this study, behavior of block type quay walls under seismic activity is analysed. Shaking table tests were made with different frequencies and two different type block models ($B/h=2-1.5$) which were located on a rigid surface in a shaking table. In the shaking table tests for backfill, gravel material ($d_{50}=0.8\text{cm}$) was used. 8 and 2 tests were carried out for first and second block models respectively. In this study, the frequency range was between 3-7 Hz and base acceleration range was between 0.058-0.413 g. Shaking table tests were made both regular (sinuzoidal harmonic) and irregular conditions.

During all tests, the time history of acceleration, soil pressure, displacement and pore pressure measured with devices which were located on various places on the system. Also performance of the block models were evaluated with base acceleration and dimension effect. Settlements in the backfill were measured with bed profiler before and after the tests. Data obtained from the test were analysed and dimensionless parameters which define behavior of block models were presented and obtained information about seismic performance of these structure in the thesis.

Key words: Shaking table test, gravity type quay wall, block, seismic performance

**YILDIZ TECHNICAL UNIVERSITY
GRADUATE SCHOOL OF NATURAL AND APPLIED SCIENCES**

GİRİŞ

1.1 Literatür Özeti

Bir liman yapısının ömrü boyunca deprem yüzünden büyük hasar görüp yıkılması nadir gerçekleşebilecek bir olaydır. Buna rağmen bu olayın gerçekleşmesi durumunda yaratacağı sonuçların etkisi yapının bulunduğu ülkenin önemli sorunu haline gelecektir. Çünkü bir ülkenin taşımacılık altyapısının kesişim noktasında bulunan limanlar yalnızca ulusal veya uluslararası ticaret merkezi görevi görmeyip aynı zamanda bölgedeki endüstriyel aktivitelerin artmasını sağlayarak ülkelerin gelişmesinde kilit bir rol oynamaktadır. Çevresel yükler olan rüzgar, dalga, akıntı ve deprem yüklerine göre tasarlanan liman yapıları aynı zamanda sahip oldukları önem doğrultusunda depreme cevap verebilecek şekilde tasarlanmalıdırlar. Son yıllarda büyük limanların bulunduğu bölgelerde meydana gelen depremler bu yapıların tasarımında ileri düzeyli analizlerin yapılmasını gerektirmiştir.

Bugüne kadar, liman yapılarının deprem boyunca hasar mekanizmalarının nasıl oluştuğunu, dinamik davranışlarının nasıl geliştiğini, bu süreçte sivilaşmanın ve temel zemininin etkisini, deprem sonucunda yapıda meydana gelebilecek kayma deplasmanları, kalıcı deformasyonlar ile şev davranışlarını ve uygulanabilecek mevcut hasar azaltma teknolojilerini incelemek üzere birçok araştırmacı tarafından model deneyler gerçekleştirilmiş ve sayısal modellemeler yapılmıştır. Bu çalışmalarda şimdiye kadar gerçekleştirilen model deneyler dünyanın yerçekimi etkisinde olanlar (sarsma tablası deneyleri) ve yüksek yerçekimi etkisi altındaki deneyler (santrifüj deneyler) olmak üzere ikiye ayrılmaktadır. Her iki deney modeli de belirli avantaj ve sınır değerlere sahiptir. Gerçekleştirilen çalışmanın amacı sayısal modeli doğrulamak ise sarsma tablası deneyleri yapmak doğru bir seçim olmaktadır.

Sarsma tablası deneyleri, yüksek genlikte kolay kontrol edilebilme, çok eksenli girdi hareketlerinin uygulanabilmesi ve kolay deneysel ölçümlere olanak sağlaması gibi avantajlara sahip olup bu deneyler liman yapılarının sivilaşma, deprem sonrası zemin oturmaları, temel davranışları ve yanal toprak basıncı değişimlerini belirleyebilmektedir. Düzenli ve düzensiz sarsma koşullarında gerçekleştirilen sarsma tablası deneyleri zeminin gerilme deformasyon davranışına bağlı olarak liman yapılarının sismik davranışları hakkında bilgi sağlamaktadır.

Gerçekleştirilen sarsma tablası deneyleri yanısıra, bu deneyler kullanılarak yapıların hasar mekanizmalarını anlamak üzere bazı araştırmacılar tarafından sayısal modellemeler ve analiz çalışmaları da yapılmıştır. Bu çalışmaların neredeyse tümünde FEM (Sonlu Elemanlar Yöntemi) Analizi uygulanmıştır. Çünkü FEM, liman alanlarında deprem mühendisliği uygulamalarında zeminin deprem kaynaklı potansiyel sivilaşması ve yapı-zemin sisteminin sivilaşmayla ilgili olarak deprem sırasındaki titreşim davranışının değerlendirilmesi için rahatlıkla kullanılabilir.

Çizelge 1.1 Gerçekleştirilen çalışmalar

Araştırmacı	Amaç	Rıhtım Duvarı Tipi	Model Deneyler	Sayısal Model
Iai [1]	Benzerliğin model deneylere uygulanabilirliğini araştırmak	-	Sarsma Tablası Deneyleri (1g)	-
Kohama vd. [2]	Sivilaşmaya bağlı olarak hasar mekanizmalarının nasıl oluştuğunu araştırmak	Keson	Sarsma Tablası Deneyleri	-
Miura vd. [3]	Farklı sivilaşma etkileri ile deprem sırasındaki hasar mekanizmasını açıklamak	Keson	Sarsma Tablası Deneyleri	-
Inoue ve Miura [4]	Ağırlık tipi rıhtım duvarının dinamik davranışını incelemek	Keson	-	FEM (Sonlu Elemanlar Analizi)
Kim vd. [5]	Rıhtım duvarı arkasındaki dinamik itkiyi belirlemek	Keson	Sarsma Tablası Deneyleri (1g)	Newmark Kayan Blok Analizi
Kohama ve Nakahara [6]	Dinamik davranış üzerinde temel zemini etkilerinin araştırılması	Keson	Sarsma Tablası Deneyleri (1g)	-
Mohajeri vd. [7]	Kayma deplasmanlarını araştırmak	Keson tip duvar ve kompozit dalgakıran	Sarsma Tablası Deneyleri	-

Çizelge 1.1 Gerçekleştirilen çalışmalar (devamı)

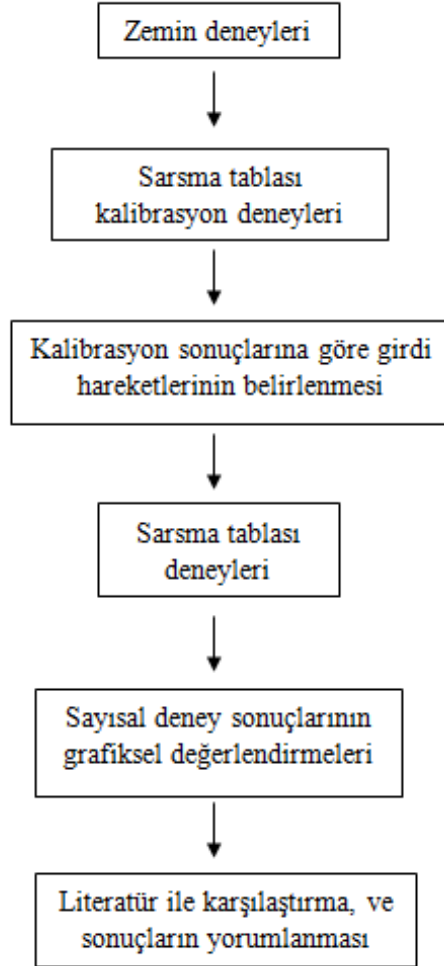
Araştırmacı	Amaç	Rıhtım Duvarı Tipi	Model Deneyler	Sayısal Model
Prasad vd. [8]	Zemin dinamiğinde farklı parametrelerin etkisini anlamak	Sarsma tablası geliştirilmesi	Sarsma Tablası Deneyleri (1g)	-
Kim vd. [9]	Rıhtım duvarlarının sismik kayma deplasmanını öngörmek	Keson	Sarsma Tablası Deneyleri (1g)	Newmark Kayan Blok Analizi
Lin vd. [10]	Deprem etkisinde şev davranışını incelemek	Şev Modeli	Sarsma Tablası Deneyleri	-
Alyami vd. [11]	Aşırı boşluk suyu basıncı oluşumunda permeabilite ve geri dolgu sıklığı etkisini araştırmak	Keson	-	Elasto-plastik model ve FEM keson tipi
Mendez vd. [12]	Kayan bloğa ait sürtünme hareketinin statik halden kinetik hale geçişini açıklamak ve dinamik olarak uyarılmış rijit bloğun davranışını incelemek	Blok Model	Sarsma Tablası Deneyleri	3DEC Nümerik Analiz
Towhata [13]	Mevcut hasar azaltma teknolojilerini araştırmak	Keson	Sarsma Tablası (1g) ve Santrifüj Deneyleri (50g)	-
Ma vd. [14]	Blok sistemin dinamik sürtünme mekanizmasını incelemek	Blok Sistemi	Tekil Yükleme Deneyi	Newmark Kayan Blok Analizi
Li vd. [15]	Stabilite analiz yöntemi geliştirmek	İstinat Duvarı	-	Limit Analiz Yöntemi
Tiznado vd. [16]	İstinat duvarlarının sismik davranışını araştırmak	İstinat Duvarı	-	2D Sonlu Eleman Analizi
Sadrekarami vd. [17]	Sismik yerdeğiştirmelerini elde etmek	Kambur Blok Model	Sarsma Tablası Deneyleri (1g)	-

1.2 Tezin Amacı

Bu çalışmada bloklu tip rıhtım duvarlarının sismik yükler altındaki davranışının deneysel olarak incelenmesi, kayma deplasmanı, zemin oturmaları, rıhtım duvarı eğilmeleri gibi olası hasar mekanizmaları ile bu mekanizmaların oluşmasına yol açabilecek sıvılaşma, zemin dinamiği gibi parametrelerin belirlenmesi ve olası sismik etkilerin performansına cevap verebilecek liman yapılarına ait tasarımların nasıl yapılacağına açıklanması amaçlanmıştır. Bu sebeple iki adet, farklı boyutlardaki bloklu

tip model, sarsma tankında deneylere tabii tutulup deney düzeneğinin gerekli yerlerinde bulunan ölçüm cihazları ivme, toprak basıncı, yerdeğiştirme ve boşluk suyu basınç değerlerinin sarsma esnasındaki zamanla değişimleri ölçülmüştür.

Araştırma konusu kapsamında gerçekleştirilen çalışmaları şematik olarak özetleyen akış diyagramı Şekil 1.1'de ifade edilmiştir.



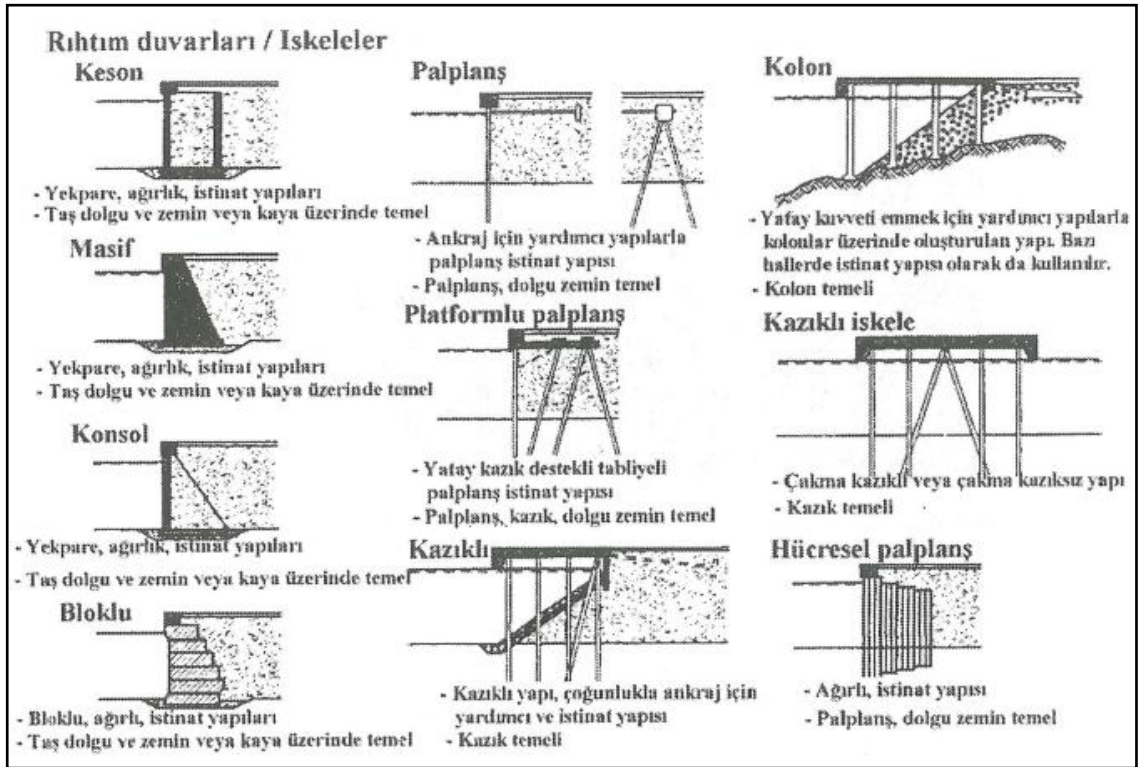
Şekil 1.1 Çalışma akış şeması

1.3 Hipotez

Ulaşım sistemlerinin kilit noktalarını oluşturan limanların sismik davranışlarının ve performans parametrelerinin belirlenmesi oldukça önemlidir. Bu sebeple çalışmada ağırlık tipi bloklu rıhtım duvarlarının sismik yükler altındaki performansını tanımlayan parametreler D_x/H ve Z/H göreceli yerdeğiştirme, θ eğilme, B/H göreceli yapı geometrisi, geri dolgu özellikleri ve $a(g)$ yer çekimi ivmesi ile olan ilişkileri belirlenmiştir.

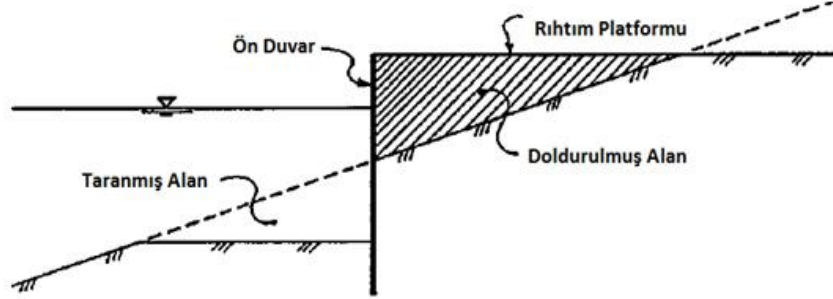
YANAŞMA YAPILARI VE SİSMİK DAVRANIŞI**2.1 Giriş**

Rıhtım tipi yanaşma yapıları gemilerin yanaşıp demirleyebildikleri bir çeşit istinat duvarıdır. Bu yapıların üzerinde ticari malların taşınması için krenler, gemilerin bağlanabileceği babalar ve gerek gemilerin gerekse yanaşma yapısının korunmasını sağlayan usturmaçalar bulunmaktadır. Yanaşma yapıları, bu yapıların inşa edileceği yerin fiziksel ve çevresel özelliklerine, bu yapılara yanaşacak olan gemilerin tip ve büyüklüklerine bağlı olarak farklı tiplerde yapılmaktadır (Şekil 2.1).



Şekil 2.1 Tipik yanaşma yapıları (PIANC [18])

Yanaşma yapıları yapısal olarak deniz ile etkileşimleri ve dış yüklerin etkisindeki stabiliteleri bakımından genelde kapalı ve açık yapılar olmak üzere sınıflandırılmaktadır (Yüksel ve Çevik [19]). Kapalı yanaşma veya rıhtım yapıları deniz etkilerini ön yüzeyleri ile karşılayan ve arka taraflarına geçirmeyen yapılardır (Şekil 2.2).



Şekil 2.2 Kapalı Yanaşma Yapısı (Thoresen [20])

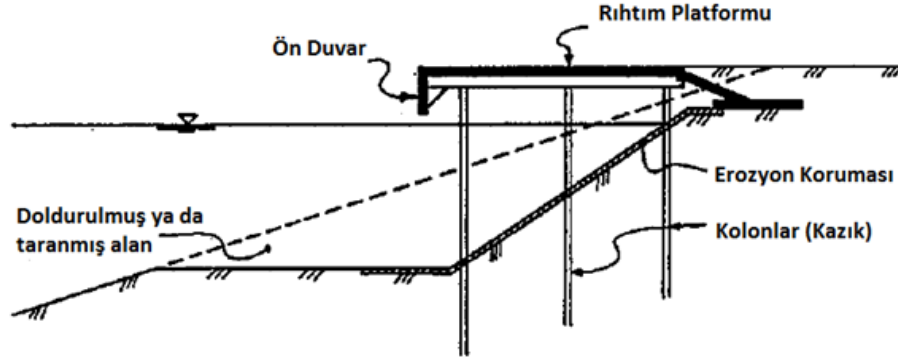
Kapalı yanaşma yapıları ağırlık rıhtım duvarları ve palplanş rıhtım duvarları olmak üzere iki gruba ayrılmaktadır. Ağırlık tipi rıhtım duvarları, toprak basıncı, kalıcı su basıncı ve sismik kuvvetler gibi dış kuvvetlere, duvar ve temel arasındaki sürtünme kuvveti ile karşı koyan yapılar olarak tanımlanmaktadır. Bu yapılar duvar tiplerine ve uygulama yöntemlerine göre aşağıda belirtildiği şekilde sınıflandırılmaktadır.

- Keson tip rıhtım duvarları
- L tipi rıhtım duvarları
- Sandık blok tipi rıhtım duvarları
- Blok tip rıhtım duvarları
- Yerinde dökme tip rıhtım duvarları
- Delikli beton bloklu perfore tip rıhtım duvarları

Palplanş rıhtım duvarları ise kazık ya da özel imal edilmiş elemanların zemine çakılmaları ile inşa edilmektedir. Bu yapılar genellikle rıhtım gerisinde istinat duvarı ya da ana kayaya bağlanmaktadır. Palplanş rıhtım duvarları ise üç gruba ayrılmaktadırlar.

- Basit palplanş duvar rıhtımlar
- Dolu platform rıhtımlar
- Yarı dolu platform rıhtımlar

Açık yanaşma yapıları ise rıhtım platformunun deniz tarafından dolgu alanının en üst noktasına kadar uzatılması ile meydana getirilmektedirler (Şekil 2.3).

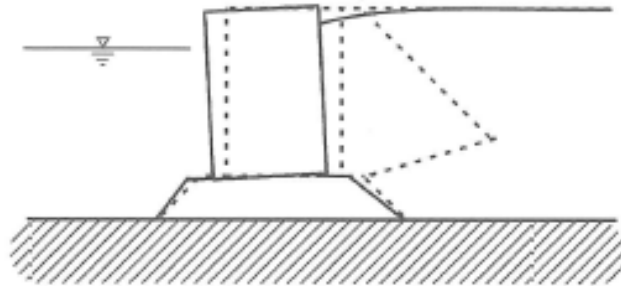


Şekil 2.3 Açık Yanaşma Yapısı (Thoresen [20])

2.1.1 Kapalı Yanaşma Yapıları: Ağırlık Tipi Rıhtım Duvarları

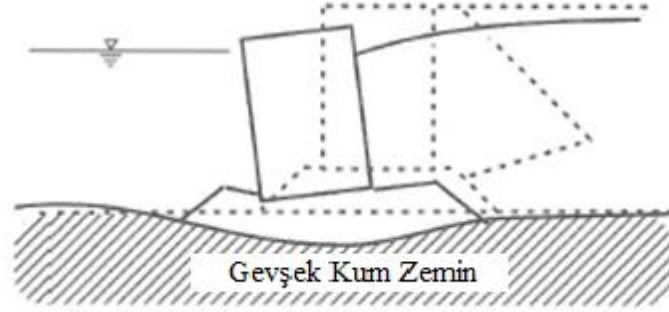
Duvar biçiminde olan bu yapılar en eski yanaşma yapı tiplerindendir. Kendi ölü ağırlıkları ve taban sürtünmeleri ile kendilerine etki eden yatay ve düşey yüklere karşı koyabilirler. Bu yapılar iyi nitelikte doğal taş ya da beton bloklarla birlikte sağlam zemin üzerine inşa edilmektedir. Bu yapılara etki eden sismik kuvvet yapıların kütleleri ile doğru orantılıdır. Ağırlık tipi rıhtım duvarları uzun ekonomik ömre sahip ve çok az bakım gerektirmektedir.

Ağırlık tipi rıhtım duvarlarının toprak basınçlarına karşı stabiliteleri, duvar arkasındaki geri dolgu zemininden itibaren duvar ağırlığı ve duvar tabanı arasındaki sürtünme ile korunmaktadır. Bu tip yanaşma yapılarında hasarın ana sebebi keson duvarı altındaki gevşek tabakalı zeminin deformasyonudur. Sağlam temeller üzerindeki ağırlık tipi rıhtım duvarları için deprem sırasındaki tipik yenilme modları denize doğru olan deplasmanlar ve eğilme şeklindedir (Şekil 2.4).



Şekil 2.4 Sağlam temelde ağırlık rıhtım duvarının yenilme modu (PIANC [18])

Gevşek geri dolgu ve doğal gevşek kum temel için bu duvarda meydana gelecek hasar altındaki temelin tümünün deformasyonunu içermektedir ve denize doğru büyük bir deplasman, eğilme ve zemin oturmaları ile sonuçlanmaktadır (Şekil 2.5).



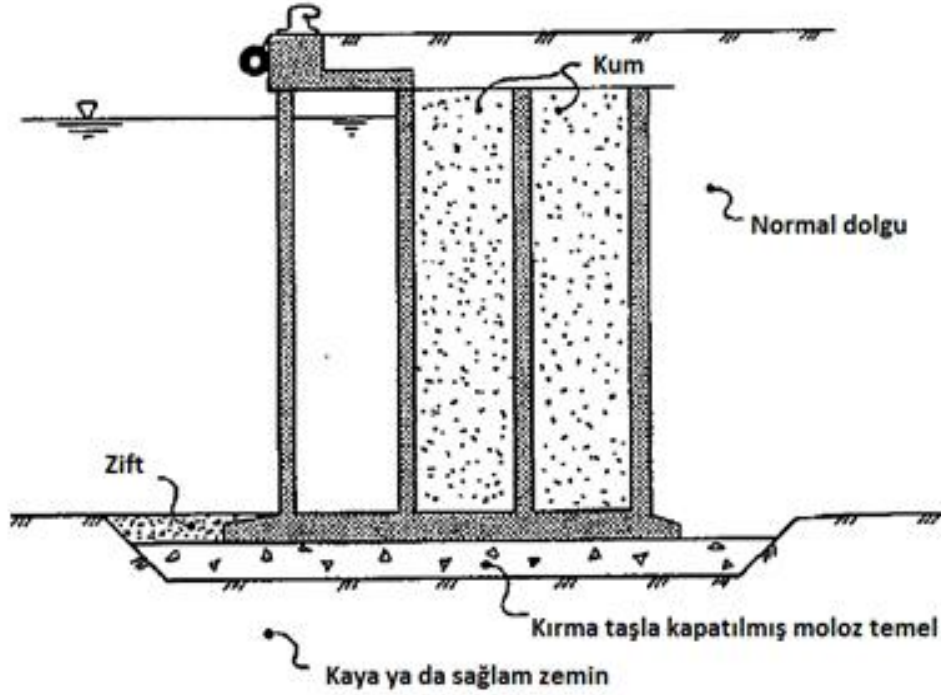
Şekil 2.5 Gevşek temelde ağırlık rıhtım duvarının yenilme modu (PIANC [18])

Genişliğin yüksekliğine göre göreceli oranı 0.75'ten daha küçük olan duvarlarda ise yenilme modu olan yatay deplasmana göre daha etkili bir eğilme söz konusu olmaktadır.

Keson Tipi Rıhtım Duvarları

Keson tipi rıhtımlar, bir sıra prefabrik keson elemandan oluşmaktadır. Kesonlar genellikle karada yapılır ve ardından suya indirilir, yüzdürülerek yerine getirildikten sonra içlerine çakıl ve/veya moloz doldurulur ve batırılarak yerleştirilir (Şekil 2.6).

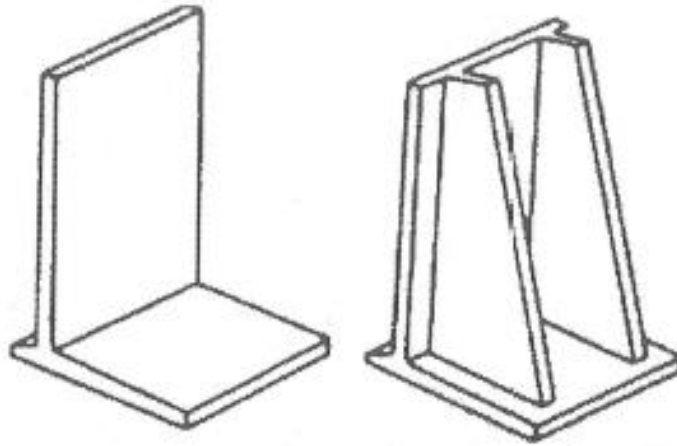
Keson yapımı için gerekli olan tersane veya yüzdürme havuzu ve kesonu denize indirmek için kullanılacak ekipmanın maliyeti fazla olduğundan, rıhtım duvarı yeterince uzun olmadığında bu elemanların yapılması ekonomik olmamaktadır. Kesonlar, imalat işlerinin standartlara uygun olması için genellikle 30 m uzunluğu, 25 m genişliği ve 20 m yüksekliği aşmamalıdır (Thoresen [20]). Kesonlar genellikle, iyi sıkıştırılmış ve hatasız tesviye edilmiş sağlam çakıl ve/veya kırma taş temel üzerine yerleştirilmelidir.



Şekil 2.6 Üç bölmeli keson rıhtım duvarı (Thoresen [20])

L-Tipi rıhtım duvarı

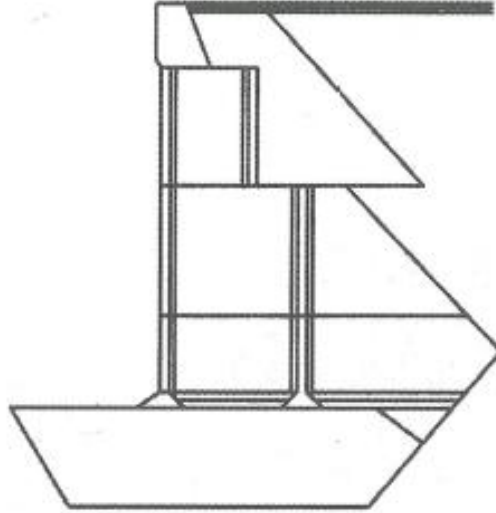
Karada oluşturulan L tipi beton bloklar inşa alanında zemin üzerine yerleştirilerek dış kuvvetlere karşı koyması için dolgu malzemesiyle desteklenirler (Şekil 2.7). Yerleşimleri sonrasında arkaları doldurulmazsa dalgalara karşı stabil olamazlar. Bu rıhtım yapılarının sığ su şartlarında yapılması ekonomiktir. Genişliği 3 ile 12 m arasında değişen L elemanlar ya da bloklar kıyıda, kesonlar gibi yapılmaktadırlar fakat taşınmaları ve yerleştirilmeleri vinç ile olmaktadır.



Şekil 2.7 L elemanlar (Thoresen [20])

Sandık Blok Tipi Rıhtım Duvarı

Bu tip yapılar genellikle tabanı olmayan içleri boş hücresel beton bloklardan oluşur. Sandık bloklar 2 veya 3 sıra olabilirler. Bu yapılar özellikle Norveç'te daha çok kullanılmaktadır. Uygulama işlemleri keson tipe göre daha basit gerçekleşirken dolgu malzemesinin keson tipe göre daha kaliteli olması gerekmektedir (Şekil 2.8).



Şekil 2.8 Bir sandık tipi rıhtım duvarı (Yüksel ve Çevik [19])

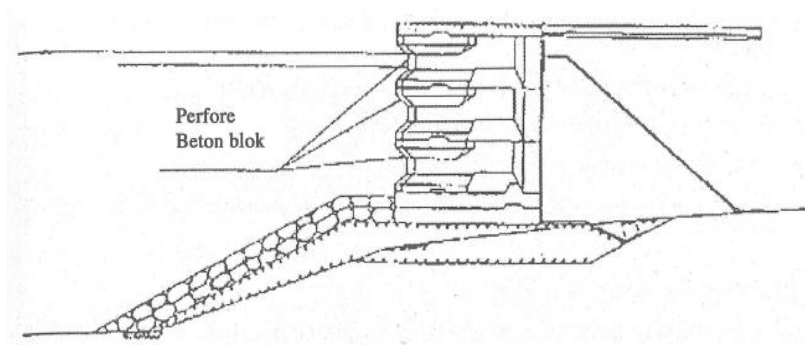
Bloklı Rıhtım Duvarı

Bu yapılar karada oluşturulan beton blokların yerleştirilmeleriyle inşa edilirler. Uygulama aşamaları ve su altındaki çalışmaları basittir. Su altındaki çalışmaları en aza indirmek için bloklar mümkün olduğunca eşit boyutlarda olmalı ve bloklar suya indirildikten sonra öncelikle blokların sudaki yerleşimlerini kolaylaştırmak için kıyı düzenlenmeli ve işaretlenmelidir. Bloklı rıhtım duvarları, ölü ağırlıkları nedeniyle oturmalarından kaçınmak için sadece çok sağlam zeminlerde kullanılmalıdır (Şekil 2.9).

Doğal taş veya beton bloklar bu yapılar için kullanılabilir olsa da günümüz ekonomisinde beton bloklar projelerde kullanılmaktadır. Bloklar farklı boyutlarda ve şaşırtmacalı olarak yerleştirilebildiği gibi aynı boyutlardaki bloklar üst üste koyularak tek bir blok görünümünde de yerleştirilebilmektedir. Beton blokların ağırlığı 150 ile 2000 kN arasında değişirken doğal taş blokların ağırlığı 150 ile 500 kN arasında değişmektedir.

Perfore Beton Blok Tipi Rıhtım Duvarları

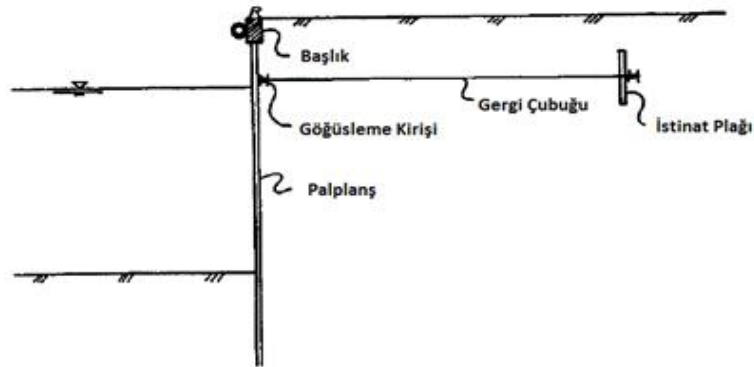
Basen sakinliğinin rıhtım duvarlarından yansıyan dalgaların azaltılmasıyla sağlanması gerektiğinde, bu tip rıhtım duvarlarına ihtiyaç duyulur (Şekil 2.11). Bu yapıların uygulanmasında değişik tipte perfore beton bloklar veya kesonlar kullanılmaktadır. Stabilite olarak kesonlar veya bloklu rıhtım duvarlarına benzemekte olup genellikle yapım maliyetleri yüksektir.



Şekil 2.11 Tipik perfore rıhtım duvarı kesiti (Yüksel ve Çevik [19])

2.1.2 Kapalı Yanaşma Yapıları: Palplanş Rıhtım Duvarı

Palplanş duvarlar kazık ya da farklı malzemeden elemanların zemine çakılmaları ile inşa edilmekte olup geri dolgu, hareketli yükler vb.'den oluşan yatay yükleri kendileri karşılayamamaktadırlar. Yatay yüklerin bir kısmı deniz tabanında, kazıkların önündeki pasif toprak basıncı ile, bir kısmı ise palplanş duvarın arkasındaki bağlantı halatı ve istinat yapısıyla karşılanmaktadır (Şekil 2.12). Palplanş malzemesi ahşap, betonarme ya da çelikten olabilmektedir. Günümüzde ahşap veya beton kazıklar yerine genellikle farklı profillerdeki çelik kazıklar tercih edilmektedir.



Şekil 2.12 Palplanş duvar (Thoresen [20])

Bu yapılardaki hasarın ana sebebi palplanş duvara etkiyen sıvılaşma sırasındaki dolgu zemininin yaptığı büyük ölçüdeki basınçtır. Eğilme momentinin artması ile palplanş duvarlarda çatlamlar oluşur.

2.1.3 Açık Yüzlü Yanaşma Yapıları

Açık yüzlü yanaşma yapılarının yapım kuralları betonarme yanaşma yapıları ile benzerlik göstermektedir. Açık yüzlü yanaşma yapıları kazıklar üzerine inşa edilirler ve bu kazıklı rıhtımlar oldukça esnek (narin) yapıya sahiptirler. Su derinliğinin az olduğu ve rıhtım platformlarının yanaşma yükü kapasitesinin sınırlı olduğu küçük açık yanaşma yapılarında, platform genellikle beton ya da ahşap kazıklarla desteklenir. Eğer platformun daha büyük hareketli yüklere dayanması gerekiyorsa kazıklar birbirlerine yakın yerleştirilmelidirler. Deniz tabanındaki sediment tabakasının kalınlığının 3-4 m'den fazla olduğu yerde temelin doğrudan kazıkların üzerine inşa edilmesine izin verilmektedir ve daha büyük kazık çapları kullanılabilir. Genellikle beton kazıklar büyük taşıma maliyetine sahiptirler. Çelik kazıklar ise beton ile doldurularak inşa edilirler. Bu kazıkların sağlam zemine ulaşması istenir. Çelik boru kazıklar beton kazıklara nazaran sert ya da daha zor zeminlere çakılabilirler.

2.2 Performansa Göre Tasarım

2.2.1 Yöntem

Yapıların tasarımı için, deprem etkileri altında temel ilke olarak performansa göre tasarım esas alınır. Bu tasarım yaklaşımında, belirli düzeylerdeki deprem yer hareketleri altında taşıyıcı sistem elemanlarında oluşabilecek hasar sayısal olarak tahmin edilir ve bu hasarın her bir elemanda kabul edilebilir hasar limitlerinin altında kalıp kalmadığı kontrol edilir. Kabul edilebilir hasar limitleri, çeşitli deprem düzeylerinde yapı için öngörülen performans hedefleri ile uyumlu olacak şekilde tanımlanır. Eleman düzeyinde hesaplanması öngörülen deprem hasarı, şiddetli depremlerde genel olarak doğrusal elastik sınırlar ötesinde oluşan nonlineer deformasyonlara karşı geldiğinden performansa göre tasarım yaklaşımı, doğrusal olmayan (nonlineer) analiz yöntemleri ve şekil değiştirmeye (deformasyona) göre tasarım kavramı ile doğrudan ilişkilidir. Esaslarda, hasarın sınırlı olmasının öngörüldüğü performans hedefleri için, geleneksel

dayanıma göre tasarım ilkesi çerçevesinde doğrusal (lineer) analiz yöntemlerinin kullanılmasına da izin verilmektedir.

2.2.2 Deprem Etkisinin Tanımlanması

2.2.2.1 Deprem Düzeyleri

Bu esaslar, kapsamındaki yapıların performansa göre tasarımında esas alınacak deprem düzeyleri aşağıda belirtilmiştir (KLY [21]).

(D1) Deprem Düzeyi

Bu deprem düzeyi, yapıların servis ömürleri boyunca meydana gelebilmesi olasılığı fazla olan, görece olarak sık ancak şiddeti yüksek olmayan deprem yer hareketlerini ifade etmektedir. (D1) düzeyindeki depremin 50 yılda aşılma olasılığı %50, buna karşı gelen dönüş periyodu ise 72 yıldır.

(D2) Deprem Düzeyi

Bu deprem düzeyi, yapıların servis ömürleri boyunca meydana gelebilmesi olasılığı çok fazla olmayan, seyrek ancak şiddetli deprem yer hareketlerini ifade etmektedir. (D2) düzeyindeki depremin 50 yılda aşılma olasılığı %10, buna karşı gelen dönüş periyodu ise 475 yıldır.

(D3) Deprem Düzeyi

Bu deprem düzeyi, yapıların maruz kalabileceği en şiddetli deprem yer hareketlerini ifade etmektedir. (D3) düzeyindeki bu çok seyrek depremin 50 yılda aşılma olasılığı %2, buna karşı gelen dönüş periyodu ise 2475 yıldır.

2.2.3 Deprem Performansı Bakımından Sınıflandırma

Kıyı ve liman yapıları; öngörülen deprem performansına, kullanım amacına ve sahip olduğu öneme göre aşağıdaki şekilde sınıflandırılmıştır (KLY [21]).

2.2.3.1 Özel Yapılar

Özel sınıfına giren kıyı ve liman yapıları aşağıdaki şekilde gruplandırılmıştır.

- Deprem sonrasında acil yardım ve kurtarma amacı ile hemen kullanılması gereken yapılar.

- Toksik, parlayıcı ve patlayıcı özellikleri olan maddeler ile ilgili yapılar.

2.2.3.2 Normal Yapılar

Normal sınıfına giren kıyı ve liman yapıları aşağıdaki şekilde gruplandırılmıştır.

- Can ve mal kaybının önlenmesi gereken yapılar.
- Ekonomik veya sosyal bakımdan önemli olan yapılar.
- Deprem sonrasında onarım ve güçlendirmesi zor ve zaman kaybına neden olacak yapılar.

2.2.3.3 Basit Yapılar

Basit sınıfa giren kıyı ve liman yapıları aşağıdaki şekilde gruplandırılmıştır.

- Özel Sınıf ve Normal Sınıftaki yapıların dışında kalan daha az önemli yapılar.
- Önemsiz Sınıftaki yapıların dışında kalan yapılar.

2.2.3.4 Önemsiz Yapılar

Önemsiz sınıfına giren kıyı ve liman yapıları aşağıdaki şekilde gruplandırılmıştır.

- Kolaylıkla yeniden yapılabilecek yapılar.
- İleri derecede hasar görmesi bile can güvenliğini tehlikeye atmayan yapılar.
- Geçici yapılar.

2.2.4 Kıyı ve Liman Yapıları İçin Tanımlanan Performans Düzeyleri

Kıyı ve liman yapılarının performans düzeyleri, deprem etkisi altında meydana gelmesi beklenen hasarlara bağlı olarak aşağıda tanımlanmıştır. Bu performans düzeyleri için kabul edilebilir hasar limitleri, her bir yapı tipi veya elemanı için ayrı ayrı ve sayısal olarak tanımlanmıştır (KLY [21]).

2.2.4.1 Minimum Hasar Performans Düzeyi (MH)

Minimum Hasar Performans Düzeyi, kıyı ve liman yapılarında ve bunları oluşturan elemanlarda deprem etkisi ile hiç hasar meydana gelmemesi veya meydana gelecek yapısal hasarın çok sınırlı olması durumunu tanımlayan performans düzeyidir. Bu

durumda liman operasyonu kesintisiz olarak devam eder veya meydana gelebilecek aksamalar birkaç gün içinde kolayca giderilebilecek düzeyde kalır.

2.2.4.2 Kontrollü Hasar Performans Düzeyi (KH)

Kontrollü Hasar Performans Düzeyi, kıyı ve liman yapılarında ve bunları oluşturan elemanlarda deprem etkisi altında çok ağır olmayan ve onarılabilir hasarın meydana gelmesine izin verilen performans düzeyi olarak tanımlanır. Bu durumda, ilgili yapı veya elemana ilişkin liman operasyonunda kısa süreli (birkaç hafta veya ay) aksamaların meydana gelmesi normaldir.

2.2.4.3 İleri Hasar Performans Düzeyi (İH)

İleri Hasar Performans Düzeyi, kıyı ve liman yapılarında ve bunları oluşturan elemanlarda deprem etkisi altında göçme öncesinde meydana gelen ileri derecedeki yaygın hasarı temsil etmektedir. Bu durumda, ilgili yapı veya elemana ilişkin liman operasyonunda uzun süreli aksamaların meydana gelmesi, hatta ilgili liman servisinin tamamen iptal edilmesi mümkündür.

2.2.4.4 Göçme Hasarı Durumu (GH)

Bu durumda, kıyı ve liman yapılarında ve bunları oluşturan elemanlarda deprem etkisi altında tam göçme hasarı meydana gelir. İlgili yapı veya elemana ilişkin liman operasyonuna devam edilemez.

Çizelge 2.1 Çeşitli deprem düzeylerinde hedeflenen performans düzeyleri (KLY [21])

Yapının Sınıfı	(D1) Deprem Düzeyi	(D2) Deprem Düzeyi	(D3) Deprem Düzeyi
Özel	-	MH	KH
Normal	MH	KH	(İH)
Basit	KH	(İH)	-
Önemsiz	(İH)	(GH)	-

2.2.5 Ağırlık Tipi Rıhtım Duvarlarının Deprem Etkisi Altında Tasarımı

Ağırlık tipi rıhtım duvarları; keson tipi, L tipi, sandık blok ve blok tipleri, yerinde dökme tipi ve delikli beton bloklulu tip olmak üzere sınıflandırılmıştır.

Tasarım hesaplamalarında kullanılan simgeler ise aşağıdaki gibi tanımlanmışlardır:

B = Gemi bağlama yükü (Baba yükü)

D_M = Yapı kütleğine etkiyen deprem yükü

e = Göz önüne alınan bileşke düşey yükün, rıhtım duvarının deniz tarafındaki topuk ucuna olan yatay mesafesi

e_c = Taş dolgu ağırlığı hariç olmak üzere bileşke düşey yükün, rıhtım duvarının deniz tarafındaki topuk ucuna olan yatay mesafesi

F_{sd} = Devrilmeye karşı güvenlik katsayısı

F_{sk} = Kaymaya karşı güvenlik katsayısı

G = Öz ağırlık

M_d = Devrilme momenti

P = Bileşke yatay yük

R_a = Deprem yükü azaltma katsayısı

S_D = Dinamik su basıncı

S_K = Suyun kaldırma kuvveti

W = Bileşke düşey yük

W_C = Taş dolgu ağırlığı hariç olmak üzere bileşke düşey yük

Z_D = Zemin kütleğine ilişkin dinamik zemin basıncı

Z_{DQ} = Ek düzgün yayılı hareketli yükten (sürsarj) oluşan dinamik zemin basıncı

Z_S = Zemin kütleğine ilişkin statik zemin basıncı

Z_{SQ} = Ek düzgün yayılı hareketli yükten (sürsarj) oluşan statik zemin basıncı

μ = Sürtünme katsayısı

2.2.5.1 Dayanıma Göre Tasarım (DGT)

Yükler

Deprem etkisi altında göz önüne alınacak yatay ve düşey yük kombinasyonları aşağıda tanımlanmıştır:

$$\text{Yatay yük kombinasyonu} = (D_M) + (Z_S) + (Z_D) + 0.5(Z_{SQ}) + 0.5(Z_{DQ}) + (S_D) + 0.5(B)$$

$$\text{Düşey yük kombinasyonu} = (G) + (S_K)$$

Deprem dışı diğer yük ve yük kombinasyonları, "Kıyı Yapıları ve Limanlar Planlama ve Tasarım Teknik Esasları [21]"nda verilmiştir.

Ağırlık Tipi Rıhtım Duvarlarında Stabilite Tahkikleri

Tanımlanan yük kombinasyonları altında ağırlık tipi rıhtım duvarları için aşağıdaki stabilite tahkikleri yapılmaktadır. Ağırlık tipi duvarın kaymaya karşı güvenlik katsayısı F_{sk} denklem (2.1) ile hesaplanmaktadır:

$$F_{sk} = \frac{\mu W}{P} \quad (2.1)$$

Burada W ve P , göz önüne alınan bileşke düşey ve yatay yükleri, μ ise Çizelge 2.2'de tanımlanmış olan taban sürtünme katsayısını ifade etmektedir.

Çizelge 2.2 Ağırlık tipi duvarlarda taban sürtünme katsayısı (KLY [21])

Sürtünen Yüzeyler	Sürtünme Katsayısı
Beton-Beton	0.5
Beton-Taban Kayası	0.5
Su Altı Betonu-Taban Kayası	0.7-0.8
Beton-Taş Sergi	0.6
Taş Dolgu-Taş Sergi	0.8

Ağırlık tipi duvarın devrilmeye karşı güvenlik katsayısı F_{sd} denklem (2.2) ile hesaplanır.

$$F_{sd} = \frac{We}{M_d} \quad (2.2)$$

Burada e göz önüne alınan bileşke düşey yükün, duvarın deniz tarafındaki topuk ucuna olan yatay mesafesini, M_d ise göz önüne alınan yatay yüklerin duvar tabanına göre

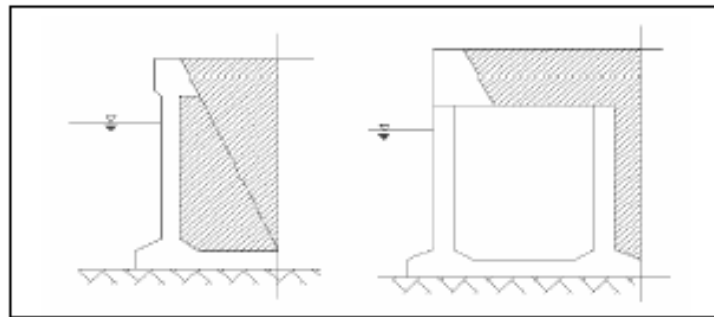
alınan momentlerinin toplamını, diğer bir ifade ile toplam devrilme momentini ifade etmektedir.

Hücre tipi beton bloklı ağırlık tipi duvarların devrilmeye karşı güvenlik katsayısı F_{sd} denklem (2.3) ile hesaplanır:

$$F_{sd} = \frac{W_c e_c + M_s}{M_d} \quad (2.3)$$

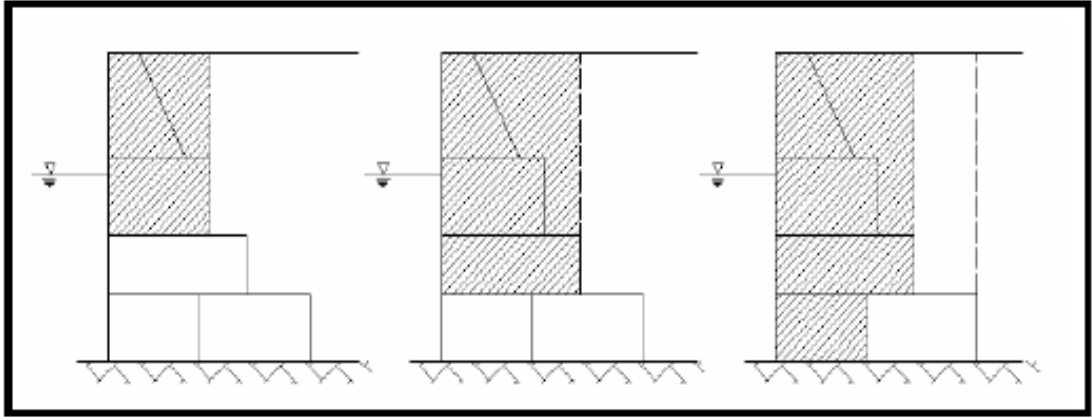
Burada W_c hücre içindeki taş dolgu hariç olmak üzere bileşke düşey yükü, e_c bu yükün duvarın deniz tarafındaki topuk ucuna olan yatay mesafesini, M_s ise hücre içindeki taş dolgu ile beton hücre duvarı arasındaki sürtünme kuvvetlerinin aynı topuk ucuna göre alınan ve devrilmeye karşı koyan bileşke momentini göstermektedir. M_d 'nin hesabında, (Z_D) ve (Z_{DQ}) yüklemelerinden gelen devrilme momentleri, %50 oranında arttırılmaktadır. Devrilmeye karşı güvenlik katsayısı F_{sd} Minimum Hasar (MH) Performasyon Düzeyi için en az 1.3 iken Kontrollü Hasar (KH) Performans Düzeyi için ise en az 1.1'dir. Ağırlık tipi rıhtım duvarları için yapılan stabilite tahkiklerinde, (D_M) ve (G) yükleme durumlarında dikkate alınacak duvar kütlelerinin tanımında aşağıdaki esaslara uyulması tavsiye edilmiştir.

(a) Duvarın kütlesi, deniz tarafındaki ön yüzeyi ile arka taraftaki topuk ucundan geçen düşey düzlem arasında kalan kısımdaki beton ve zemin kütlelerinin toplamı olarak tanımlanmıştır (Şekil 2.13). (D_M) yükleme durumunda eşdeğer deprem yükü, suyun kaldırma kuvveti dikkate alınmaksızın, duvar kütlelerine karşı gelen beton ve zemin ağırlıklarının toplamının eşdeğer deprem ivmesi katsayısı k_h ile çarpımından elde edilmektedir. Suyun kaldırma kuvveti (S_K yükleme durumu), sadece düşey yük kombinasyonunda dikkate alınmaktadır.



Şekil 2.13 L tipi ve keson tipi rıhtım duvarları (KLY [21])

(b) Bloklı duvarlarda, dikkate alınması gereken duvar kütlesi, her bir blok seviyesi için farklı olarak tanımlanmalıdır (Şekil 2.14)



Şekil 2.14 Bloklı rıhtım duvarları (KLY, [21])

Ağırlık tipi rıhtım duvarlarında taban taşıma gücünün ve gerekli durumlarda oturmalarının tahkiki "Geoteknik Tasarım Esasları [22]"na göre yapılması tavsiye edilmiştir.

2.2.5.2 Şekil Değiştirmeye Göre Tasarım (ŞGT)

Çizelge 2.3'te ifade edildiği üzere, şekil değiştirmeye göre tasarım (ŞGT), sadece özel sınıfa giren ağırlık tipi ve palplanşlı rıhtımların (D3) depremi altındaki analizinde zorunludur. Dikkate alınacak yük ve etkiler, önceki kısımlarda deprem etkisi altında tanımlanan yük ve kombinasyonları ile uyumlu olması belirtilmiştir.

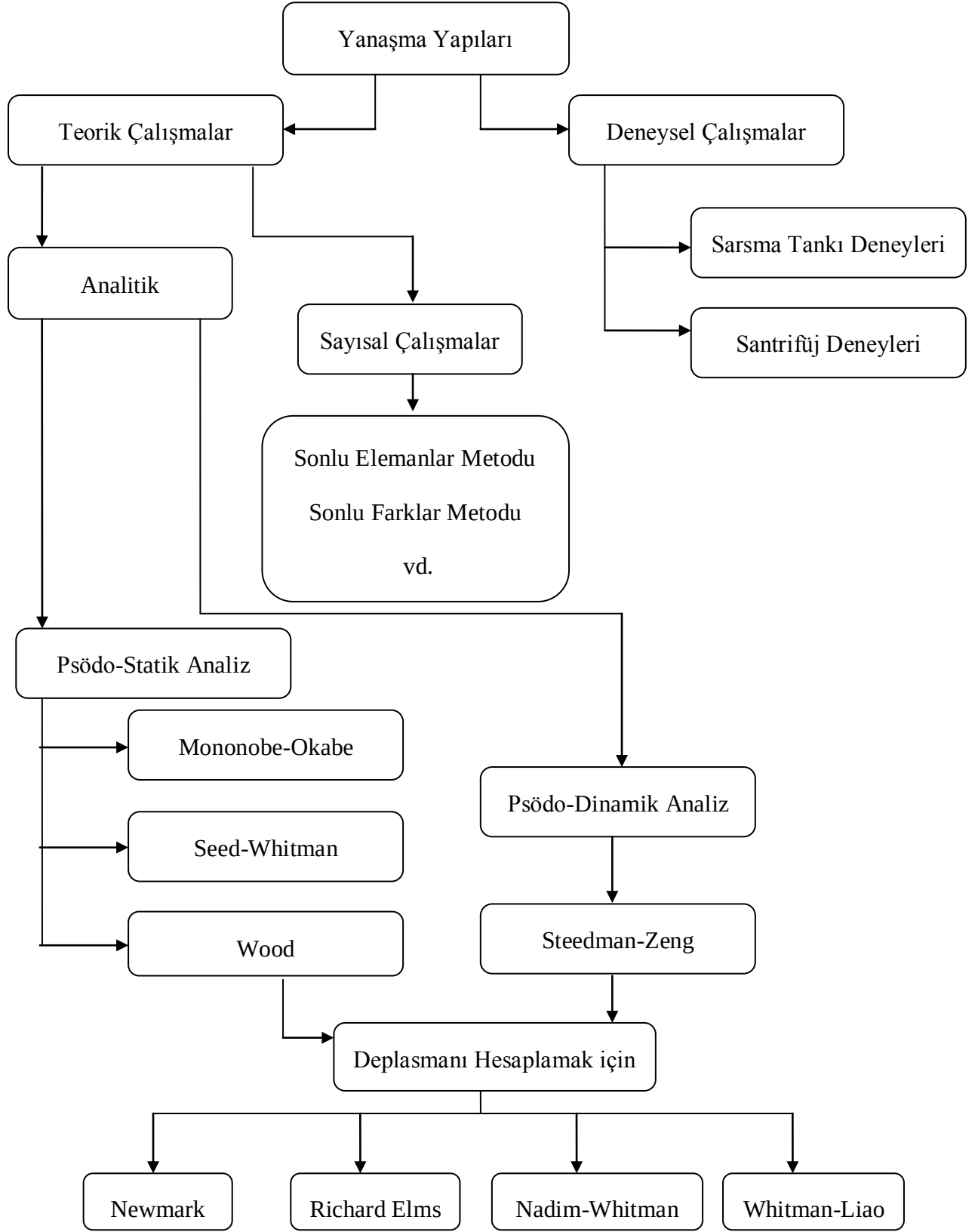
Çizelge 2.3 Ağırlık tipi ve palplanş rıhtım duvarlarına çeşitli deprem düzeylerinde uygulanacak tasarım yöntemleri (KLY [21])

Yapının Sınıfı	(D1) Deprem Düzeyi	(D2) Deprem Düzeyi	(D3) Deprem Düzeyi
Özel	-	DGT/ŞGT	ŞGT
Normal	DGT	DGT/ŞGT	-
Basit	DGT	-	-
Önemsiz	-	-	-

2.3 Yapı Zemin Etkileşimi

Günümüzde yavaşma yapılarının tasarımı için çeşitli yönetmelikler dikkate alınmaktadır. Bu yönetmelikler basitten karmaşığa doğru farklı yaklaşımları esas almaktadır. Yavaşma yapılarının statik tasarımı iyi anlaşılmış olsa da bu yapıların deprem esnasındaki dinamik davranışı hala araştırılmakta olan bir konudur. Bu sebepten dolayı çeşitli bilim insanlarının yapmış oldukları araştırmalar sonucunda farklı yaklaşımlar ortaya çıkarılmıştır (Şekil 2.15).

Yavaşma yapıları üzerine yapılmış çalışmalar genel olarak teorik çalışmalar ve deneysel çalışmalar olmak üzere iki grupta incelenmektedir. Teorik çalışmalar analitik ve sayısal çalışmaları, deneysel çalışmalar ise sarsma tankı ve santrifüj deneylerini içermektedir. Analitik çalışmalar, psödo-statik ve psödo-dinamik çalışmalar olmak üzere ikiye ayrılmakta ve en bilinenleri Mononobe-Okabe, Seed-Whitman, Wood ve Steedman-Zeng Metotları olarak sıralanmaktadır.

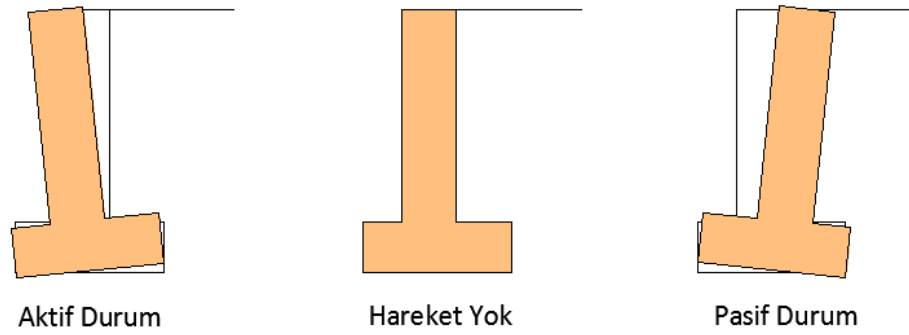


Şekil 2.15 Yanışma yapıları üzerine yapılmış çalışmalar (Karakuş, [22])

Yanışma yapılarının sismik davranışı, deprem esnasında oluşan toplam yanal toprak (geri dolgu) basıncına bağlıdır. Toplam basıncı hem deprem olmadan önce mevcut olan statik basıncı hem de deprem yüzünden oluşan dinamik basınçları içermektedir.

2.3.1 Statik Toprak Basıncı

Bir tür istinat duvarı olan kıyı duvarları üzerinde etkili olan statik toprak basınçları duvar ve toprak hareketleriyle meydana gelmektedir. Duvarın zeminden dışa doğru hareket etmesi ile zemin aktif hale geçer ve duvara aktif toprak basıncı uygular. Tam tersi durumda yani duvarın zemine doğru hareket etmesi ile zemin duvara pasif direnç uygular. Zeminin duvara uyguladığı bu dirence de pasif toprak basıncı denir. Özetle aktif ve pasif toprak basıncının oluşması için duvarın hareket etmesi gerekmektedir (Şekil 2.16). Eğer duvar yeteri kadar hareket etmezse bu basınçlar oluşmamaktadır.



Şekil 2.16 Duvarın hareketi

2.3.1.1 Rankine Yöntemi

William Rankine [24] minimum aktif ve maksimum pasif toprak basınçlarını hesaplamak üzere basit bir yöntem geliştirmiştir. Rankine geliştirdiği bu yöntemde zemini kohezyonsuz, duvar sürtünmesini 0 kabul etmiş ve istinat duvarı üzerine etkiyen statik basınçları doğrudan hesaplamıştır (Kramer [25]).

İstinat duvarının arkasındaki bir noktadaki basıncı minimum aktif şartlarda şu şekilde tanımlamıştır:

$$p_A = K_A \sigma_v^1 - 2c\sqrt{K_A} \quad (2.4)$$

Burada K_A : minimum aktif toprak basıncı katsayısını, σ_v^1 : söz konusu noktadaki düşey efektif gerilmeyi, c : zeminin kohezyonunu tanımlamaktadır.

Yüzeyi yatay bir arka dolguyu tutan düz bir düşey duvar durumunda minimum aktif zemin basınç katsayısı aşağıdaki bağıntı ile ifade edilmiştir.

$$K_A = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.5)$$

Burada ϕ açısı zeminin içsel sürtünme açısını ifade etmektedir.

Geri dolgu yüzeyinin yatay ile β açısı yapması durumunda ise K_A 'yı hesaplamada $\beta \leq \phi$ için aşağıdaki ifade verilmiştir.

$$K_A = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (2.6)$$

Rankine'in yönteminde aktif zemin basınç bileşkesi P_A 'nın etkidiği nokta, yüksekliği H olan istinat duvarının tabanından $H/3$ kadar yukarıdadır ve büyüklüğü aşağıdaki denklemlerle ifade edilmektedir.

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \quad (2.7)$$

Rankine, pasif şartlardaki maksimum duvar basınçlarını aşağıdaki şekilde ifade etmiştir:

$$p_p = K_p \sigma_v^1 + 2c\sqrt{K_p} \quad (2.8)$$

Burada K_p : maksimum pasif toprak basıncı katsayısıdır.

Yüzeyi yatay bir arka dolguyu tutan düz bir düşey duvar durumunda maksimum pasif zemin basınç katsayısı aşağıdaki denklem ile elde edilmiştir.

$$K_p = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.9)$$

Geri dolgu yüzeyinin yatay ile β açısı yapması durumunda ise K_p 'yı hesaplamada $\beta \leq \phi$ için ise aşağıdaki ifade verilmiştir.

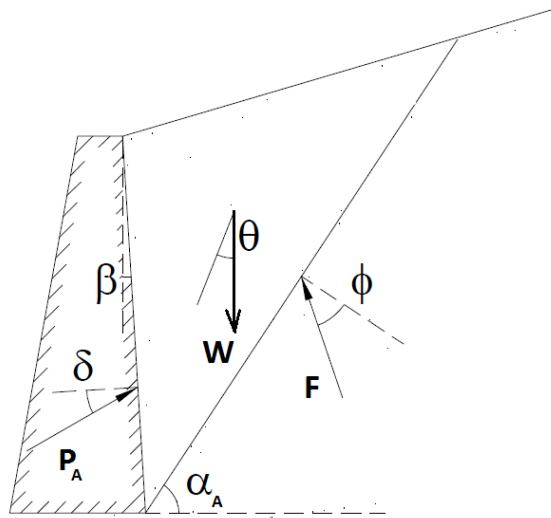
$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (2.10)$$

Rankine teoremine göre, pasif zemin basınç bileşkesi P_p 'nin etki ettiği nokta, yüksekliği H olan istinat duvarının tabanından $H/3$ kadar yukarıdadır ve büyüklüğü aşağıdaki denklemlerle bulunmaktadır.

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (2.11)$$

2.3.1.2 Coulomb Yöntemi

İstinat duvarları üzerine etkiyen yanal toprak basınçları ile ilgili ilk çalışmaları yapmış olan Coulomb, bir istinat duvarına etkiyen kuvvetin düzlemsel bir yenilme yüzeyi üzerindeki zemin kamasının (Şekil 2.17) ağırlığından ileri geldiği varsayımını yapmıştır ve minimum aktif ile maksimum pasif şartlardaki duvara etkiyen zemin itkisinin büyüklüğünü belirlemede kuvvet dengesini kullanmıştır (Kramer [25]).



Şekil 2.17 Aktif üçgen zemin kaması (Kramer [25])

İstinat duvarı üzerine etkiyen aktif itki aşağıda belirtilen şekilde hesaplanmaktadır.

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \quad (2.12)$$

Aktif zemin basınç katsayısı ise aşağıdaki şekilde ifade edilmektedir.

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]} \quad (2.13)$$

Burada δ duvar ile zemin ara yüzeyinin sürtünme açısını ifade etmektedir.

Kritik yenilme yüzeyinin yatayla yaptığı açı ise aşağıdaki şekilde ifade edilmiştir.

$$\alpha_A = \phi + \tan^{-1} \left[\frac{\tan(\phi - \beta) + C_1}{C_2} \right] \quad (2.14)$$

Bu bağıntıdaki C_1 ve C_2 'nin açılımı ise şu şekilde ifade edilmektedir:

$$\begin{aligned} C_1 &= \sqrt{\tan(\phi - \beta) [\tan(\phi - \beta) + \cot(\phi - \theta)] [1 + \tan(\delta + \theta) \cot(\phi - \theta)]} \\ C_2 &= 1 + \{ \tan(\delta + \theta) [\tan(\phi - \beta) + \cot(\phi - \theta)] \} \end{aligned} \quad (2.15)$$

Burada ϕ : zeminin içsel sürtünme açısını ve θ : istinat duvarının düşeyle yaptığı açığı ifade etmektedir.

Coulomb teorisine göre kohezyonsuz geri dolguda maksimum pasif şartlar için pasif itki:

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \quad (2.16)$$

Maksimum pasif zemin basınç katsayısı aşağıdaki şekilde ifade edilir:

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]} \quad (2.17)$$

Kritik yenilme yüzeyinin yatayla yaptığı açı ise aşağıdaki şekilde ifade edilmektedir:

$$\alpha_A = -\phi + \tan^{-1} \left[\frac{\tan(\phi + \beta) + C_3}{C_4} \right] \quad (2.18)$$

Bu bağıntıdaki C_3 ve C_4 'ün açılımı ise şu şekilde ifade edilir:

$$\begin{aligned} C_1 &= \sqrt{\tan(\phi + \beta) [\tan(\phi + \beta) + \cot(\phi + \theta)] [1 + \tan(\delta - \theta) \cot(\phi + \theta)]} \\ C_2 &= 1 + \{ \tan(\delta - \theta) [\tan(\phi + \beta) + \cot(\phi + \theta)] \} \end{aligned} \quad (2.19)$$

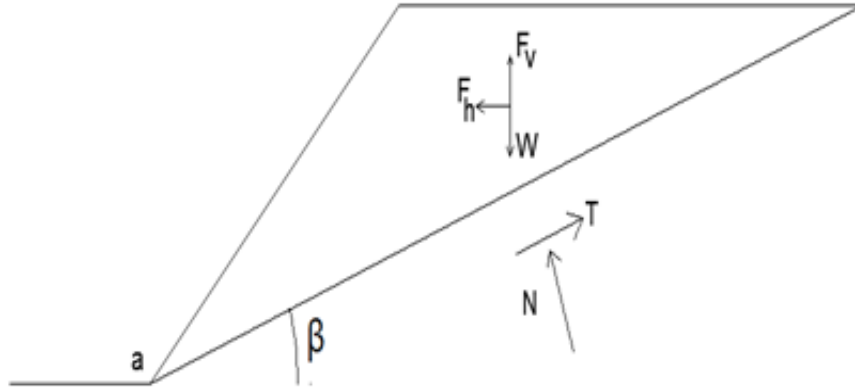
2.3.2 Dinamik Toprak Basıncı

2.3.2.1 Psödo-Statik Analiz

Limit durumlu tasarım metotlarında en yaygın kullanılanlardan biri olan psödo-statik analiz ilk olarak Terzaghi [26] tarafından sismik şev stabilitesini incelemek için kullanılmıştır. Deprem etkileri yatay (a_h) ve düşey (a_v) yöndeki ivmelerle temsil

edilmektedir. Psödo-statik analizde pik yer ivmesi psödo-statik atalet kuvvetine çevrilmektedir ve F_h ve F_v şeklindeki yatay ve düşey atalet kuvvetleri yenilen kütlenin ağırlık merkezinden geçmektedir (Şekil 2.18). Psödo-statik büyüklüğü şu şekilde ifade edilmektedir.

$$\begin{aligned} F_h &= \frac{a_h W}{g} = k_h W \\ F_v &= \frac{a_v W}{g} = k_v W \end{aligned} \quad (2.20)$$



Şekil 2.18 Üçgen zemin kaması üzerine etkiyen kuvvetler (Kramer [25])

Potansiyel yenilme kütlesi üzerine etkiyen kuvvetler yenilme yüzeyine paralel yönde bileşenlerine ayrıldığında karşımıza aşağıdaki eşitlik çıkmaktadır.

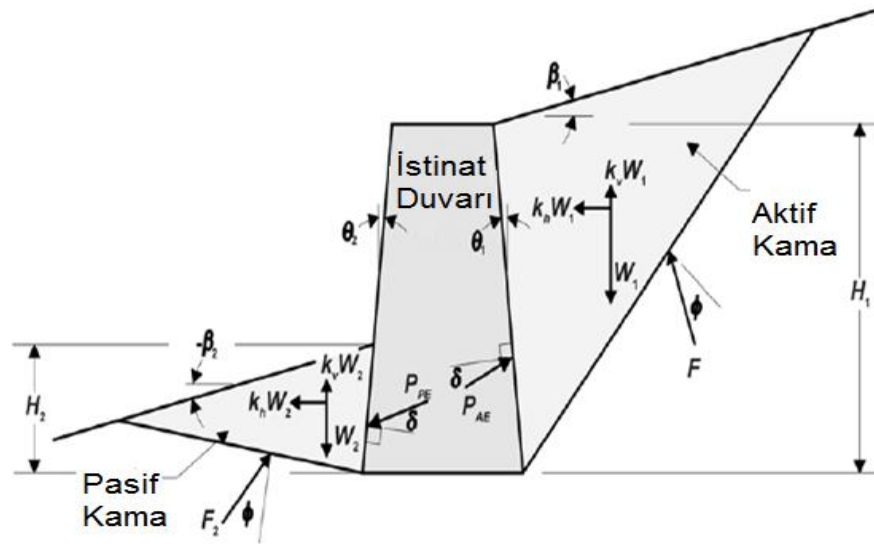
$$FS = \frac{\text{Göçmeye karşı koyan kuvvetler}}{\text{Göçmeye zorlayan kuvvetler}} = \frac{cl_{ab} + ((W - F_v) \cos \beta - F_h \sin \beta) \tan \phi}{((W - F_v) \sin \beta - F_h \cos \beta)} \quad (2.21)$$

Bu denklemde “c” kohezyonu, “ ϕ ” içsel sürtünme açısını, “W” kütleyi, “ l_{ab} ” yenilme düzleminin uzunluğunu ve “ β ” şev eğimini temsil etmektedir.

Psödo-statik analizin sonuçları, eşdeğer deprem ivme katsayısı k_h 'ın değerine bağlıdır. Bu bağlamda psödo-statik katsayısının seçimi çok önemlidir. Terzaghi [26] "büyük" (Rossi-Forel ölçeğinde şiddeti IX olan) depremler için $k_h=0.1$, "şiddetli, yıkıcı" (Rossi-Forel ölçeğinde şiddeti X olan) depremler için $k_h=0.2$ ve "afet düzeyindeki" depremler için $k_h=0.5$ 'i önermiştir. Günümüze kadar farklı tip yapılar için öngörülen k_h değerleri için çalışmalar yapılmıştır ancak bu psödo-statik katsayıların seçiminde herhangi bir kesin ve pratik kural bulunmamaktadır.

Mononobe-Okabe Yöntemi

Mononobe [27] ve Okabe [28] deprem kaynaklı toprak basıncını hesaba katarak psödo-statik şartlardaki statik Coulomb teorisini genişletmişlerdir. Mononobe-Okabe yönteminde etkili kuvvetler Şekil 2.19'da verilmiştir.



Şekil 2.19 Aktif ve pasif kamaya etki eden kuvvetler (Kramer [25])

Mononobe [27] ve Okabe [28], toplam aktif basıncı (P_{AE}) şu şekilde açıklamışlardır:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (2.22)$$

Bu bağıntıdaki dinamik aktif zemin basıncı katsayısının (K_{AE}) açılımı şu şekildedir.

$$K_{AE} = \frac{(1 - k_v) \cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2(\theta + \delta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (2.23)$$

Burada “ ϕ ” içsel sürtünme açısını, “ θ ” istinat duvarının düşeyle yaptığı açığı, “ β ” geri dolgunun eğim açısını, “ ψ ” sismik atalet açısını, “ δ ” duvar ve zemin arasındaki sürtünme açısını ifade etmektedir.

Mononobe-Okabe yönteminin dezavantajları şu şekildedir.

- Limit analiz çerçevesinden bakıldığında, yapılan öngörüler emniyetsiz olmaktadır.

- Doğruluk ve emniyet, duvara pasif basınç etkidiğinde azalmaktadır.
- Matematiksel işlemler karmaşık ve formüllerin doğrulaması zordur.
- Limit denge analizi söz konusu olduğunda sınır gerilme şartları tatmin edici değildir.

Seed-Whitman Yöntemi

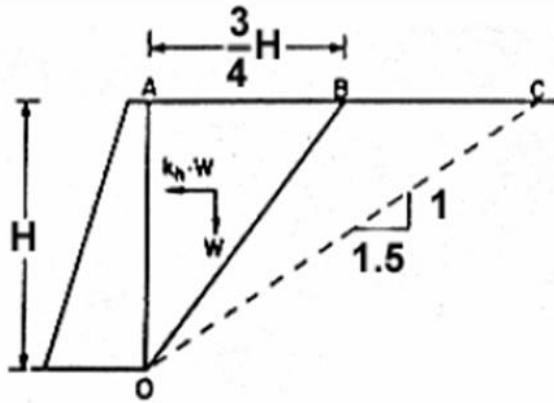
Mononobe-Okabe yöntemi deprem yükünün dinamik etkilerini iyi ancak karmaşık formüllerle ifade ettiğinden dolayı Seed ve Whitman [29], yapıya etkiyen yanal toprak basıncını bulmak için ampirik bir ifade ortaya koymuşlardır. Bu araştırmacılara göre maksimum dinamik aktif toprak basıncı (E_{AE}), aşağıda görüldüğü gibi ek statik (ΔE_{AE}) ve dinamik basıncın toplamıyla bulunmaktadır. Bu ifadelerde verilmiş olan "H" Şekil 2.20'de görüldüğü gibi yapının yüksekliğini tanımlamaktadır.

$$E_{AE} = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 + \Delta E_{AE} \quad (2.24)$$

$$\Delta E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{3}{4} k_h \quad (2.25)$$

Burada K_A : minimum aktif zemin basınç katsayısını ifade etmektedir.

Seed-Whitman yöntemi Mononobe-Okabe yöntemini esas aldığından aynı dezavantajlar bu yöntem için de geçerli olmaktadır.

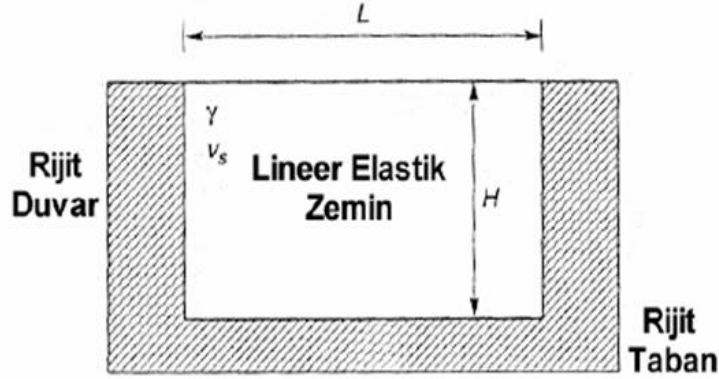


Şekil 2.20 Seed-Whitman yönteminde esas alınan zemin kamasi (Kramer [25])

Wood Yöntemi

Mononobe-Okabe ve Seed-Whitman yöntemlerinde limit denge analizi esas alınmıştır ancak Wood [30] rijit bir tabana tutturulmuş iki rijit duvar arasına hapsedilmiş homojen

ve doğrusal elastik zeminin davranışını incelemiştir (Şekil 2.21). Elastik metot zeminin viskoelastik davranışta bulunduğunu öngörürken, limit denge analiz zeminin plastik davranış gösterdiğini ileri sürmektedir. Wood [30] yaptığı çalışmalar sonucunda aşağıdaki ifadeleri vermiştir.



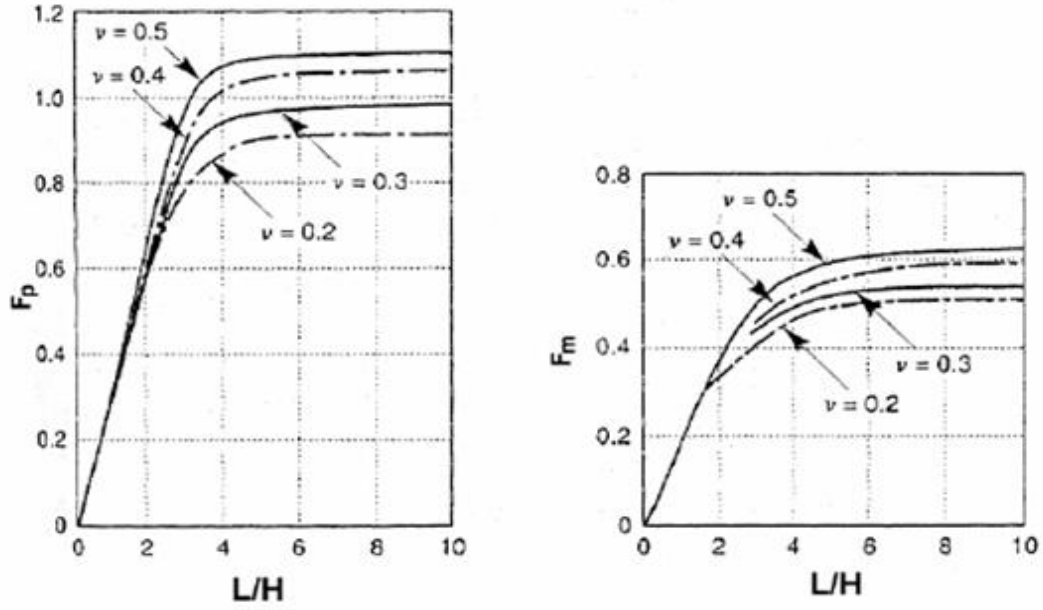
Şekil 2.21 Rijit bir tabana tutturulmuş iki rijit duvar arasına hapsolmuş elastik zemin
(Kramer [25])

$$\Delta P_{eq} = \gamma H^2 \frac{a_h}{g} F_p \quad (2.26)$$

$$\Delta M_{eq} = \gamma H^3 \frac{a_h}{g} F_m \quad (2.27)$$

Wood [30]'un ifadelerinde “ ΔP_{eq} ” dinamik itkiyi, “ a_h ” maksimum yatay ivmeyi, “ F_p ” boyutsuz dinamik itkiyi, “ F_m ” boyutsuz moment faktörünü, “ ΔM_{eq} ” maksimum dinamik itkiyi temsil etmektedir.

Boyutsuz dinamik itki ve moment faktörü Wood [30]'un vermiş olduğu boyutsuz itki ve moment faktörleri diyagramından bulunmaktadır (Şekil 2.22).



Şekil 2.22 Wood [30] tarafından verilen boyutsuz itki kuvveti ve moment faktörleri (Kramer [25])

2.3.2.2 Psödo-Dinamik Analiz

Steedman-Zeng Yöntemi

Psödo-statik yaklaşımda sismik hareketle oluşan dinamik etkinin zamana bağlı olmadığı kabul edilmiştir ve buna göre sarsma anında geri dolguda oluşan ivme üniform dağılım göstermektedir. Bu yaklaşımın negatif etkilerinin önüne geçmek için, Steedman ve Zeng [31] geri dolgu genelindeki ivmenin zamanla değişimini dikkate alarak duvar üzerinde oluşacak sismik toprak basıncını bulmaya çalışmışlardır. Aşağıda verilen denklemde ivmenin hem zamana hem de derinliğe bağlı olduğu görülmektedir.

$$a(z, t) = a_h \sin \left[\omega \left(t - \frac{H-z}{V_s} \right) \right] \quad (2.28)$$

Burada ω açısal frekansı, a_h genliği, V_s kayma hızını ve H duvarın yüksekliğini ifade etmektedir.

z derinliğinde elemanın kütlesi,

$$m(z) = \frac{\gamma}{g} t - \frac{H-z}{\tan \alpha} dz \quad (2.29)$$

burada γ geri dolgunun birim ağırlığı ve α kamanın yatayla yaptığı açıdır. Duvarın üzerine etkiyen toplam atalet kuvveti aşağıda belirtildiği gibi tanımlanmıştır.

$$Q_h(t) = \int_0^H m(z) a(z, t) dz = \frac{\lambda \gamma a_h}{4\pi^2 g \tan \alpha} [2\pi H \cos \omega \zeta + \lambda (\sin \omega \zeta - \sin \omega t)] \quad (2.30)$$

Burada $\lambda = 2\pi/v_s \omega$ düşey olarak yayılan kayma dalgasının dalga boyu ve $\zeta = t - H/v_s$ 'dir. Toplam zemin basıncı kama üzerindeki kuvvetleri bileşenlerine ayrılarak verilmiştir.

$$P_{AE}(t) = \frac{Q_h(t) \cos(\alpha - \phi) + W \sin(\alpha - \phi)}{\cos(\delta + \phi - \alpha)} \quad (2.31)$$

$$P_{AE}(t) = \frac{\partial P_{AE}(t)}{\partial z} = \frac{\gamma z}{\tan \alpha} \frac{\sin(\alpha - \phi)}{\cos(\delta + \phi - \alpha)} + \frac{k_h \gamma z}{\cos(\delta + \phi - \alpha)} \sin \left[\bar{\omega} \left(t - \frac{z}{V_s} \right) \right] \quad (2.32)$$

Burada ϕ : zeminin içsel sürtünme açısını, θ : duvarın düşeyle yaptığı açıyı, δ : duvarın sürtünme açısını, $\bar{\omega}$: tabandaki açısal frekansı temsil etmektedir.

2.3.3 Dinamik Toprak Basınç Dağılımı

Duvar yüksekliği boyunca dinamik toprak basınç dağılımları farklı araştırmacılar tarafından incelenmiştir.

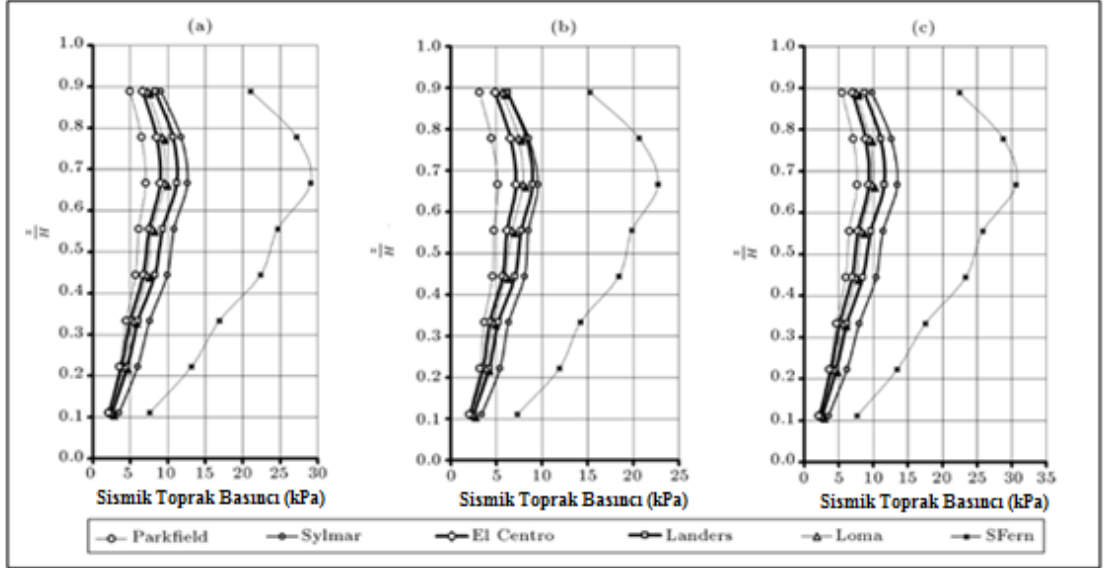
Duvar arkasındaki yanal toprak basıncı dağılımı doğrusal olarak artan dağılıma sahip değildir ve duvarın tabanında ölçülen toprak basıncından göreceli olarak daha büyük basınç dağılımı oluşturmaktadır (Matsuo vd. [32]).

Statik aktif yanal gerilme, duvar yüksekliğinin yaklaşık %80'i boyunca doğrusal dağılıma sahiptir ve bu sonuçlar Coulomb ve Mononobe yaklaşımları ile uyum sağlamaktadır. Ancak daha büyük derinliklerde bu dağılım doğrusal olmamakta ve bu doğrusal olmayan davranış yükselen ivme değerleri ile birlikte artış göstermektedir. Ayrıca dinamik durum içinde yanal toprak basıncının doğrusal olmayan davranışı artan ivme ve yapının tepe noktasında gelişen büyük gerilme değerlerine göre artmaktadır (Sherif ve Fang [33]).

M-O yöntemi doğrusal davranışı ileri sürmektedir ancak Seed ve Whitman yöntemi bir dağılım ifade etmemektedir ve etki noktasındaki sismik itki için yalnızca 0.6 H değerini tanımlamaktadır (Maleki ve Mahjuobi [34]).

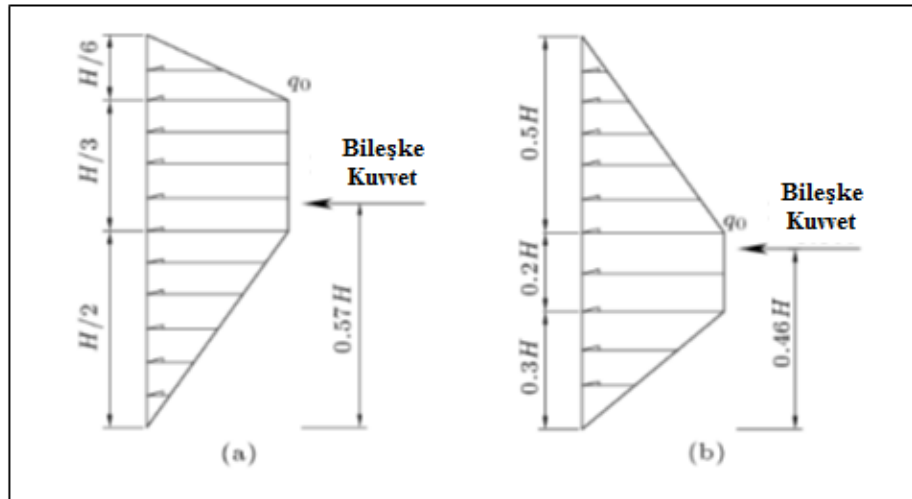
Mylonakis vd. [35] duvar arkasındaki toprak basıncı dağılımının, yerçekimi ve sismik koşullar için derinlikle birlikte doğrusal olduğunu kabul etmişlerdir.

Anastasopoulos vd. [36] duvarın tam orta noktasında kaydedilen toplam basınç artışının zamana bağlı değişimini araştırmışlardır (Şekil 2.23).



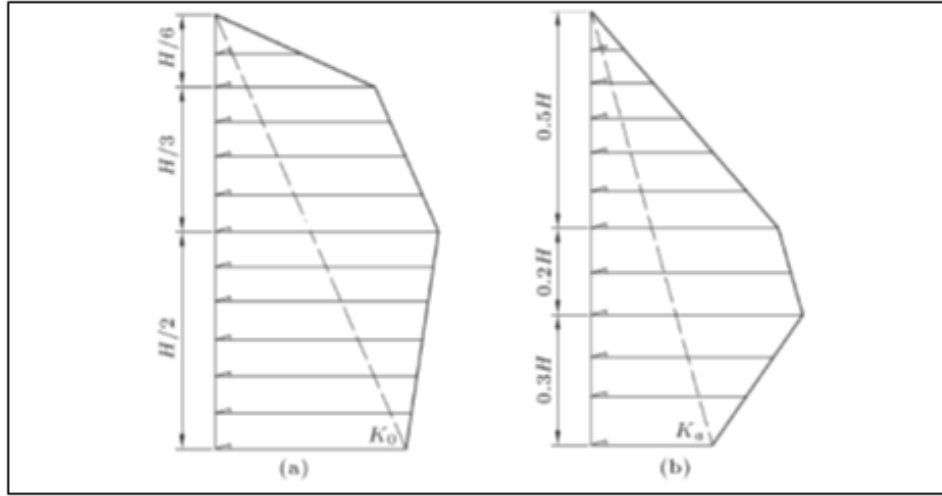
Şekil 2.23 Yüksekliği 4 m olan duvar için sismik toprak basıncı (a) köprü kenar ayağı, (b) esnek duvar, (c) rijit duvar (Anastasopoulos vd. [36])

Maleki ve Mahjoubi [34] sismik toprak basıncı dağılımının Şekil 2.24'teki gibi olduğunu ileri sürmüşlerdir.



Şekil 2.24 Önerilen sismik toprak basıncı dağılımı (a) köprü kenar ayağı ya da destekli köprü kenar ayağı gibi rijit ya da yarı-rijit duvarlar için, (b) konsol istinat duvarları için önerilen toprak basıncı dağılımı (Maleki ve Mahjoubu [34])

Maleki ve Mahjoubi [34] sismik toplam toprak basıncı dağılımı için Şekil 2.25'teki gibi dağılım önerisinde bulunmuşlardır.



Şekil 2.25 Deprem sırasındaki toplam toprak basıncı dağılımı (a) rijit ve yarı-rijit duvarlar için, (b) esnek duvarlar için (Maleki ve Mahjoubi [34])

2.3.4 İstinat Duvarlarının Sismik Davranışı

Newmark Kayan Blok Yöntemi

Depremi oluşturduğu sismik ivmeler zamanla değişim göstereceğinden, psödo-statik emniyet katsayısı da deprem boyunca değişecektir. Potansiyel yenilme kütlesi üzerine etkiyen toplam göçmeye zorlayan kuvvetlerin (statik ve dinamik kuvvetler), karşı koyan kuvvetleri aşacak kadar büyük olması halinde, emniyet katsayısı 1.0'ın altına düşecektir (Kramer [25]). Newmark bu durumu eğimli bir yüzey üzerinde duran bir bloğa benzeterek, kalıcı yer değiştirmeyi bulmak için bir yöntem geliştirmiştir (Şekil 2.26).



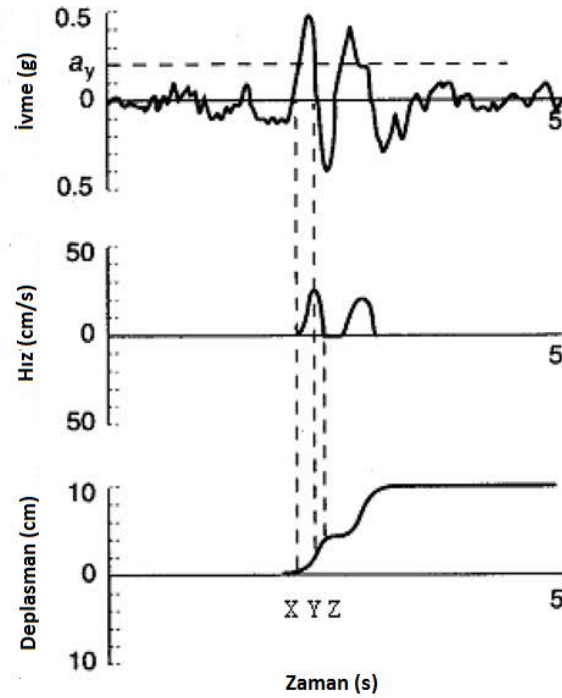
Şekil 2.26 Potansiyel heyelan ve eğimli düzlem üzerindeki blok

Atalet kuvvetinin eğim aşağı yönde etki ettiği durumda kuvvetlerin eğimli düzleme paralel ve dik yönde bileşenlere ayrılmasıyla,

$$FS = \frac{\text{Göçmeye karşı koyan kuvvetler}}{\text{Göçmeye zorlayan kuvvetler}} = \frac{R_d(t)}{D_d(t)} = \frac{[\cos \beta - k_h(t) \sin \beta] \tan \phi}{\sin \beta - k_h(t) \cos \beta} \quad (2.33)$$

olmaktadır. Burada β zeminin yatayla yaptığı açığı, ϕ blok ve düzlem arasındaki içsel sürtünme açısını ve k_h yatay birim kütleye etki eden atalet kuvvetini ifade etmektedir.

Newmark Kayan Blok Yöntemi yenilme ivmesini (a_y), kayma için emniyet katsayısının 1.0 olduğu andaki blok ivmesinin genliği olarak tanımlamaktadır. Bloğun yapmış olduğu deplasman yenilme ivmesinin bu andaki çift integralinin alınmasıyla bulunmaktadır (Kim ve diğ., [5])

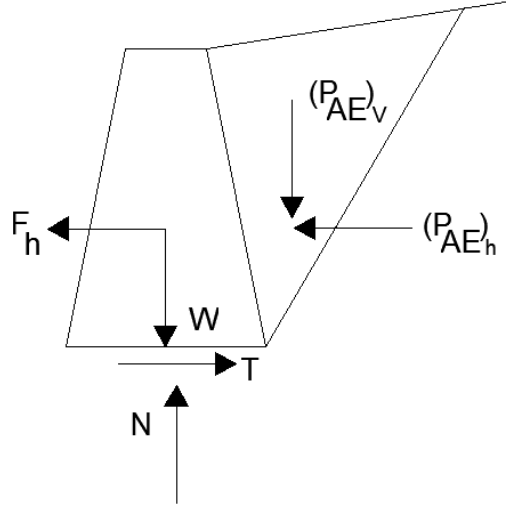


Şekil 2.27 Deprem sırasında kaydedilmiş ivme, hız ve deplasman verilerinin zamanla değişimi (Kim vd. [5])

Richards-Elms Yöntemi

Richard ve Elms [37] Newmark kayan blok yöntemini kullanarak istinat duvarlarının sismik etkilerden kaynaklanan kalıcı yerdeğiştirmelerini hesaplayan bir yöntem önermişlerdir. Ancak bu yöntemin uygulanması için duvar ve geri dolgu için yenilme ivmesinin bulunması gerekmektedir. Şekil 2.28'de görülen aktif kama, geri dolgu yönünde bir ivmeye maruz kaldığı durumda, oluşacak atalet kuvveti bu ivmenin zıttı

yönünde olmaktadır. İvmenin duvarı hareket ettirecek büyüklükte olan yenilme ivmesine eşit olduğu andaki yatay ve düşey denge aşağıdaki şekilde olmaktadır.



Şekil 2.28 Yerçekimi ivmesi ve psödo-statik ivmeler etkisindeki ağırlık duvarı

$$\begin{aligned}
 T &= F_h + (P_{AE})_h \\
 N &= W + (P_{AE})_v \\
 T &= N \tan \Phi_b \\
 F_h &= a_y W / g \\
 (P_{AE})_h &= P_{AE} \cos(\delta + \theta) \\
 (P_{AE})_v &= P_{AE} \sin(\delta + \theta)
 \end{aligned} \tag{2.34}$$

Bu eşitliklerden yenilme ivmesi çekildiğinde,

$$a_y = \left[\tan \phi_b - \frac{P_{AE} \cos(\delta + \theta) - P_{AE}(\delta + \theta)}{W} \right] g \tag{2.35}$$

Richard ve Elms [37] P_{AE} 'nin hesaplanmasında Mononobe-Okabe yönteminin kullanılmasını önermişlerdir ve kalıcı blok yer değiştirmesi için aşağıdaki bağıntıyı vermişlerdir,

$$d_{kal} = 0.087 \frac{v_{max}^2 \alpha_{max}^3}{a_y^4} ; \frac{a_y}{a_{max}} \geq 0.3 \tag{2.36}$$

burada, v_{max} pik yer hızı, a_{max} pik yer ivmesi ve a_y duvar-geri dolgu sisteminin yenilme ivmesidir.

Richards ve Elms yöntemi duvar üzerinde oluşan basıncın değişimini geri dolguda oluşan aşırı boşluk suyu basıncı yüzünden doğru hesaplayamamaktadır. Bu yüzden bu yöntemin doygun geri dolguya inşa edilecek rıhtım duvarlarının tasarımında kullanılması uygun değildir (Kim vd. [5]).

Nadim-Whitman Yöntemi

Nadim ve Whitman [38] iki boyutlu sonlu elemanlar modeliyle zemin büyütmesinin istinat duvarı yerdeğiştirmesi üzerindeki etkisini araştırmışlardır. Zemin büyütmesinin istinat duvarı üzerinde daha fazla basınca sebep olduğunu ve duvarın daha fazla deplasman yaptığını ileri sürmüşlerdir.

Nadim-Whitman yöntemi de Richards ve Elms yöntemi gibi duvar üzerinde oluşan basıncın değişimini geri dolguda oluşan aşırı boşluk suyu basıncı yüzünden doğru hesaplayamamaktadır. Bu sebeple bu yöntemin doygun geri dolguya inşa edilecek rıhtım duvarlarının tasarımında kullanılması uygun değildir (Kim vd. [5]).

Whitman-Liao Yöntemi

Whitman ve Liao [39], Richards ve Elms metodu gibi Newmark kayan blok yöntemini esas almaktadır. Ancak Whitman ve Liao [39], Richards ve Elms'in çalışmalarında hesaba katmadıkları, geri dolgunun deformasyonu ve kinematiği, deprem yer hareketi ve duvarın olası eğilmesini de kullanarak ağırlık tipi istinat duvarlarının deprem nedeniyle oluşabilecek yerdeğiştirmelerini hesaplamaya çalışmışlardır.

Bu yöntemde Richards ve Elms yöntemi ile Whitman-Liao yöntemindeki aynı sebeplerden dolayı geri dolguya inşa edilecek rıhtım duvarlarının tasarımında kullanılması uygun değildir (Kim vd. [5]).

2.4 Konu İle İlgili Çalışmalar

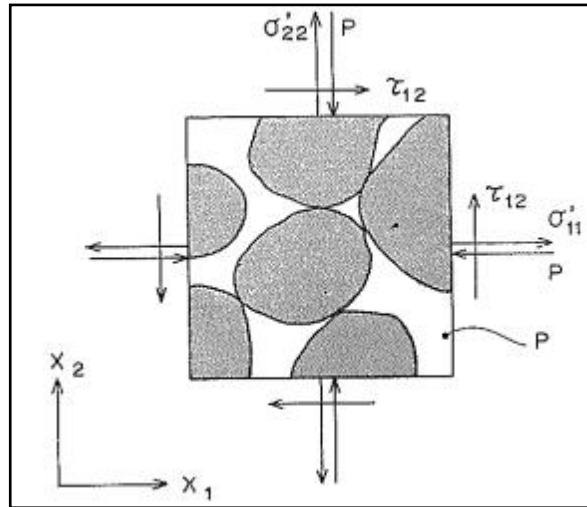
Iai [1]

Iai [1], 1g yerçekimi alanı içinde doygun zemin-yapı-akışkan modeli üzerindeki sarsma tablası deneyleri için bir benzerlik yöntemi geliştirmiştir. Bu benzerliği elde etmek için kullanılan esas ifadeler temel denklemlerdir ve bu denklemler de zemin yapısının kütle dengesi, boşluk suyu, kazık ve palplanş yapıları ve deniz suyu gibi dış etkenlerin korunum ifadeleridir. Bu temel denklemlere ek olarak, zeminin yapısal özellikleri üzerinde varsayımlar yapılmıştır. Örneğin, gerilme deformasyon ilişkisi çevresel basınç

dikkate alınmadan belirlenmiştir. Çevresel basıncın dikkate alınması için gerilme deformasyon üzerinde uygun bir ölçek oranının kabul edilmesi gerekmiştir.

Bu varsayımın kabul edilebilirliği 0.05'ten 1 kgf/cm²'e (5-98 kN/m²) veya 0.05'ten 4 kgf/cm²'e (5-392 kN/m²) kadar değişen çevresel basınç etkisinde uygun veriler kullanılarak incelenmiştir. Sonuçlar bu varsayımın yenilme gerilmesinden daha az olacak şekilde orta seviye bir gerilme varlığında uygulanabilir olduğunu belirtmiştir. Özetle bu çalışmada benzerliğin model deneylere uygulanabilirliği araştırılmıştır.

Doygun zemin-yapı-akışkan sistemi davranışını kontrol eden temel denklemler arasında, zeminin bünye denklemleri en önemli denklemlerdendir. Zemin mekaniğinde bu denklemlerin geniş bir şekilde çalışılmasına rağmen, bu konuda hala tartışmalar mevcuttur. Bu yüzden, zemin davranışı üzerindeki temel denklemler tam olarak belirlenememiştir. Fakat, zeminin bünye denklemleri haricindeki denge denklemi, zemin yapısı ve boşluk suyuna ait kütle korunum denklemi gibi temel denklemler doygun zemin-yapı-akışkan sisteminin dinamik durumu için belirlenmiş ve aşağıdaki gibi açıklanmıştır.



Şekil 2.29 Boşluklu yapıda zeminin efektif gerilmesi ve boşluk suyu basıncı (Iai [1])

İlk olarak, zemin yapısını açıklamak gerekirse doygun zemin iki fazdan oluşmuştur. Bu fazlar Şekil 2.29'da gösterildiği gibi zemin partiküllerinden oluşan katı faz ve boşlukları dolduran sıvı fazdır. Katı ve sıvı fazlar bundan sonra sırasıyla zemin yapısı (iskeleti) ve boşluk suyu olarak adlandırılacaktır. Doygun zeminin davranışını kontrol eden denklemler aşağıdaki gibi verilmiştir (Zienkiewicz vd. [40]).

$$\text{Efektif gerilme, } \sigma = \sigma' - mp \quad (2.37)$$

$$\text{Gerilme, } d\varepsilon = Ldu \quad (2.38)$$

$$\text{Bünye denklemi, } d\sigma = D(d\varepsilon - d\varepsilon^0 + mdp/3K_s) \quad (2.39)$$

$$\text{Genel denge denklemi, } L^T \sigma + \rho g = \rho \ddot{u} + \rho_f \ddot{w} \quad (2.40)$$

$$\text{Boşluk suyu akımına ait eşitlik, } -\nabla p + \rho_f g = k^{-1} \dot{w} + \rho_f \ddot{u} + \rho_f \ddot{w} \quad (2.41)$$

$$\text{Kütlenin korunumu, } \nabla^T w + m^T \varepsilon + pn/K_f + (1-n)/K_s - m^T \sigma'/3K_s = 0 \quad (2.42)$$

burada

$$\sigma^T = (\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{33}, \tau_{12}, \tau_{23}, \tau_{31}); \text{ toplam gerilme}$$

$$\sigma'^T = (\sigma'_{11}, \sigma'_{22}, \sigma'_{33}, \tau_{12}, \tau_{23}, \tau_{31}); \text{ efektif gerilme}$$

$$m^T = (1, 1, 1, 0, 0, 0)$$

p : boşluk suyu basıncı

$$\varepsilon^T = (\varepsilon_{11}, \varepsilon_{22}, \varepsilon_{33}, \gamma_{12}, \gamma_{23}, \gamma_{31}); \text{ deformasyon}$$

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x_1} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial x_2} & 0 & \frac{\partial}{\partial x_3} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial x_2} & 0 & \frac{\partial}{\partial x_1} & \frac{\partial}{\partial x_3} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial x_3} & 0 & \frac{\partial}{\partial x_2} & \frac{\partial}{\partial x_1} \end{bmatrix}$$

$u_T = (u_1, u_2, u_3)$: zemin yapısının deplasmanı

D = kayma modülü

ε^0 = zemin deformasyonu

K_s = zemin tanelerinin ortalama hacimsel modülü

g = yerçekimi ivmesi

ρ = doygün zeminin özgül kütlesi

ρ_t = boşluk suyunun özgül kütlesi

w_T = boşluk suyunun zemin yapısına bağlı ortalama deplasmanı

$$\nabla^T \left(\frac{\partial}{\partial x_1}, \frac{\partial}{\partial x_2}, \frac{\partial}{\partial x_3} \right)$$

k = permeabilite

n = zeminin porozitesi

K_f = Boşluk suyunun hacimsel modülü

Sınır koşullar ise şu denklemler ile ifade edilmiştir.

$$S\sigma = \bar{T} \quad (2.43)$$

$$u = \bar{u} \quad (2.44)$$

$$p = \bar{p} \quad (2.45)$$

$$w = \bar{w} \quad (2.46)$$

burada $\bar{T}, \bar{u}, \bar{p}, \bar{w}$ sırasıyla her bir sınır koşulda tanımlanan itme kuvveti, deplasman, boşluk suyu basıncı ve boşluk suyunun göreceli deplasmanıdır. S ise sınırdaki gerilmeyi itme kuvvetine dönüştüren matristir.

Yapılar ise genellikle açık deniz ve kıyı yapıları için ya üç boyutlu ya da tek boyutlu olmak üzere tanımlanmaktadır. Üç boyutlu olanlar için mevcut denklemler daha önce belirtilen şekilde verilmiş ve boşluk suyu bu denklemlerde ihmal edilmiştir. Bu yüzden, bu denklemler bu çalışmada açık bir şekilde yazılmamıştır ancak tek boyutlu olanlar için kullanılan denklemler, kazıklı yapılar ve ankraj duvarları için uygun olduğu belirtilerek aşağıdaki gibi ifade edilmiştir.

$$EI \frac{\partial^4 n^T u}{\partial u^4} + \rho_b n^T \ddot{u} - \rho_b n^T g + n^T S \sigma = 0 \quad (2.47)$$

$$EA \frac{\partial^2 T^T u}{\partial n^4} + \rho_b n^T \ddot{u} - \rho_b n^T g + t^T S \sigma = 0 \quad (2.48)$$

burada

EI : eğilme rijitliği

EA : boyuna rijitlik (Young modülü ile kesit alanının çarpımıdır)

u : tek boyutlu yapının deplasmanı

n : normal birim vektör

t : teğetsel birim vektör

$\frac{\partial}{\partial n}$: n doğrultusundaki diferansiyeli

$\frac{\partial}{\partial s}$: t doğrultusundaki diferansiyeli

ρ_b : tek boyutlu yapının özgül kütlesi

S : gerilmeyi itme kuvvetine dönüştüren matris

σ : tek boyutlu eleman üzerinde etkili olan gerilme

Bir kiriş için verilen sınır koşullar ise şu şekilde tanımlanmıştır.

$$u = \bar{u} \quad (2.49)$$

$$\frac{\partial n^T u}{\partial n} = \bar{\theta} \quad (2.50)$$

$$EI \frac{\partial^2 n^T u}{\partial u^2} = \bar{M} \quad (2.51)$$

$$EI \frac{\partial^3 n^T u}{\partial u^3} = \bar{S} \quad (2.52)$$

$$EI \frac{\partial t^T u}{\partial s} = \bar{F} \quad (2.53)$$

burada $\bar{u}$, $\bar{\theta}$, $\bar{M}$, $\bar{S}$ ve $\bar{F}$ sırasıyla deplasman, eğim, eğilme momenti, kesme kuvveti ve eksenel kuvvettir.

Akışkan için mevcut denklemler ise şu şekilde açıklanmıştır. Deprem sırasındaki deniz gibi suyun davranışı, suyun viskozitesinin ihmal edilmesi ile elde edilmiştir ve dalgalar yapının hareketi sonucu meydana gelmektedir.

$$\nabla^2 p + \frac{\rho_f}{K_f} \ddot{p} = 0 \quad (2.54)$$

$$\text{burada } \nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2}{\partial x_2^2} + \frac{\partial^2}{\partial x_3^2}$$

p : su basıncı

ρ_f : su yoğunluğu

K_f : suyun hacimsel modülü

Yapı ile su arasındaki sınırdaki yapı ve su arasında, suyun kütleli korunumu için aşağıdaki ifade saptanmalıdır.

$$\frac{\partial p}{\partial n} = \rho_f n^T \ddot{u} \quad (2.55)$$

burada

n : yapı ile su arasındaki normal birim vektörü

$\ddot{u}$: yapı cidarındaki ivme

Diğer sınır koşulları şu şekilde ifade edilmiştir.

$$p = \bar{p} \quad (2.56)$$

$$\frac{\partial p}{\partial n} = \bar{i} \quad (2.57)$$

burada $\bar{p}$ ve $\bar{i}$ sırasıyla her bir sınır için tanımlanan basınç ve hidrolik eğimdir.

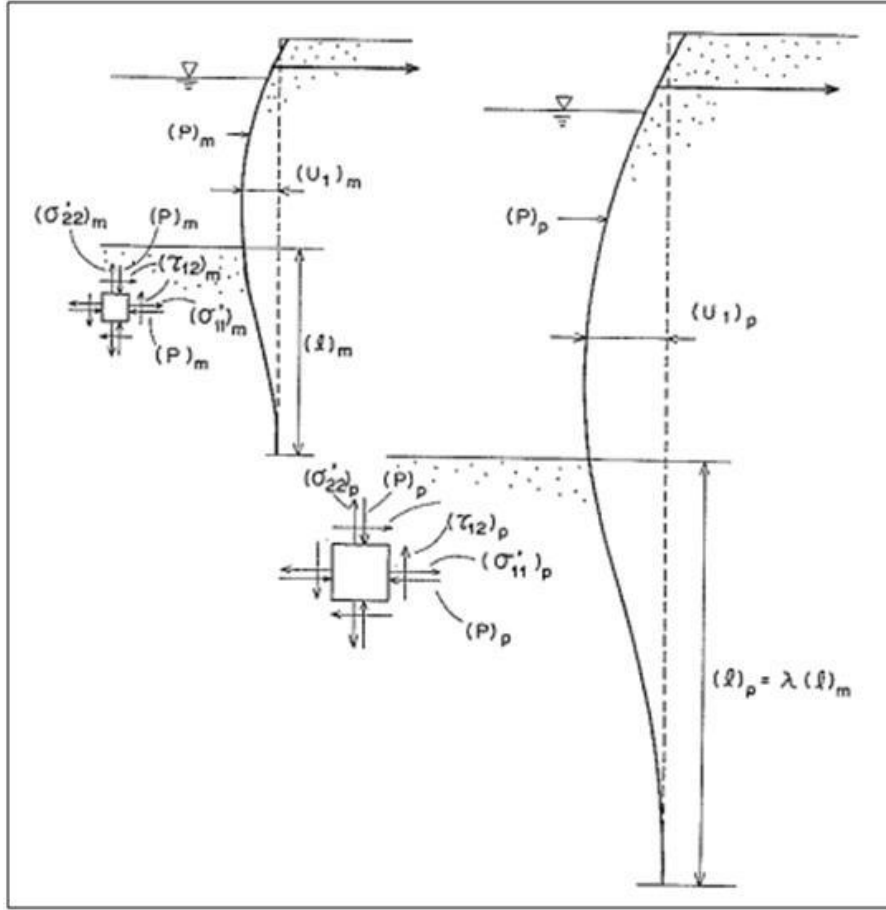
Geometrik ölçek λ ve zaman ölçeği λ_t ile gösterilirse,

$$(x)_p = \lambda(x)_m, (t)_p = \lambda_t(t)_m \quad (2.58)$$

burada $x^T = (x_1, x_2, x_3)$: kartezyen koordinat, m ve p sırasıyla model ile prototipi temsil etmektedir.

Model ile prototip arasındaki ilişki (2.37) ve (2.57) arasındaki temel denklemlerde diferansiyel operatörler için şu şekilde ifade edilmiştir.

$$(L)_p = \frac{1}{\lambda}(L)_m, \left(\frac{\partial}{\partial n}\right)_p = \frac{1}{\lambda}\left(\frac{\partial}{\partial n}\right)_m, (\nabla)_p = \frac{1}{\lambda}(\nabla)_m, \left(\frac{\partial}{\partial t}\right)_p = \frac{1}{\lambda_t}\left(\frac{\partial}{\partial t}\right)_m \quad (2.59)$$

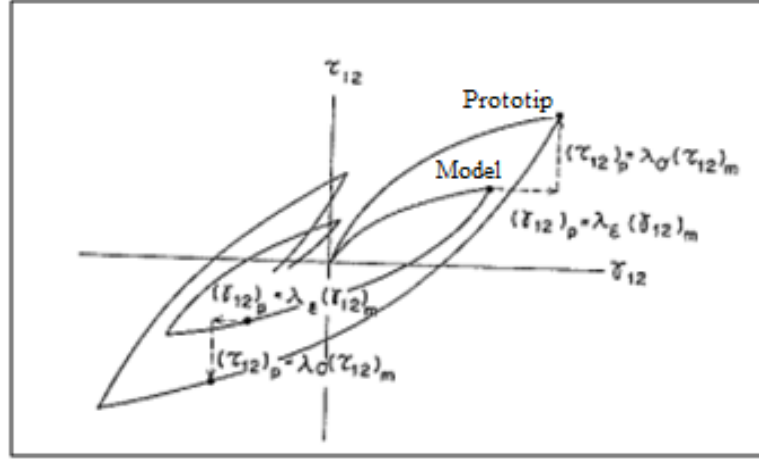


Şekil 2.30 Model ve prototipteki deplasman, efektif gerilme ve boşluk suyu basıncı
(Iai [1])

Şekil 2.30'da görüldüğü gibi model ve prototip arasındaki ilişkide (2.37) ve (2.57) arasındaki denklemlerdeki değişkenler ve katsayılar için şu yaklaşımlar yapılmıştır.

$$\begin{aligned}
 (\varepsilon)_p &= \lambda_\varepsilon (\varepsilon)_m, (\varepsilon^0)_p = \lambda_\varepsilon^0 (\varepsilon^0)_m, \\
 (\sigma)_p &= \lambda_\sigma (\sigma)_m, (\sigma')_p = \lambda_{\sigma'} (\sigma')_m, \\
 (D)_p &= \lambda_p (D)_m, (K_s)_p = \lambda_{k_s} (K_s)_p, \\
 (p)_p &= \lambda_p (p)_m, (k)_p = \lambda_k (k)_m, \\
 (u)_p &= \lambda_u (u)_m, (w)_p = \lambda_w (w)_m, \\
 (n)_p &= \lambda_n (n)_m, (K_f)_p = \lambda_{K_f} (K_f)_m, \\
 (EI)_p &= \lambda_{EI} (EI)_m, (EA)_p = \lambda_{EA} (EA)_m, \\
 (\rho)_p &= \lambda_\rho (\rho)_m, (\rho_f)_p = \lambda_{\rho_f} (\rho_f)_m, (\rho_b)_p = \lambda_{\rho_b} (\rho_b)_m, \\
 (\bar{T})_p &= \lambda_{\bar{T}} (\bar{T})_m, (\bar{u})_p = \lambda_{\bar{u}} (\bar{u})_m, (\bar{p})_p = \lambda_{\bar{p}} (\bar{p})_m, (\bar{w})_p = \lambda_{\bar{w}} (\bar{w})_m, \\
 (\bar{\theta})_p &= \lambda_{\bar{\theta}} (\bar{\theta})_m, (\bar{M})_p = \lambda_{\bar{M}} (\bar{M})_m, (\bar{S})_p = \lambda_{\bar{S}} (\bar{S})_m, (\bar{F})_p = \lambda_{\bar{F}} (\bar{F})_m,
 \end{aligned} \tag{2.60}$$

Bu yaklaşımlar arasında, gerilme ve deformasyon üzerindeki Rocha yaklaşımı olarak bilinen yaklaşımın, benzerliğin belirlenmesinde çok önemli role sahip olduğu belirtilmiştir (Rocha [41]). Rocha yaklaşımını açıklayan bir örnek Şekil 2.31'de verilmiştir ve bu varsayımın uygulanabilirliği araştırmacı tarafından tartışılmıştır.



Şekil 2.31 Model ve prototip zemindeki gerilme deformasyon ilişkisi (Iai [1])

(2.37) ve (2.57) arasındaki tüm denklemler için benzerlik hem model hem de prototipte elde edilmiştir. Örneğin (2.37) denklemi prototip için düzenlendiğinde;

$$(\sigma)_p = (\sigma')_p - m(p)_p \quad (2.37')$$

Denklem (2.60) yukarıda elde edilen denklem (2.37')'de yerine konulursa

$$\lambda_\sigma (\sigma)_m = \lambda_\sigma' (\sigma')_m - \lambda_p m(p)_m \quad (2.37'')$$

$$(\sigma)_m = (\sigma')_m - m(p)_m \quad (2.37''')$$

(2.37'') ve (2.37''') denklemleri karşılaştırıldığında

$$\lambda_\sigma = \lambda_{\sigma'} = \lambda_p \quad (2.61)$$

Benzer şekilde aşağıda belirtilen ifadeler de (2.38) ile (2.57) arasındaki denklemlerden elde edilmiştir.

$$\text{Denklem (2.38)'den , } \lambda_\varepsilon = \lambda_u / \lambda \quad (2.62)$$

$$\text{Denklem (2.39)'dan , } \lambda_{\sigma'} = \lambda_D \lambda_\varepsilon = \lambda_D \lambda_s^0 = \lambda_D \lambda_p / \lambda K_s \quad (2.63)$$

$$\text{Denklem (2.40)'dan , } \lambda_\sigma / \lambda = \lambda_p \lambda_u / \lambda_t^2 = \lambda_{pf} \lambda_w / \lambda_t^2 \quad (2.64)$$

$$\text{Denklem (2.41)'den , } \lambda_p / \lambda = \lambda_{pf} = \lambda_w / (\lambda_t \lambda_k) = \lambda_{pf} \lambda_u / \lambda_t^2 = \lambda_{pf} \lambda_w / \lambda_t^2 \quad (2.65)$$

$$\text{Denklem (2.42)'den , } \lambda_w / \lambda = \lambda_c = \lambda_p \lambda_n / \lambda K_f = \lambda_p / \lambda K_s = \lambda_n \lambda_p / \lambda K_s = \lambda_{\sigma} / \lambda K_s \quad (2.66)$$

$$\text{Denklem (2.43)'den , } \lambda_{\sigma} = \lambda_{\bar{T}} \quad (2.67)$$

$$\text{Denklem (2.44)'den , } \lambda_u = \lambda_{\bar{u}} \quad (2.68)$$

$$\text{Denklem (2.45)'den , } \lambda_p = \lambda_{\bar{u}} \quad (2.69)$$

$$\text{Denklem (2.46)'dan , } \lambda_w = \lambda_{\bar{w}} \quad (2.70)$$

$$\text{Denklem (2.47)'den , } \lambda_{EI} \lambda_u / \lambda^4 = \lambda_{pb} \lambda_u / \lambda_t^2 = \lambda_{pb} / \lambda_{\sigma} \quad (2.71)$$

$$\text{Denklem (2.48)'den , } \lambda_{EA} \lambda_u / \lambda^2 = \lambda_{pb} \lambda_u / \lambda_t^2 = \lambda_{pb} / \lambda_{\sigma} \quad (2.72)$$

$$\text{Denklem (2.49)'dan , } \lambda_b / \lambda_{\bar{u}} \quad (2.73)$$

$$\text{Denklem (2.50)'den , } \lambda_u / \lambda = \lambda_{\bar{\theta}} \quad (2.74)$$

$$\text{Denklem (2.51)'den , } \lambda_{EI} \lambda_u / \lambda^2 = \lambda_{\bar{M}} \quad (2.75)$$

$$\text{Denklem (2.52)'den , } \lambda_{EI} \lambda_u / \lambda^3 = \lambda_{\bar{S}} \quad (2.76)$$

$$\text{Denklem (2.53)'den , } \lambda_{EA} \lambda_u / \lambda = \lambda_p \quad (2.77)$$

$$\text{Denklem (2.54)'den , } \lambda_p / \lambda^2 = \lambda_{pf} \lambda_p / (\lambda K_f \lambda_t^2) \quad (2.78)$$

$$\text{Denklem (2.55)'den , } \lambda_p / \lambda = \lambda_{pf} \lambda_u / \lambda_t^2 \quad (2.79)$$

$$\text{Denklem (2.56)'dan , } \lambda_p = \lambda_{\bar{p}} \quad (2.80)$$

$$\text{Denklem (2.57)'den , } \lambda_p / \lambda = \lambda_{\bar{t}} \quad (2.81)$$

(2.61) ile (2.81) numaralı denklemler arasında görüldüğü üzere 37 adet eşitlik mevcuttur ve bu eşitlikler birbirinden bağımsız iken yalnızca (2.61) numaralı denklem geri kalan eşitliklerden bağımsız olacak şekilde tanımlanamamıştır. Diğer yandan ölçek oranı (2.61) ve (2.81) numaralı denklemler arasında mevcuttur ve bu denklemler arasında üç adet bağımsız ölçek oranı kullanılmıştır. Burada, λ geometrik ölçek oranı, λ_p doygun zemin özgül kütesine ait ölçek oranı ve λ_{ε} doygun zeminin deformasyonuna ait ölçek

oranıdır. Zemin yapısı için mevcut olan benzerlik Kagawa [42] ile Kokusho ve Iwatate [43] tarafından geliştirilen benzerlikler ile uyumludur.

Bu çalışmada bahsedilen benzerliği elde etmek amacıyla, denklem (2.60) dikkate alınmış ve bu denklemler içerisinde de birçok yaklaşım yapılmıştır. Rocha yaklaşımı gibi bu yaklaşımlar da kabul edilmeden önce gerilme deformasyon davranışı için dikkatlice değerlendirilmiştir ancak zeminin yapısal özellikleri hala tartışma konusudur.

Benzerliğin türetilmesinde, temel denklemler geçerli kabul edilmiştir. Ancak, temel denklemlerin türetilmesinde, aşağıda belirtilen idealleştirmeler ve öngörüler dikkate alınmıştır; (1) zemin yapısı sürekli olarak kabul edilmiştir, (2) deformasyonun küçük olacağı kabul edilmiş ve böylelikle deformasyon sonrasındaki denge denklemi deformasyon öncesi ile aynı olmuştur, ve (3) zemin yapısının gerilmesi küçük kabul edilmiş ve böylece denklem (2.38) ile deplasman-gerilme ilişkisinin doğrusal yaklaşıma sahip olduğu kabul edilmiştir. Sonuç olarak, benzerliğin uygulanabilirliğinde şu sınırlamalar vardır; (1) benzerlik, zemin parçacıklarının nihai sıvılaşma durumu gibi birbirleri arasındaki temas kuvvetini tamamıyla kaybettiği durumda uygun değildir, (2) benzerlik, deformasyon ve gerilmenin yukarıda bahsedilen tahminlerin yerine gelmesi için çok büyük olduğu durumda da uygun değildir.

Daha önce bahsedildiği gibi, doymuş zemin-yapı-akışkan sisteminin en önemli problemi genellikle nihai stabilite durumu yerine meydana gelen deformasyondur. Deformasyon derecesi yukarıda bahsedilen sınırlamaları ihmal edebilecek kadar büyük değildir. Eğer deformasyon derecesi kayma gerilmesi cinsinden belirlenirse modelde maksimum %10 civarında elde edilmiştir. Bu yüzden, yukarıda belirtilen sınırlamalara rağmen, bu çalışmada gözlenen benzerlik, deprem yüklemesine bağlı olarak bir palplanş perdenin deformasyon derecesinin değerlendirilmesi gibi geniş uygulanabilirliğe sahiptir.

Bu çalışmada elde edilen benzerliğe göre, efektif gerilmenin tüm bileşenleri ölçek oranı λ_σ ile belirlenmiştir. Böylece, kayma gerilmesi oranı modelin geometrik ölçeğine bakılmaksızın elde edilmiştir.

Ancak, benzerlik dahilindeki model deneylerini kontrol etmenin zor olmasındaki diğer bir sebep ise boşluk suyunun hacimsel modülüne göre verilen ölçek oranıdır. Boşluk suyunun hacimsel modülünün sıvılaşma üzerindeki etkisi dikkate alınmıştır.

Drenajsız koşullar etkisinde, $w=0$. $1/K_s=0$ olarak Denklem (2.42)'den aşağıdaki ifade elde edilmiştir.

$$p = -(K_f / n) m^T \varepsilon \quad (2.82)$$

burada; p boşluk suyu basıncı, K_f boşluk suyunun hacimsel modülü, n zeminin porozitesi, $m^T=(1, 1, 1, 0, 0, 0)$, $\varepsilon=(\varepsilon_{11}, \varepsilon_{22}, \varepsilon_{33}, \gamma_{12}, \gamma_{23}, \gamma_{31})$ deformasyonu ifade etmektedir.

Hacimsel deformasyon $m^T \varepsilon$ elastik ve plastik bileşenlerin toplamı olarak dikkate alındığında;

1g zemin-yapı-akışkan modeli üzerindeki sarsma tablası deneyleri için benzerlik,

$$m^T \varepsilon = (m^T \varepsilon)_{e1} + (m^T \varepsilon)_{p1} \quad (2.83)$$

burada $(m^T \varepsilon)_{e1}$ elastik hacimsel gerilme ve $(m^T \varepsilon)_{p1}$ plastik hacimsel gerilmedir.

$$d[(1/3)m^T \sigma] = Kd(m^T \varepsilon)_{e1} \quad (2.84)$$

$$d\sigma_m + dp = Kd(m^T \varepsilon)_{e1} \quad (2.85)$$

burada $\sigma_m=(1/3)m^T \sigma$ toplam gerilmeyi ifade etmektedir.

Boşluk suyu ve plastik hacimsel gerilme arasındaki ilişki ise

$$dp = -[1/(1+\alpha)][Kd(m^T \varepsilon) + d\sigma_m] \quad (2.86)$$

burada $\alpha=K/(K_f/n)$

Birçok zemin için, α sifıra yakındır. Bu yüzden benzerlik daha erken belirlenebilmiştir. Boşluk suyunun hacimsel modülünün tam olarak benzerliğe uygun olmamasına rağmen yine de bu benzerlik sıvılaşma durumu için uygun kabul edilmiştir. Bu benzerliğe göre kayma gerilmesi oranı modelin geometrik ölçeği dikkate alınmadan belirlenmiştir.

Deney sonuçları, kayma gerilmesi oranının, çevresel basınca bağlı olsa da olmasa da tatmin edici sonuçlar elde edebilmek için uygun olmadığını belirtmiştir. Çalışmada belirtilen benzerlik ile model davranışı hakkında sıvılaşma durumunu da içeren önemli yaklaşımlar ortaya konulmuştur.

Benzerlik aşağıda belirtilen şu durumlarda uygun olmamaktadır.

(1) zemin tanelerinin birbirleri arasındaki etkileşimi tamamen kaybetmeleri durumunda, (2) deformasyon veya gerilmenin çok büyük olduğu durum, (3) zeminin nihai yenilmesinin karmaşık olduğu durum. Daha önce bahsedildiği gibi, zemin yapıları ve temellerin orta dereceli deformasyonlarına ait değerlendirmeler deprem mühendisliğinin önemli konularından bir tanesidir. Bu yüzden, yukarıda bahsedilen sınırlamalara rağmen, açık bir şekilde uygulanabilirliğe sahip olan benzerlik gözlenmiştir. Bu benzerlik sıvılaşma nedeniyle açık deniz yapıları ile denize yakın yapılardaki deformasyon durumları ile sıvılaşmaya karşı bir önlem olarak zemin sıkılaştırma durumları için uygundur.

Yapılan çalışma sonucunda araştırmacı şu sonuçları elde etmiştir.

Teorik değerlendirme, 1g yerçekimi alanındaki doymuş zemin-yapı-akışkan sisteminin sarsma tablası deneyleri için bir benzerlik yöntemidir. Bu değerlendirme dinamik yükleme etkisi altındaki doymuş zemin-yapı-akışkan sisteminin davranışına bağlıdır. Bu değerlendirme sonucunda yeterli benzerlik sağlanmıştır.

Bu çalışmada benzerliğin uygulanabilirliği uygun deney verileri kullanılarak araştırılmıştır. Sonuçlar, deneylerde zemin-yapı sisteminin deformasyonu söz konusu olduğunda modelin davranışına iyi bir yaklaşım verdiğini göstermiştir.

Çizelge 2.4 1-g model deneyleri için ölçek oranları (Iai [1])

x	Uzunluk	λ
ρ	Doygun zeminin özgül kütlesi	λ_ρ
ε	Zeminin birim şekil değişimi	λ_ε
t	Zaman	$(\lambda\lambda_\varepsilon)^{0.5}$
ε^0	Sıcaklık ve sünmeye bağlı zemin şekil değişimi	λ_ε
σ	Toplam zemin gerilmesi	$\lambda\lambda_\rho$
σ'	Efektif zemin gerilmesi	$\lambda\lambda_\rho$

Çizelge 2.4 1-g model deneyleri için ölçek oranları (Iai [1]) (devamı)

D	Tanjant modülü	$\lambda\lambda_p/\lambda_\epsilon$
K_s	Esneklik modülü (sıkışma modülü)	$\lambda\lambda_p/\lambda_\epsilon$
p	Boşluk suyu basıncı	$\lambda\lambda_p$
k	Permeabilite	$(\lambda\lambda_\epsilon)^{0.5} \lambda_p$
u	Suyun ya da yapının yer değiştirmesi	$\lambda \lambda_\epsilon$
$\dot{u}$	Hız	$(\lambda\lambda_\epsilon)^{0.5}$
$\ddot{u}$	İvme	1
w	Zemin yapısına göre boşluk suyunun ortalama yer değişimi	$\lambda\lambda_\epsilon$
$\dot{w}$	Boşluk suyu debisi	$(\lambda\lambda_\epsilon)^{0.5}$
n	Porozite	1
K_f	Boşluk suyunun elastisite modülü	$\lambda\lambda_p/\lambda_\epsilon$
EI	Eğilme rijitliği	$\lambda^4\lambda_p/\lambda_\epsilon$
EA	Eksenel rijitlik birim genişlik	$\lambda^2\lambda_p/\lambda_\epsilon$
θ	Eğilme	λ_ϵ
M	Eğilme momenti	$\lambda^3\lambda_p$
S	Kayma kuvveti	$\lambda^2\lambda_p$
F	Eksenel –boyuna- kuvvet	$\lambda^2\lambda_p$
ρ_f	Boşluk suyunun özgül kütlesi	λ_p
ρ_b	Kirişin özgül kütlesi	$\lambda\lambda_p$

Çizelge 2.4 1-g model deneyleri için ölçek oranları (Iai [1]) (devamı)

$\bar{T}$	Sürtünme Direnci	$\lambda\lambda_p$
$\bar{u}$	Sınırdaki zemin ya da yapının yaptığı yer değiştirme	$\lambda\lambda_e$
$\bar{w}$	Boşluk suyu basıncının sınır üzerinde ortalama yer değiştirmesi	$\lambda\lambda_e$
$\bar{\theta}$	Sınır üzerinde eğilme	λ_e
$\bar{M}$	Sınır üzerinde eğilme momenti	$\lambda^3\lambda_p$
$\bar{S}$	Sınır üzerinde kayma kuvveti	$\lambda^2\lambda_p$
$\bar{F}$	Sınır üzerinde eksenel kuvvet	$\lambda^2\lambda_p$
$\bar{i}$	Hidrolik gradyant	λ_p

Iai [1] aynı zamanda $\lambda_p = 1$ ve $\lambda_e = \lambda^{0.5}$ olduğu durum için de ölçek oranlarını yeniden ifade etmiştir (Çizelge 2.3).

Çizelge 2.5 $\lambda_p = 1$ ve $\lambda_e = \lambda^{0.5}$ olduğu durumda model deneyleri için benzeşim ölçek oranları (Iai [1])

x	Uzunluk	λ
ρ	Doygun zeminin özgül kütlesi	1
ε	Zeminin birim şekil değişimi	$\lambda^{0.5}$
t	Zaman	$\lambda^{0.75}$
ε^0	Sıcaklık ve sünmeye bağlı zemin gerilimi	$\lambda^{0.5}$
σ	Toplam zemin gerilmesi	λ
σ'	Efektif zemin gerilmesi	λ

Çizelge 2.5 $\lambda_p = 1$ ve $\lambda_E = \lambda^{0.5}$ olduğu durumda model deneyleri için benzeşim ölçek oranları (Iai, [1]) (devamı)

D	Tanjant modülü	$\lambda^{0.5}$
K_s	Esneklik modülü	$\lambda^{0.5}$
p	Boşluk suyu basıncı	λ
k	Permeabilite	$\lambda^{0.75}$
u	Yer değiştirme	$\lambda^{1.5}$
$\dot{u}$	Hız	$\lambda^{0.75}$
$\ddot{u}$	İvme	1
w	Boşluk suyunun ortalama yer değişimi	$\lambda^{1.5}$
$\dot{w}$	Boşluk suyu debisi	$\lambda^{0.75}$
n	Porozite	1
K_f	Boşluk suyunun elastisite modülü	$\lambda^{0.5}$
EI	Eğilme rijitliği	$\lambda^{3.5}$
EA	Eksenel rijitlik	$\lambda^{1.5}$
θ	Eğilme	$\lambda^{0.5}$
M	Eğilme momenti	λ^3
S	Kayma kuvveti	λ^2
F	Eksenel kuvvet	λ^2
ρ_f	Boşluk suyunun özgül kütlesi	1

Çizelge 2.5 $\lambda_p = 1$ ve $\lambda_E = \lambda^{0.5}$ olduğu durumda model deneyleri için benzeşim ölçek oranları (Iai, [1]) (devamı)

ρ_b	Yapının özgül kütlesi	λ
$\bar{T}$	Sürtünme direnci	λ
$\bar{u}$	Sınır üzerinde zemin ya da yapının yaptığı yer değiştirme	$\lambda^{1.5}$
$\bar{p}$	Sınır üzerinde zemin ya da yapının yaptığı boşluk suyu basıncı	λ
$\bar{w}$	Boşluk suyu basıncının sınır üzerinde ortalama yer değiştirmesi	$\lambda^{1.5}$
$\bar{\theta}$	Sınır üzerinde eğilme	$\lambda^{0.5}$
$\bar{M}$	Sınır üzerinde eğilme momenti	λ^3
$\bar{S}$	Sınır üzerinde kayma kuvveti	λ^2
$\bar{F}$	Sınır üzerinde eksenel kuvvet	λ^2
$\bar{i}$	Hidrolik gradyant	1

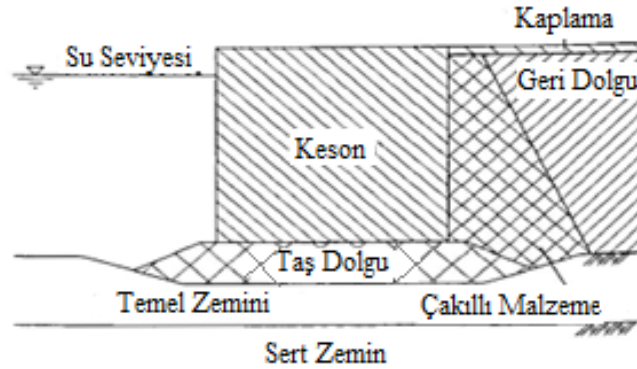
Kohama ve diğ. [2]

Kohama vd. [2] ağırlık tipi rıhtım duvarlarının hasar mekanizmasının deprem boyunca geri dolguda meydana gelen sıvılaşma sebebiyle nasıl oluştuğunu sarsma tablası deneyleri ve teorik araştırmalar yardımı ile açıklamışlardır. Model sarsma tablası deneyleri geri dolguda sıvılaşma oluşumuna dikkat ederek gerçekleştirilmiştir. Keson hareketi geri dolguda sıvılaşmanın oluşup oluşmamasına bağlı olarak gözlenmiştir. Keson üzerindeki toprak basıncının çalkantı bileşeni sıvılaşma meydana gelmediğinde kesonun hareketini durdurmuştur. Diğer taraftan geri dolguda sıvılaşma olduğunda toprak basıncının çalkantı bileşeni ve atalet kuvveti aynı faz açısına sahip olmaktadır. Bu durumda kesonun kayma hareketi gelişmektedir. Sıvılaşma söz konusu olduğunda

gözlenen toprak basıncı barajlar üzerindeki su basıncının hesabı için geliştirilen Westergaard [44] ifadesi ile belirlenmiştir.

Sıvılaşma süreci içerisinde kesonun arka duvarı üzerinde etkili olan toprak basıncının çalkantı bileşeni model sarsma tablası deneyleri ile gözlenmiştir. Başlangıçta aşırı boşluk suyu basıncındaki artmayla birlikte geri dolgu sıkılığındaki azalma toprak basıncında bir azalmaya neden olmaktadır. Daha sonra toprak basıncına ait faz açısının 180° değişmesi sebebiyle de artış gözlenmiştir. Bu durum kesonun stabilite kriterinin sıvılaşma başlangıcı ile değil ani faz değişimi ile gelişmesinden kaynaklandığı belirtilmiştir. Bu özellik araştırmacılar tarafından önerilen basitleştirilmiş kütle-yay-sönümleyici sistem yardımı ile ispat edilmiştir.

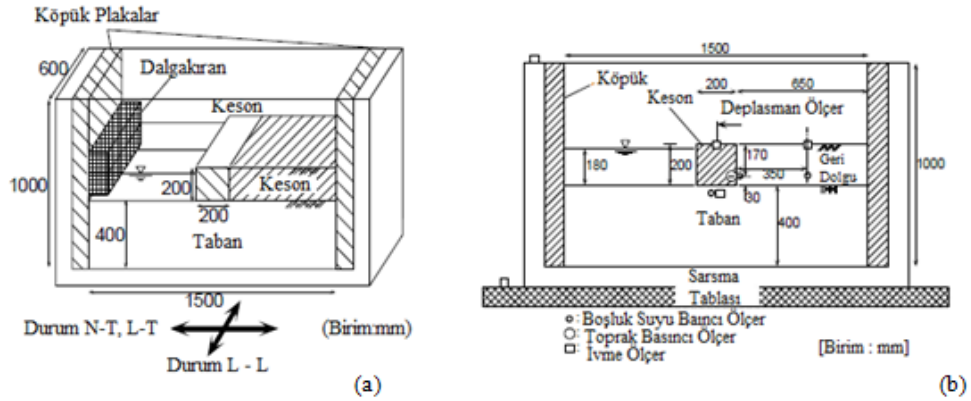
Ağırlık tipi rıhtım duvarı modeli Şekil 2.32'deki gibi verilmiştir. Keson taş dolgu üzerine oturtulmuş ve arka yüzü ise çakıllı zemine dayandırılmıştır. Taş dolgu kesonun net ağırlığının dağılımında etkili olup temel zemininin taşıma kapasitesini artırmıştır. Çakıllı malzeme geri dolgu malzemesinin yıkanmasını önlemiş ve içsel sürtünme açısı nedeniyle aktif toprak basıncının azalmasını sağlamıştır. Bu çalışmada keson ve geri dolgu zemini arasındaki etkileşim davranışının araştırılması nedeniyle ile taş dolgunun etkisi dikkate alınmamıştır. Buna ilaveten, geri dolgudaki çakıl malzemesinin model davranışındaki etkisi de göz ardı edilmiştir.



Şekil 2.32 Ağırlık tipi rıhtım duvarının klasik enkesiti (Kohama vd. [2])

Sarsma tablası deneylerinde kullanılan ağırlık tipi rıhtım duvarı Şekil 2.33(a)'da gösterilmiştir. Keson çelik ve cam plakalardan oluşmuş olan rijit konteyner içerisindeki temel zeminine doğrudan yerleştirilmiştir. Bu konteyner keson çelik plakalardan oluşturulmuştur. Kesonun toplam ağırlığı 50 kg ve ortalama birim ağırlığı 2.2 t/m^3 'tür.

Kesonun sonuna dalga yansımaları azaltmak amacı ile plastik tel yerleştirilmiştir. Sarsma tablasının özellikleri Çizelge 2.6'da verilmiştir ve Şekil 2.33'te gösterilmiştir.



Şekil 2.33 Sarsma tablasının şematik şekli (a) model duvar, (b) cihazların yerleşimi
(Kohama vd. [2])

Çizelge 2.6 Sarsma tablası özellikleri (Kohama vd. [2])

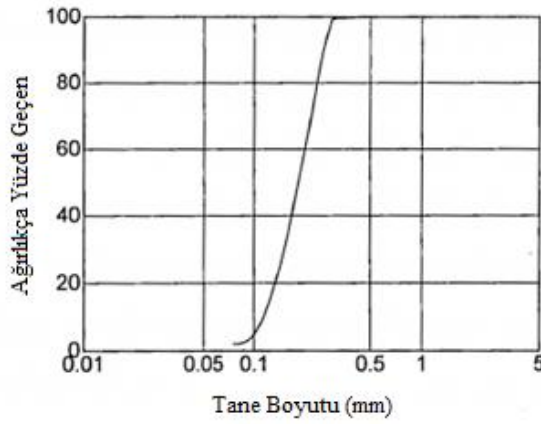
Sarsma yönü	Yatay doğrultu
Kontrol yöntemi	Elektro-dinamik aktüator
Tabla boyutu	2.5 m x 2.5 m
Tabla ağırlığı	88 kN
Güç	Sinüzoidal dalga 2.5×10^6 kg.Gal Düzensiz dalga 1.0×10^6 kg.Gal
Frekans aralığı	0.1 ~100 Hz
Maksimum genlik	100 mm
Maksimum hız	50 cm/s
Maksimum ivme	2.8×10^3 Gal

Hem keson hem de geri dolgu zemini temelleri aynı silisli kumdan oluşturulmuştur ve bu kumun özellikleri Çizelge 2.7'de verilmiştir. Kuma ait tane boyutu dağılımı ise Şekil 2.34'te gösterilmiştir. Hem klasik üç eksenli sıkıştırma deneyi hem de drenajsız periyodik üç eksenli deneyleri Çizelge 2.8'de ifade edilen mekanik özellikleri elde edebilmek amacı ile gerçekleştirilmiştir. Sarsma tablası deneylerinde aynı geri dolgu ve temel oluşumlarını sağlayabilmek amacıyla, yağmurlama yöntemi ile üç eksenli model

hazırlanmıştır. Çalışmada, σ_d eksenel gerilme genliğini ve σ'_c ise tüm drenajsız yükleme deneylerinde 49 kPa değerinde sabit tutulan başlangıç efektif sınır gerilmesini ifade etmektedir. Deney sonuçlarından, farklı kriterlere bağlı olarak sıvılaşma başlangıcı Çizelge 2.8'deki gibi ifade edilmiştir.

Çizelge 2.7 Silisli kumun fiziksel özellikleri (Kohama vd. [2])

Tane birim ağırlığı ρ_s	Ortalama çap D_{50}	Üniformluk katsayısı, U_c	Maksimum yoğunluk, ρ_{dmaks}	Minimum yoğunluk, ρ_{dmin}
2.72 g/cm ³	0.18 mm	1.82	1.61 g/cm ³	1.261 g/cm ³



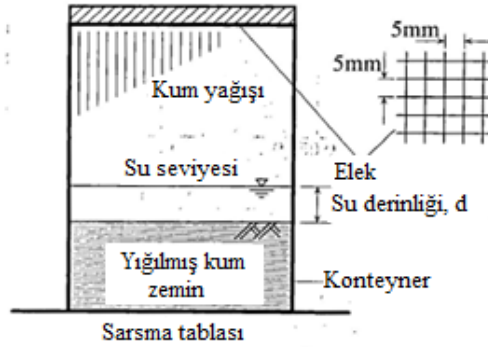
Şekil 2.34 Kumun tane boyutu dağılım grafiği (Kohama vd. [2])

Çizelge 2.8 Kumun mekanik özellikleri (Kohama vd. [2])

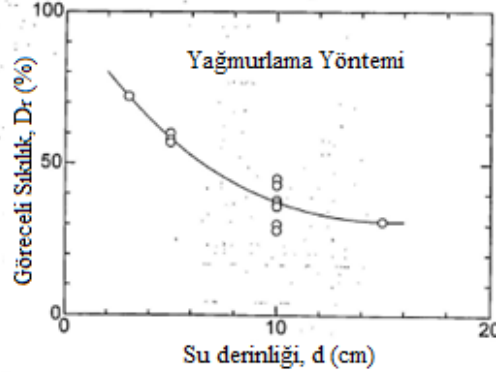
Göreceli sıkılık, $D_r(\%)$	Doygun kum yoğunluğu, ρ_{sat} (t/m ³)	İçsel sürtünme açısı θ (derece)	Sıvılaşma direnci $\sigma_d / 2 \sigma'_c$
30	1.850	33.1	0.096
50	1.892	34.8	0.145
70	1.938	36.2	0.202
90	1.990	28.2	0.238

Yeterli doyumluk derecesini elde etmek amacıyla kum su içinde serilmiştir (Kiku, [45]); bu yöntem Şekil 2.35'te sistematik olarak gösterilmiştir. Taban zemininin oluşturulmasında, taban göreceli sıkılığın %90'dan daha fazla elde edilmesi amacıyla aralıklı olarak sallanmıştır. Geri dolgu gevşek sıkılıkta $D_r = \%30-40$, orta sıkılıkta

$D_r = \%50-60$ veya $D_r = \%70-80$ değerlerinde Şekil 2.35'te gösterilen su derinlikleri değiştirilerek ayarlanmıştır. D_r ve d arasındaki ilişki ise Şekil 2.36'da gösterilmiştir. Bu çalışmada biri geri dolgusuz olmak üzere 5 farklı tipteki model rıhtım duvarı test edilmiştir (Çizelge 2.9).



Şekil 2.35 Geri dolgu hazırlığında yağmurlama yöntemi (Kohama vd. [2])

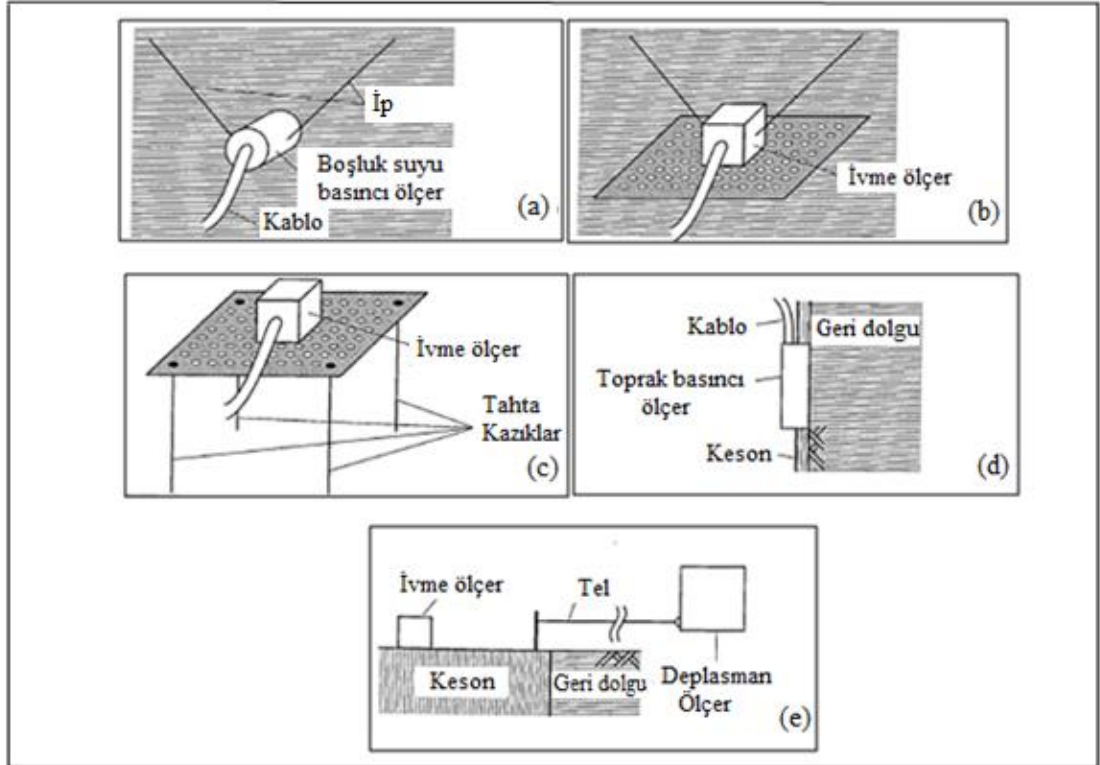


Şekil 2.36 Geri dolgunun göreceli sıklığı ile su derinliği arasındaki ilişki (Kohama vd. [2])

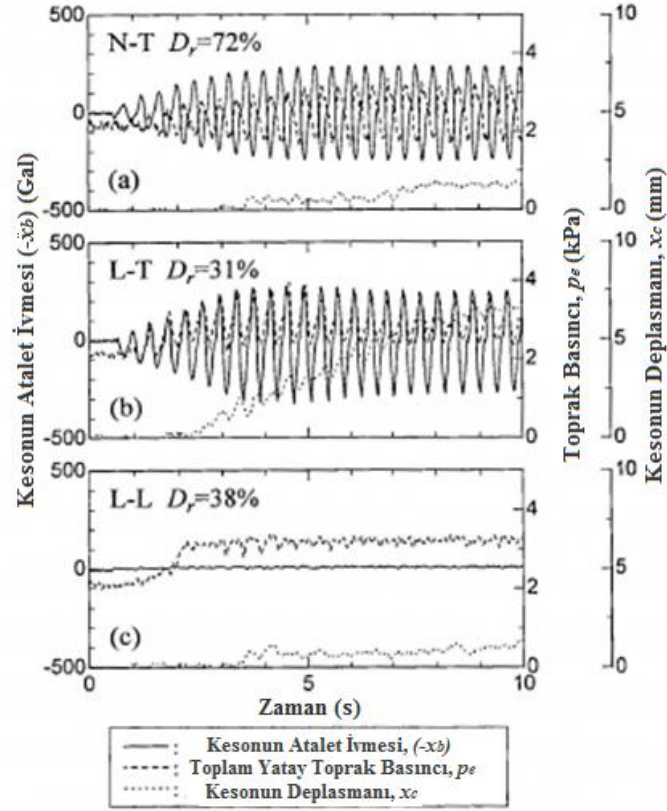
Çizelge 2.9 B ve C serisi deneylerinde geri dolgu koşulları (Kohama vd. [2])

Geri dolgu	Açıklama
Gevşek kum	$D_r = \% 30-40$
Orta sıklıktaki kum	$D_r = \% 50-60$
Sıkı kum	$D_r = \% 70-80$
Su	Kum yerine su doldurulmuştur
Geri dolgusuz	Kesonun her iki tarafında su yoktur

Boşluk suyu basıncı, ivme, deplasman ve keson üzerindeki toprak basıncı Şekil 2.33(b)'de gösterilen cihazlar ile ölçülmüştür. Boşluk suyu basıncı ölçerler taban ve geri dolgu içine yerleştirilmiştir ve ölçülen değerler sırasıyla u_b ve u_g ile temsil edilmiştir. Zemin altına yerleştirilen ölçüm cihazları bir ip ile Şekil 2.37 ve 2.38(a)'da gösterildiği gibi sıvılaşmanın meydana geldiği gerçek pozisyonları belirlemek amacıyla askıda tutulmuştur. İvme ölçerler geri dolgu içinde ince sızdırmaz plakalar ve ip yardımı ile cihazları gerçek pozisyonlarını ve davranışlarını izleyebilmek amacıyla desteklenmiştir. Toprak basıncı ölçerler ise kesonun arka duvarı üzerine Şekil 2.37(d)'de gösterildiği gibi yerleştirilmiştir ve ölçülen değerler p_e olarak ifade edilmiştir. Boşluk suyu basıncı ölçerler de kesonun arka duvarına yerleştirilmiştir. Kesonun yatay deplasmanı x_c tel tipli deplasman ölçer ile Şekil 2.37(e)'de görüldüğü şekilde ölçülmüştür.



Şekil 2.37 Ölçüm cihazlarının kurulumu (Kohama vd. [2])



Şekil 2.38 Üç deney durumu için kesonun atalet ivmesi, toprak basıncı ve deplasmanının zamansal değişimi (Kohama vd. [2])

Üç seri model sarsma tablası deneyleri aşağıda belirtildiği şekilde yürütülmüştür.

A serisi deneyleri geri dolgudaki sıvılaşmaya karşı kesonun stabilitesine odaklanarak planlanmıştır. Üç deney durumu da Çizelge 2.10'da ifade edilmiştir. Deneyde taban hareketi için sinüzoidal ivme 220 Gal ve frekans 2.5 Hz değerindedir.

B serisi deneyleri sıvılaşmış zeminde toprak basıncını elde edebilmek amacıyla özellikle de sıvılaşma sürecindeki geçiş toprak basıncını görmek amacıyla yürütülmüştür. Geniş bir aralıkta olmak üzere farklı büyüklük ve frekans değerlerinde sinüzoidal ivme uygulanmıştır ve bu frekans değerleri 3, 10, 20 ve 40 Hz iken, genlik değeri 25, 50, 100 veya 200 Gal'dir.

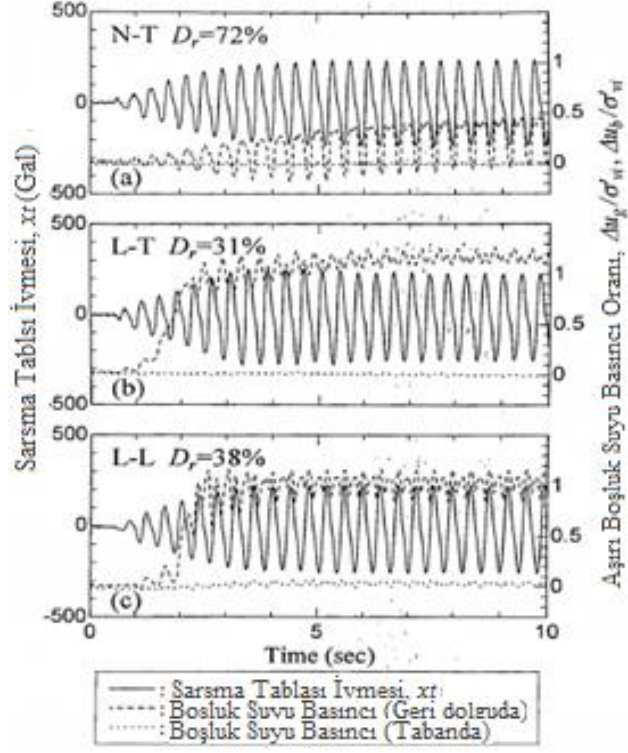
C serisi deneyleri ise rıhtım duvarının temel titreşim özelliklerini belirleyebilmek amacıyla duvarı yüksek frekans ile uyarak gerçekleştirilmiştir. Deneyde kullanılan iki tip modelin birinde geri dolgu sıkı kumdan oluşmuş iken, diğerinde geri dolgu yoktur. Deneylerde taban ivmesi 50 Gal değerinde frekans ise 20 ve 80 Hz değerlerinde olmak üzere uygulanmıştır.

Çizelge 2.10 A serisi için deney durumları (Kohama vd. [2])

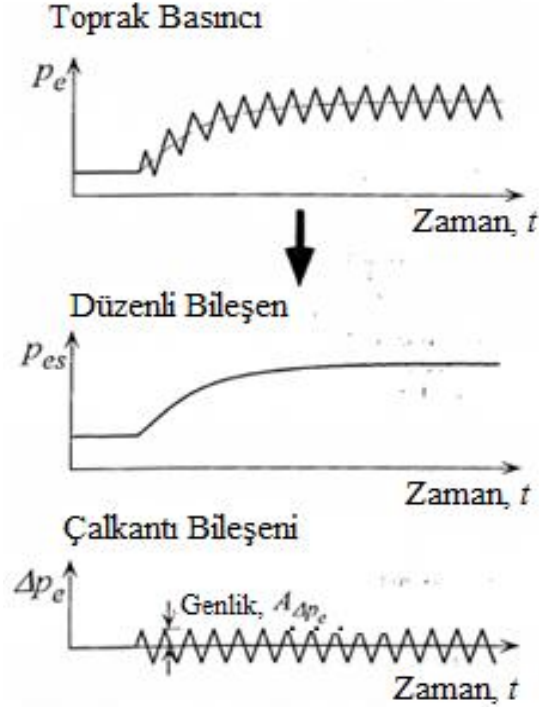
Deney durumu	Relatif sıkılık, D_r	Sıvılaşma	Titreşim yönü	Kayma karşı güvenlik faktörü, F_s	
				Normal durum	Deprem anı ($k_h=0.224$)
N-T	72	Yok	Enine	2.98	0.65
L-T	31	Var	Enine	2.95	0.63
L-L	38	Var	Boyuna	2.95	-

Bu bölümde A serisi deneylerin sonuçları incelenmiştir. Çizelge 2.10'da gösterilen üç deney durumu sarsma yönlerine göre ve geri dolgudaki sıvılaşma durumuna göre isimlendirilmiştir. Birinci karakter "L" ve "N" sırasıyla geri dolguda sıvılaşma olup olmadığını ifade etmekte iken ikinci karakter ise kesonun eksenel doğrultusuna göre sarsma yönünü temsil etmektedir. Bunlar "T" enine doğrultu iken "L" ise boyuna doğrultudur.

Toplam toprak basıncının zamana göre değişimi p_e , atalet ivmesi $(-\ddot{x}_b)$ ve kesonun deplasmanı x_c olmak üzere Şekil 2.38'de gösterilmiştir. Şekil 2.39 ise sarsma tablasındaki ivmenin zamana göre değişimini $\ddot{x}_t$, boşluk suyunu u_g ve u_b olarak göstermiştir. Ölçülen deplasman, ivmeler ve atalet kuvvetleri geri dolgudan denize doğru olan yönde pozitif olarak belirlenmiştir. Toprak basıncının statik ve çalkantı bileşenlerinin tanımı ise Şekil 2.40'ta ifade edilmiştir.



Şekil 2.39 Sarsma tablası ivmesi ve boşluk suyunun zamana göre değişimi
(Kohama vd. [2])



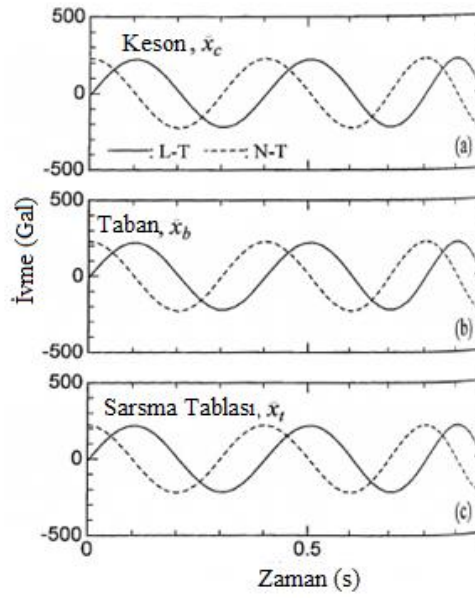
Şekil 2.40 Toprak basıncının çalkantı bileşeni (Kohama vd. [2])

L-L durumunda ivme $\ddot{x}_c$, titreşimin ölçüm yönüne dik olması sebebiyle saptanamamıştır. Toprak basıncı p_e L-L durumunda çalkantı yapmamış ve genel durumdan sıvılaşma durumuna doğru monoton bir şekilde artış göstermiştir. Diğer bir taraftan, N-T ve L-T durumlarında, $\ddot{x}_c$ net bir şekilde elde edilmiş ve toprak basıncı çalkantı ile birlikte artmıştır. Boşluk suyu basıncı u_g benzer şekilde hem L-T hem de L-L durumlarında Şekil 2.39 (b,c)'de gösterildiği gibi artmıştır. Aşırı boşluk suyu basıncı oranı $\Delta u_g / \sigma'_{vi}$, aşırı boşluk suyu basıncının Δu_g başlangıç efektif gerilmeye σ'_{vi} oranı olarak elde edilmiştir ve geri dolguda sıvılaşma olduğu durumda titreşimin başlamasından itibaren 3. saniyesinde bu oran artış göstermiştir. Diğer taraftan, N-T durumunda $\Delta u_g / \sigma'_{vi}$ 'nin zamana göre değişimi geri dolguda sıvılaşmanın meydana gelmediğini belirtmiştir. Boşluk suyu basıncı çalkantı ile birlikte artmış fakat maksimum değeri Çizelge 2.8'de ifade edildiği gibi yalnızca efektif gerilmenin başlangıç değerinin yarısına eşit olmuştur.

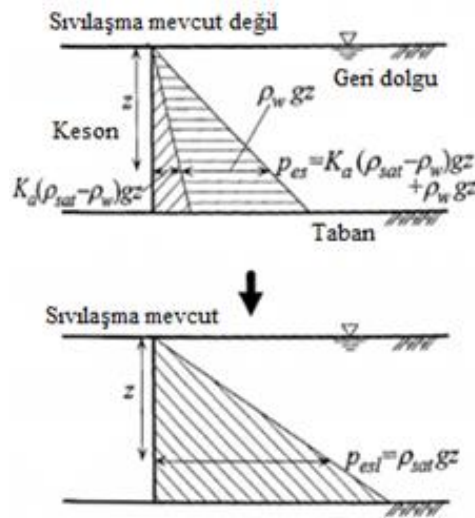
Şekil 2.41'de ise N-T ve L-T durumlarındaki ivmelerin zamansal değişimlerini $\ddot{x}_c$, $\ddot{x}_b$ ile göstermiştir. Burada bileşenler, sarsma başlangıcından sonraki 6 saniye civarında ölçülen zamansal değişimden alınan girdi hareketi (2.50 Hz) ile aynıdır. Farklı durumlardaki ve pozisyonlardaki tüm dalga formları hemen hemen aynıdır ve N-T ile L-T durumları arasındaki faz farkı dikkate alınmıştır. Bu durum hem temel zemini hem de kesonun yeterli seviyede rijit olduğunu ve ikisi arasında rezonansın meydana gelmediğini ileri sürmüştür. L-T durumunda ise keson oldukça kaymıştır. Kesonun taban ve tepe noktası ile sarsma tablası üzerinde ölçülen ivmeler aynıdır ve titreşim modu bu yüzden tanımlanamamıştır. Bu durum aynı zamanda toplam aşırı boşluk suyu basıncı toplamı ve taban zeminindeki düşey efektif gerilmede meydana gelen ihmal edilebilecek küçüklükteki azalma ile doğrulanmıştır (Şekil 2.39).

Şekil 2.38 L-T ve L-L durumlarında geri dolgu zemininin sıvılaştığını ve efektif gerilmenin tamamıyla kaybolduğunu göstermiştir. Fakat keson yalnızca L-T durumunda önemli derecede hareket etmiştir. Bu durum da hareket ya da kayma girdi hareketi sonlandığında durmuştur. Bu durum hem keson üzerindeki atalet kuvvetinin hem de geri dolgudaki sıvılaşma başlangıcının çalışmada dikkate alınan koşullar altındaki kesonun stabilitesi için anahtar parametreler olduğunu belirtmiştir.

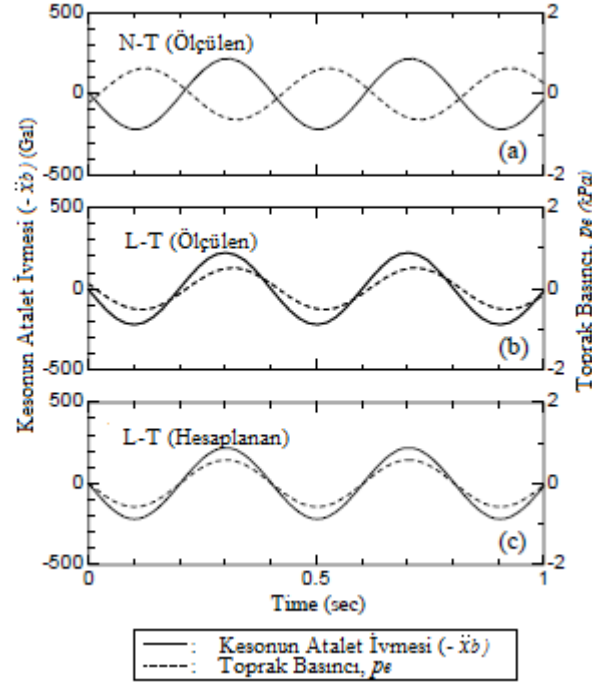
Kaymaya karşı kesonun stabilitesi sismik katsayı yöntemi ile incelenmiştir (Japan Port Harbor Association [46]). Güvenlik faktörü N-T durumu için F_s 2.98, L-T ve L-L durumları için ise 2.95 olarak hesaplanmıştır. Bu durumlar aktif toprak basıncı ve su basıncının varlığındaki basit yüklemeler etkisindedir. Şekil 2.42'de görüldüğü üzere toprak basıncı geri dolguda sıvılaşma meydana geldiğinde artış göstermiştir ve L-L durumunda atalet kuvveti dikkate alınmasa bile güvenlik katsayısı örneğin 1.11 gibi bir değer olmuştur.



Şekil 2.41 N-T ve L-T durumlarında titreşim sonrasındaki 6s'de ölçülen atalet ivmesinin zamana göre değişimi (Kohama vd. [2])



Şekil 2.42 Statik toprak basıncında sıvılaşmaya bağlı artış, p_e (Kohama vd. [2])



Şekil 2.44 Titreşim sonrası ilk 6 s'den elde edilen toprak basıncı ve atalet ivmesinin N-T ve L-T durumlarındaki etkin bileşenleri (Kohama vd. [2])

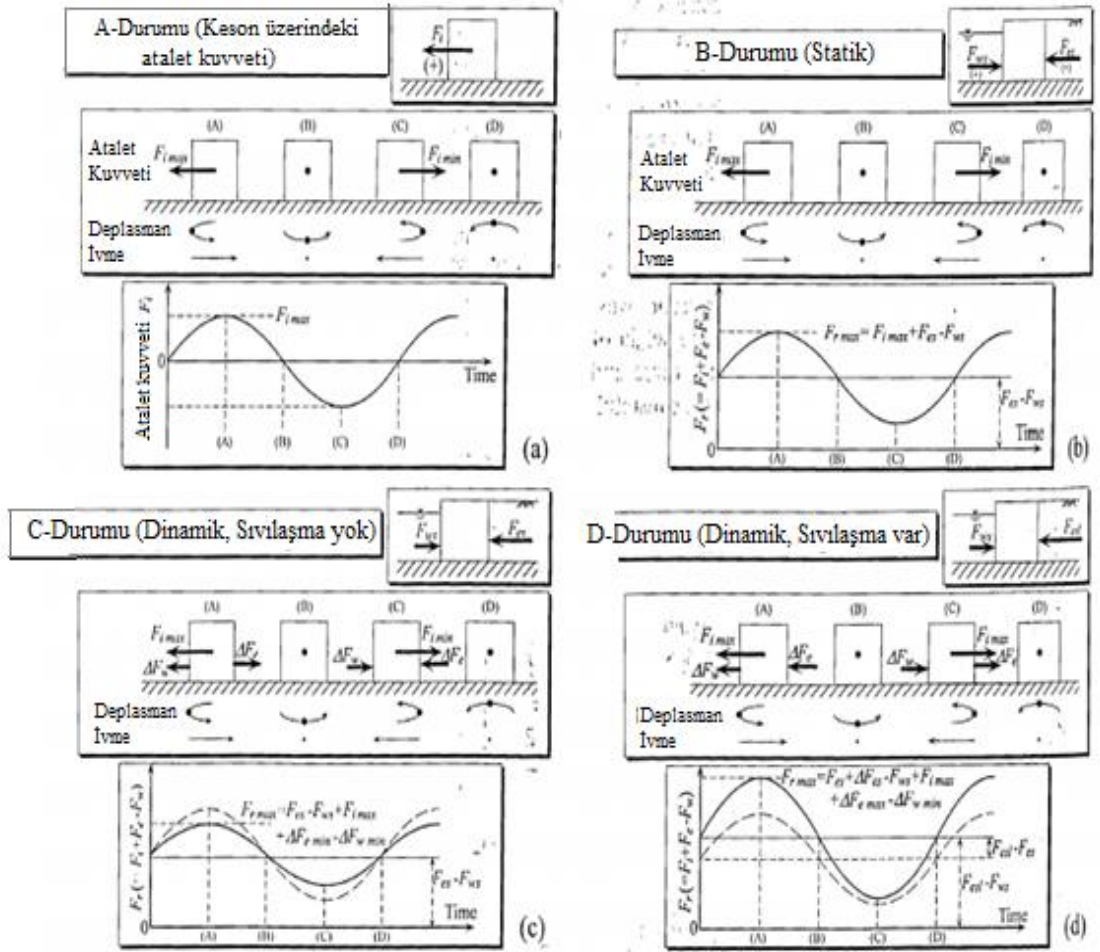
Titreşim sırasında keson üzerine etki eden kuvvetler Şekil 2.45'te gösterilmiş olup şu şekildedir.

A Durumu - Şekil 2.45(a) keson üzerine etki eden atalet kuvvetini F_i , sıvılaşma oluşumunu ve geri dolgu zemininin ihmal edildiğini göstermektedir. Dışa doğru olan atalet kuvveti F_i pik değerine (A) noktasında ulaşmaktadır.

B Durumu - Şekil 2.45(b) atalet kuvvetini F_i , bileşke su basıncını F_{ws} ve bileşke toprak basıncını F_{es} göstermiştir ancak basınçların çalkantı bileşenleri ΔF_w ve ΔF_e ihmal edilmiştir.

C Durumu - B durumundaki kuvvetlere ek olarak, sıvılaşmanın oluşmadığı durumda, hem toprak basıncının çalkantı bileşeni ΔF_e hem de bileşke su basıncının ΔF_w dikkate alındığını göstermektedir. Deney sonuçlarına göre ΔF_e , ile zıt yönlüdür (Şekil 2.43 ve 2.44(a)). Sonuç olarak maksimum bileşke kuvvet $F_{r\max}$ B durumundakinden daha küçük hale gelmiştir ve böylelikle keson B durumundan daha stabil olmuştur.

D Durumu - Şekil 2.45(d) sıvılaşmanın meydana geldiği durumda, hem ΔF_e hem de ΔF_w kuvvetlerinin dikkate alındığını göstermiştir. Deney sonuçları Şekil 2.43 ve Şekil 2.44(b)'de gösterilmiş olup toprak basıncının statik bileşeni artmıştır ve atalet kuvveti ile toprak basıncı yönleri aynı olmuştur. Maksimum bileşke kuvvet B durumuna göre artmış ve keson C durumundakine ters olarak B durumundan çok daha dayanıksız hale gelmiştir.



Şekil 2.45 Model rıhtım duvarına etki eden kuvvetler (Kohama vd. [2])

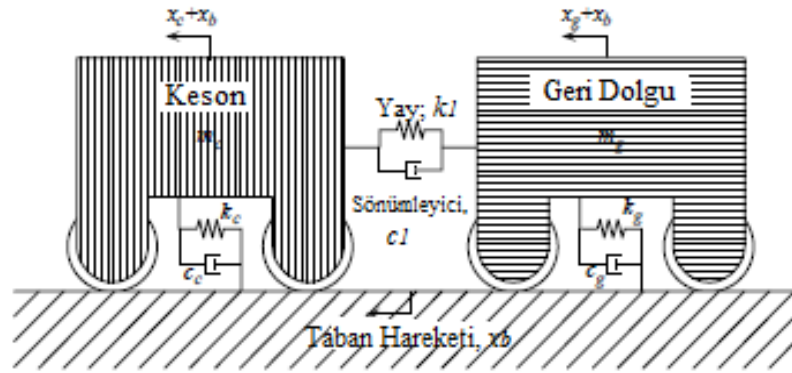
Sıvılaşma meydana geldiğinde, zeminin tüm sıkılığını kaybettiği ve tamamen bir sıvı gibi davranmaya başladığı kabul edilmiştir. Bu ifadenin doğruluğu için B durumuna ait deney serileri boyunca sıvılaşmış geri dolguya ait toprak basıncının çalkantı bileşeni ve su basıncının çalkantı bileşeni araştırılmıştır.

Yapılan incelemeler sonucunda geri dolgu sıvılaşmasının keson davranışını önemli derecede etkilediği ve geri dolgunun bir sıvı gibi davrandığı görülmüştür. Bu sebeple,

birinci adımda sıvılaştırılmış geri dolgu bir sıvı gibi ele alınmış ve bu kabule göre analitik olarak formülize edilmiştir.

Sıvılaşma sürecinde keson-geri dolgu zemini sisteminin geçiş davranışını belirlemek amacıyla kütle-yay-sönümleyici modeli tasarlanmıştır. Keson ve geri dolgu zemini m_c ve m_g olmak üzere iki ayrı kütle olarak tasarlanmıştır. Keson ve geri dolgu zemini yay ile birbirine bağlanmıştır. Yay sabiti k_i sönümleyici viskoz katsayı ise c_i ile gösterilmiştir.

Taban girdi hareketi keson ve geri dolgu zeminine yay ve sönümlendiriciler boyunca yayılmıştır (Şekil 2.46).



Şekil 2.46 Kütle yay sönümleyici sistem (Kohama vd. [2])

Doğal açısal frekans ω , kritik sönüm oranı h ve kompleks yay sabiti K aşağıdaki gibi tanımlanmıştır.

$$\omega_c = \sqrt{k_c / m_c}, \quad h_c = c_c / \sqrt{4m_c k_c}, \quad K_c = k_c + i\omega_b c_c \quad (2.87)$$

$$\omega_g = \sqrt{k_g / m_g}, \quad h_g = c_g / \sqrt{4m_g k_g}, \quad K_g = k_g + i\omega_g c_g \quad (2.88)$$

$$\omega_i = \sqrt{k_i / m_i}, \quad h_i = c_i / \sqrt{4m_c k_i}, \quad K_i = k_i + i\omega_b c_i \quad (2.89)$$

burada, "b, c, g ve i" sırasıyla taban, keson, geri dolgu zemini ve keson ile geri dolgu zemini arasındaki arayüze karşılık gelmektedir ve ω_b taban hareketinin açısal frekansını göstermektedir. Çizelge 2.11'de simülasyonda kullanılan mekanik parametrelere ait değerler verilmiştir. Sinüzoidal taban hareketinin frekansı 10 Hz ve tüm yay-sönümlendirici sistemlerinde kritik sönüm oranı 0.2'dir. Arayüzdeki yay sabiti k_i değerleri ise simülasyonda parametrik olarak değişiklik göstermiştir. Parametrik hesaplamaların sonuçlarına göre keson ve geri dolgunun doğal frekansları aynı

olduğunda, toprak basıncının genliği ilk önce azalmış ve sonra sıfıra ulaşmıştır. Daha sonra yükselmeye başlamıştır. Faz açısı farkı $\omega_g / \omega_c = 0$ olduğu durumda 0'dan $-\pi$ 'e sıçramıştır ya da genlik sıfıra eşit olmuştur. Sıvılaşma sürecindeki toprak basıncının geçiş özelliğinin analiz ile elde edilene nitelik olarak benzediği görülmüştür.

Çizelge 2.11 Simülasyon için mekanik parametreler (Kohama vd. [2])

ω_g / ω_c	0.0 - 3.0
m_g / m_c	4.0
ω_i / ω_c	0.25 - 2.0
ω_b / ω_c	0.22 (=10/45)
$h (=h_c=h_g=h_i)$	0.2

Bu çalışmada, ağırlık tipi rıhtım duvarlarının hasar mekanizmasını araştırmak amacıyla özellikle geri dolgudaki sıvılaşma oluşumuna dikkat ederek bir seri sarsma tablası deneyleri gerçekleştirilmiştir. Aşağıda belirtilen sonuçlar basitleştirilmiş analiz ve deneylerden gözlenmiştir.

Kesonun kayma hareketi, geri dolguda sıvılaşma meydana geldiğinde büyük ölçüde gelişmiştir. Keson enine doğrultuda sarsıldığında kolayca stabilitesini koruyamaz hale gelmiştir, çünkü sıvılaşma sebebiyle artış gösteren toprak basıncının statik bileşeni, geri dolgudaki sıvılaşma sonucu oluşan toprak basıncının çalkantı bileşeni ve atalet kuvveti olmak üzere bu üç bileşen kesonun kayması için birlikte gelişecektir.

Geri dolguda sıvılaşma oluşmadığında, toprak basıncının çalkantı bileşeni atalet kuvvetine göre zıt yönde oluşmaktadır ve böylece kayma durmuştur.

Sıvılaşmış geri dolgudan, çalkantı ile birlikte dinamik toprak basıncı Westergaard [44] çözümleri ile belirlenmiştir. Hem ölçülen hem de hesaplanan toprak basıncının çalkantı bileşeni genlik ve faz açısında iyi bir uyuma sahiptir.

Keson-geri dolgu zemini sistemi deprem yüküne bağlı olduğunda, kesonun toprak basıncı genliği aşırı boşluk suyu basıncı oluşumu ile ilk başlangıçta azalmıştır. Bu değer geri dolgu zemini doğal frekansının kesonunkine eşit olduğunda minimuma ulaşmıştır. Daha sonra, geri dolgu zemininin gevşemesine göre, genlik hızlıca artmış ve faz açısı 0 olmuştur. Tüm bunlar ise kaymayı kolaylaştırmıştır.

Keson-geri dolgu zemini sisteminin titreşim özellikleri hem deneysel hem de analitik araştırmalar ile doğrulanmıştır. Ağırlık tipi rıhtım duvarının stabilite kriteri geri dolgu içindeki sıvılaşma varlığı ile incelenmiştir ve sıvılaşmanın toprak basıncı ile atalet kuvveti arasındaki ani faz değişimi ile ilgili olduğu görülmüştür. Deneylerden yapılan gözlemler neticesinde, aşırı boşluk suyu basıncının %80-95 civarında gelişmesi sonucunda eşik durumuna ulaşıldığı tespit edilmiştir. Daha önce açıklandığı gibi bu eşik durum, keson ve geri dolgu zemini arasındaki hakim periyot uyumu ile açıklanırken, aşırı boşluk suyu basıncı oluşum miktarı ile açıklanmayacağı belirtilmiştir.

Bu kriteri geliştirmek amacı ile, daha detaylı araştırmalar ve gerçek kesonun ölçümleri gerekliliği belirtilmiştir çünkü kesonun titreşim özellikleri karmaşık olup kayma ve sallanma gibi davranışları içermektedir.

Basit kütle-yay-sönümleyici sistem, geri dolgu zemini içerisindeki sıvılaşma süreci boyunca dinamik toprak basıncının değerlendirilebileceğini göstermiştir.

Bu çalışmadan elde edilen deneysel ve analitik araştırmaların sonuçları sıvılaşmaya karşı geri dolgu zeminini iyileştirme çalışmalarının deprem sırasında stabiliteyi önemli derecede geliştirdiğini ifade etmektedir. Bu durum, keson ve geri dolgu zemininin titreşim özelliklerine bağlı olarak ağırlık tipi rıhtım duvarının depreme dayanıklı rasyonel ve ekonomik tasarımının mümkün olabildiğini belirtmektedir.

Kesonların depreme dayanıklı tasarımlarında aynı anda hem geridolgudaki toprak basıncı hem de keson üzerinde etkili olan atalet kuvveti dikkate alınmaktadır. Bu çalışmadan elde edilen sonuçlar, keson ve geri dolgu zemininin titreşim özellikleri dikkate alınması ve sıvılaşmaya karşı yeterli iyileştirme tedbirlerinin alınması dahilinde ağırlık tipi rıhtım duvarlarının daha rasyonel ve ekonomik tasarımlarının mümkün olduğunu ifade etmiştir.

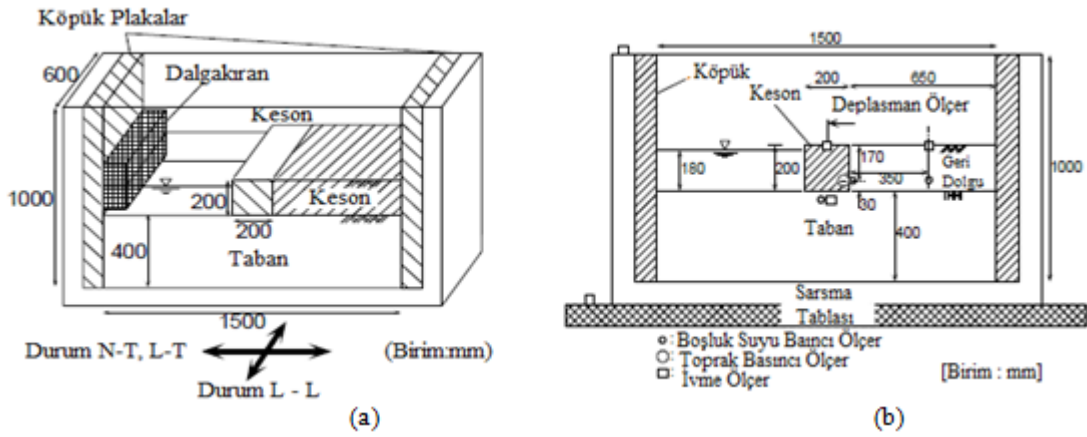
Miura ve diğ. [3]

Miura vd. [3] deprem sırasında rıhtım duvarlarında oluşan hasar mekanizmasını açıklamak amacıyla rıhtım duvarının deprem sırasındaki dinamik davranışını model sarsma tablası deneylerinde farklı sıvılaşma etkileri ile birlikte gözlemlemiştir.

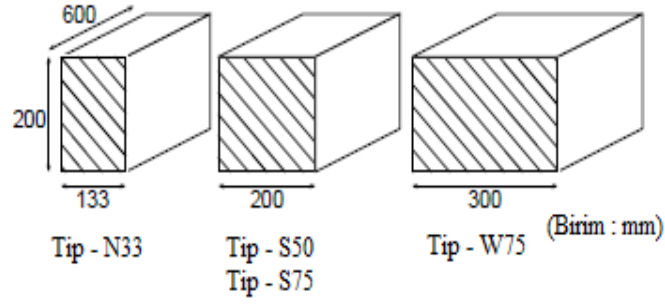
Çalışmalarında kesona etki eden geçiş rejimindeki toprak basıncı incelenmiş ve kütle-yay-sönümleyici model ile birlikte analiz edilmiştir. Farklı salınım özellikleri ile birlikte keson tipi rıhtım duvarı modeli üzerinde yapılan birkaç sarsma tablası deneyinden

itibaren geri dolgu zeminindeki sıvılaşmanın rıhtım duvarına verdiği zararı artırdığı açıklanmıştır. Geri dolgunun sıvılaşmadığı durumda toprak basıncının çalkantı bileşeninin rıhtım duvarına etki eden atalet kuvveti ile tam ters yönde etkidiği belirlenmiştir. Diğer taraftan, geri dolgunun sıvılaştığı durumda toprak basıncının çalkantı bileşeni ile atalet kuvvetinin aynı yönlü olduğu ve bileşke itme kuvvetinin, sıvılaşmanın olmadığı duruma göre çok daha büyük bir değer aldığı tespit edilmiştir. Toprak basıncının sıvılaşma sürecindeki bu geçiş davranışı keson ile geri dolgu zemini arasındaki etkileşime bağlı olarak açıklanmıştır. Geri dolgu zemininin rijitlik değeri sıvılaşma etkisiyle boşluk suyu oluşumuna bağlı olarak azalmıştır. Araştırmacılar tarafından keson geri dolgu zemin sisteminin salınım özellikleri dikkate alınarak basit bir kütle-yay-sönümleyici modeli geliştirilmiştir.

Model rıhtım duvarı ve ölçüm cihazlarının yerleşim birimleri sarsma tablası deneylerinde kullanılmıştır (Şekil 2.47). Deneylerde farklı kütle ve en/boy oranlarında 4 farklı keson kullanılmıştır (Şekil 2.48). Bu kesonların mekanik özellikleri Çizelge 2.12'de gösterilmiştir. Keson çelik levhadan yapılmış boş bir kutu olup içerisine yoğunluk ve ağırlık merkezini kontrol etmek için kurşun levha istiflenmiştir. Kesonların altındaki temel zemini ve geri dolgu zemini aynı silisli kumdan oluşturulmuştur.



Şekil 2.47 (a) Model rıhtım duvarı, (b) Ölçüm cihazlarının düzeni (Miura vd. [3])



Şekil 2.48 Model rıhtım duvarı (Miura vd. [3])

Çizelge 2.12 Keson tiplerinin mekanik özellikleri (Miura vd. [3])

Keson Tipi	Genişlik (m)	Kütle (kg)	Yükseklik (m)	Ortalama Yoğunluk (kg/m ³)	Tabandan Ağırlık Merkezi (%)	Emniyet Faktörü (Kayma)		
						Normal	Deprem	Sıvılaşma
N33	0.133	33	0.200	2.17x10 ³	40	1.93	0.58	0.31
S50	0.200	50		2.17x10 ³	43	2.84	0.70	0.41
S75	0.200	75		2.17x10 ³	35	5.39	1.04	0.68
W75	0.300	75		2.17x10 ³	39	4.21	0.81	0.53

Göreceli Yoğunluk, $D_r = \% 75$ İçsel Sürtünme Açısı, $\phi = 36.7^\circ$

Yatay Sismik Şiddet, $k_h = 0.2$

Kum zemin yeteri kadar yüksek derecede doygunluğu sağlayabilmek amacıyla su altına yerleştirilmiştir (Kiku [45]). Temel zemininin hazırlanması sırasında, konteyner %90'dan daha yüksek değerde göreceli yoğunluk elde etmek amacıyla aralıklı olarak sallanmıştır. Geri dolgu yoğunluğu gevşek %30-40 ile yoğun %70-80 olmak üzere her iki değerde kontrol edilmiştir. Keson üzerindeki deplasman ve toprak basıncı ile geri dolgunun boşluk suyu basıncı rıhtım duvarının davranışını gözlemlemek amacıyla ölçülmüştür. Keson üzerindeki boşluk suyu basıncı, ivme, deplasman ve toprak basıncı ölçer ile ölçülmüştür (Şekil 2.47 b). Boşluk suyu basıncı ölçerler tabana ve geri dolguya yerleştirilmiştir ve ölçülen değerler sırasıyla U_b ve U_g ile temsil edilmiştir. Zemin altına yerleştirilen cihazlar su altında orijinal pozisyonlarında durabilmeleri amacıyla ipler yardımı ile askıda tutulmuştur. İvme ölçerler de orijinal pozisyon ve duruşlarında

kalabilmeleri amacıyla sızdırmaz ince levhalar ile geri dolgu içinde desteklenmiştir. Toprak basıncı ölçerler ise kesonun arka duvarına yerleştirilmiş olup ölçtüğü değerler p_e olarak ifade edilmiştir. Kesonun yatay deplasmanı x_c , tel tipi deplasman ölçer ile gözlenmiştir.

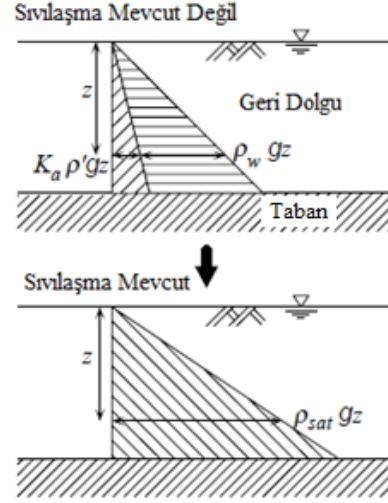
Test yönteminin detayları için Kohama vd. [2] açıklanmıştır. İlk olarak üç test durumu incelenmiş ve Çizelge 2.13'te gösterilmiştir. İsimdeki birinci karakterler olan "L" ve "N" geri dolgu zemininde sıvılaşma olup olmadığının göstergesidir. "L" sıvılaşma için "N" ise sıvılaşmanın olmadığı durum için geçerlidir. İkinci karakterler olan "T" ve "L" ise salınım yönünü göstermiştir ve "T" kesonun enine yönü "L" ise boyuna yönü için tanımlanmıştır. Sarsma tablasındaki sinüzoidal dalga girdi ivmesi tüm testler için kullanılmıştır, bu ivmelerin genliği 220 Gals ve frekansı da 2.5 Hz'dir. Yapılan deneylerin sonuçları değerlendirildiğinde sıvılaşmanın mevcut olduğu ve olmadığı durumlardaki rıhtım duvarının dinamik davranışına ait şu sonuçlar elde edilmiştir.

Çizelge 2.13 Geri dolgu sıklıkları (Miura vd. [3])

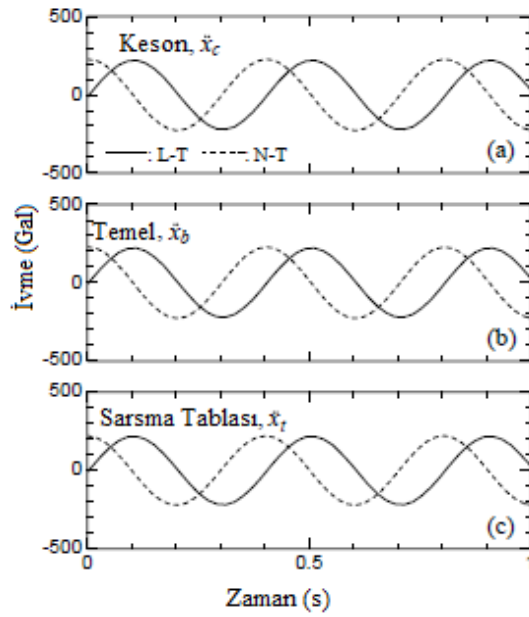
Geri dolgu sıklık durumu	Göreceli sıklık, D_r
Gevşek	% 30-40
Orta	% 50-60
Sıkı	% 70-80

Efektif gerilmedeki düşüş nedeniyle başlangıç anından sıvılaşma durumuna kadar statik değişim incelenmiş ve toprak basıncının çalkantı yapmadığı görülmüştür (Şekil 2.49). Kesonun tepe noktasındaki, taban altındaki ve sarsma tablası üzerindeki ivmenin zamana göre değişimindeki en etkili bileşen ise (frekans 2.50 Hz iken) Fourier Analizi kullanılarak çıkartılmıştır (Şekil 2.50). Farklı durum ve farklı yerleşimlerdeki tüm dalga şekilleri neredeyse birbirleriyle aynı iken N-T ve L-T durumları arasında değişimi göstermek için faz farkı incelenmiştir. Bu durum, tabanın rijit olduğu, taban ve keson arasında rezonansın mevcut olmadığı test durumlarını önermiştir. Sonuçlara göre aşırı boşluk suyu basıncının toplamı taban zemininde ihmal edilecek kadar küçük bulunmuştur. Geri dolgu zemini L-T ve L-L durumlarında sıvılaşmış, aşırı boşluk basıncı ise sarsmanın başlamasından itibaren 3. saniyedeki efektif gerilmenin ideal kaybı sonucunda artış göstermiştir. Diğer taraftan, geri dolgunun sıvılaşmadığı N-T durumunda aşırı boşluk basıncı çalkantı yapmış aynı zamanda geri dolgu içinde

başlangıç efektif gerilmenin yarısı kaybolmuştur. Keson yalnızca L-T durumunda önemli derecede hareket etmiştir fakat bu hareket ya da kayma sarsmanın son anında bitmiştir.



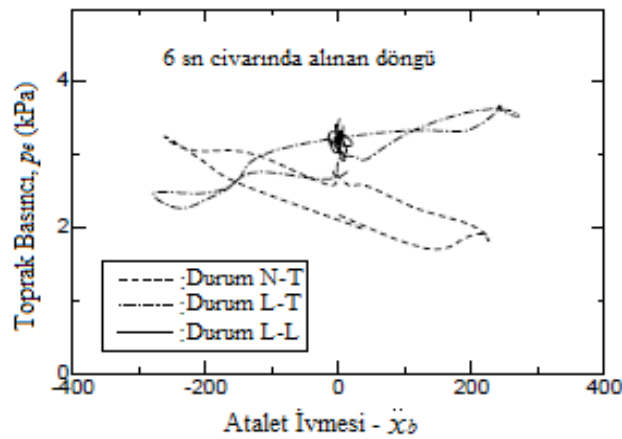
Şekil 2.49 Toprak basıncındaki statik artış (Miura vd. [3])



Şekil 2.50 İvmenin etkin bileşenleri (Miura vd. [3])

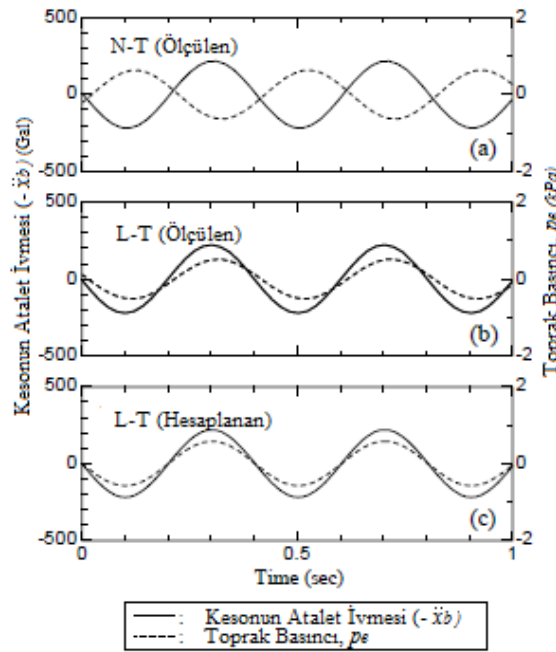
Kesonun stabilitesi, keson ve taban arasındaki 35° 'lik sürtünme açısı dikkate alınarak hesaplanmıştır. Emniyet faktörü F_s , normal toprak ve su basıncının olduğu olağan durumlarda 2.65 değerine doğru değişim göstermiştir. Bu faktör, yatay sismik şiddetin $k_h=220/980$ olarak dikkate alındığı durumdaki atalet kuvveti ve toprak basıncının etkisindeki deprem varlığında 0.70 değerini almıştır. Burada 220 ve 980 sırasıyla

maksimum yatay ivmeyi ve yerçekimi ivmesini ifade etmektedir. Toprak basıncı sıvılaşma meydana geldiğinde artış gösterirken efektif gerilme geri dolgu içinde kaybolmuş ve burada emniyet faktörü 0.61 değerini almıştır. Keson N-T durumunda ($F_s=0.70$ iken) sismik katsayı yöntemi ile birlikte stabilite analizine bağlı olarak deprem sırasında kayma göstermiş ve kesonun deplasmanı yalnızca 3 mm civarında ya da yüksekliğinin %2'si kadar ölçülmüştür. Bu, kesonun stabilitesini kaybetmesinde atalet kuvveti ve geri dolgunun sıvılaşmasının neden olduğunu işaret etmektedir. L-T ve L-L durumları arasındaki karşılaştırma atalet kuvveti ile sıvılaşmış geri dolgunun toprak basıncına ait çalkantı bileşeninin kesonun stabilitesinde önemli olduğunu göstermiştir. Bu deneysel sonuçlar rıhtım duvarının deprem sırasındaki gerçek hasar yönü ile bağdaşmakta ve hasar yalnızca geri dolgu tabanında sıvılaşma meydana geldiğinde belirgin olmaktadır. Salınım başlangıcından 6 saniye sonrasındaki bir çevrime ait atalet kuvveti ile toprak basıncı arasında var olan ilişki Şekil 2.51'de çizilmiştir. Girdi salınımı itibariyle dalga, ideal sinüzoidal dalga dışında küçüktür ve geri dolgu ile temel zeminlerinin deformasyon özellikleri doğrusal değildir. Döngü şekilde görüldüğü üzere tamamen eliptik şekilde değildir. L-L durumunda, ne atalet kuvveti ne de toprak basıncı çalkantı hareketi göstermiştir. Yalnızca toprak basıncında sıvılaşmanın varlığından meydana gelen bir artış söz konusu olmuştur. Aynı değerdeki artış L-T durumunda boşluk suyu basıncında elde edilmiştir. Diğer yandan, N-T ve L-T durumlarında, hem atalet kuvveti hem de toprak basıncında çalkantı meydana gelmiş fakat her birinin döngü yönü farklılığı tespit edilmiştir.



Şekil 2.51 Toprak basıncı ve atalet kuvveti arasındaki ilişki (Miura vd. [3])

Başlangıç ivmesinin etkin bileşeni ile toprak basıncının çalkantı bileşeni Şekil 2.52'de gösterilmiştir. Başlangıç ivmesi ve toprak basıncının çalkantı bileşeni yönleri N-T durumunda neredeyse tam ters, L-T durumunda ise yaklaşık aynı olduğu görülmüştür. Kesonun kararsızlığının yalnızca L-T durumunda meydana geliyor olmasının sebebi başlangıç ivme yönünün toprak basıncına ters olmasıyla açıklanmıştır. Westergaard [44] formülü ile hesaplanan toprak basıncının çalkantı bileşeni Şekil 2.52(c)'de gösterilmiştir. Ölçülen ve hesaplanan çalkantı bileşenleri başlangıç ivmesiyle aynı faz açısında bulunmuştur. Toprak basıncının ölçülen çalkantı bileşeninin hesaplanan ile oldukça uyumlu olduğu görülmüştür.



Şekil 2.52 N-T ve L-T durumlarında toprak basıncı ve atalet kuvvetinin etkin bileşenlerinin zamansal değişimleri (Miura vd. [3])

Rıhtım duvarının geçiş rejimindeki dinamik davranışı geri dolgu zemininde sıvılaşma mevcut olduğunda da araştırılmış ve model sarsma deneylerinde 4 farklı keson gözlenmiştir. Tüm bu deneylerde taban girdi hareketinin sinüzoidal frekansı 5 veya 20 Hz iken, genlik değeri ise kurallarla belirlenmiş değere kadar ilk 8-10 saniyede doğrusal olarak artış göstermiş ve takip eden 15 saniyede sabit kalmıştır. Bu yükleme koşulları özellikle sıvılaşma sürecinde olmak üzere rıhtım duvarının davranışını gözlemlemek için kullanılmıştır. Deney sonuçlarına göre aşırı boşluk suyu basıncı oranı yalnızca sıvılaşma durumunda sabit değere ulaşmıştır. Gevşek geri dolgu zeminindeki tüm deney koşulları ile orta sıkı geri dolgu zemin deneylerinin bir kısmını kapsayan ve yalnızca

sıvılaşma durumuna ait koşullarda kesonlar frekans değil taban ivmesi şiddetine bağlı olarak yer değiştirmiştir. N33 tipi keson şiddetli bir şekilde yerdeğiştirmeye uğramıştır. Sıvılaşmanın varlığı kesonun kararsız davranışını kontrol etmede temel faktör olduğu belirtilmiştir. Kalıcı deplasman miktarı aynı zamanda keson tipine bağlıdır ve emniyet faktörü ile ilişkilendirilmektedir.

Toprak basıncı ile aşırı boşluk suyu basınç oranı $\Delta u_g/\sigma'_{vi}$ arasındaki ilişki incelenmiş, statik bileşen p_{es} , dinamik toprak basıncı bileşeninin genliği Δp_e ve atalet ivmesi $-\ddot{x}_b$ ile dinamik toprak basıncı arasındaki faz açısı farkı gözlenmiştir. Bu parametrelere ait genel özellikler tüm sıvılaşma durumlarında ele alınmış ve aşağıdaki gibi açıklanmıştır. Statik bileşen p_{es} , geri dolgu zemini derinliği boyunca sabit kaldığı varsayılan aşırı boşluk suyu basınç oranındaki ($\Delta u_g/\sigma'_{vi}$) artış sebebiyle sabit ve doğrusal bir şekilde artış göstermiştir. Boyutsuzlaştırılmış genlik $A_{\Delta p_e}/(dA_{Fi}/H)$ önce küçük bir değere düşmüş daha sonra ise aşırı boşluk suyu basınç oranına bağımlı olan sıvılaşma durumunda Westergaard çözümleri ile elde edilen sonuçlara ani bir şekilde yükselmiştir. Faz açısı farkı $\Delta\theta(\Delta p_e, \ddot{x}_b) -\pi$ 'e yakın iken $A_{\Delta p_e}/(dA_{Fi}/H)$ 'de oluşan ani artış ile birlikte sıfıra sıçramıştır. Bu durum efektif gerilme belirli miktarda azaldığında zeminin sıvı gibi davranmaya başladığını ve bu haldeki aşırı boşluk suyu basınç oranının kritik değere ulaştığını belirtmektedir. Fakat keson tiplerine göre bu kritik aşırı boşluk suyu basınç oranının farklılık gösterdiğine, en küçük değer W75 keson tipinde oluşurken en büyük değer N33 keson tipinde elde edildiğine dikkat edilmiştir.

Sıvılaşma sürecinde dinamik toprak basıncının geçiş özelliği keson ve geri dolgunun titreşim özellikleri ile ilişkilidir. Bu sebeple, kesonların doğal frekansları büyütme faktörleri en küçük 50 Gal değerindeki ivmenin farklı frekansları ile gerçekleştirilen titreşim deneyleri ve darbe deneyleri yardımıyla hesaplanmıştır. Kesonların doğal frekansları geri dolgununkinden küçüktür ve doğal frekansın en büyük değeri W75 tip kesona ait iken en düşük değeri N33 tip kesonda elde edilmiştir. Miura vd. [48] tarafından birkaç liman alanında prototip rıhtım duvarlarına ait serbest titreşim davranışı gözlenmiştir. Keson ve geri dolgunun mikrotremor ölçüm ve analizi neticesinde kesonun doğal frekansının yükseklik/genişlik oranı ile negatif korelasyona sahip olduğu bulunmuştur. Aynı zamanda prototip rıhtım duvarlarında kesonların doğal frekansı geri dolgu zemininkinden küçük bulunmuştur.

Model rıhtım duvarları ve prototip rıhtım duvarlarının her ikisinde de titreşim özellikleri incelenmesinden, geri dolgu zeminine ait doğal frekansın kesonunkinden büyük olduğu elde edilmiştir. Geri dolgu zemini içindeki boşluk suyu basıncı oluşumuna bağlı olarak sıvılaşmanın olduğu durumda kesonun doğal frekansının bu genel özelliği geri dolgu zemininkinden göreceli olarak daha büyük olmaktadır. Bu doğrultuda geri dolgu zemininin rijitlik ve doğal frekansının sıvılaşma süreci başındaki kesonun rijitlik ve doğal frekansından büyük olduğu ve artan boşluk suyu basıncı etkisiyle azaldıkları söylenebilmektedir. Sıvılaşma benzeri durumlarda, geri dolgu rijitlik ve doğal frekans değerleri kesonunkilere göre azalmıştır. Geri dolgu ile keson arasındaki bu değişim gereğince keson ve geri dolgu arasındaki etkileşim ve dinamik toprak basıncı için belirtilen simülasyon çalışması gerçekleştirilmiştir. Sıvılaşma sürecinde keson-geri dolgu zemini sisteminin geçiş davranışını belirlemek amacıyla Kohama vd. [2]'de anlatıldığı gibi kütle-yay-sönümleyici modeli tasarlanmıştır.

Miura vd. [3] ağırlık tipi rıhtım duvarlarının deprem sırasındaki dinamik davranışını deneysel ve analitik olarak araştırmış ve rıhtım duvarlarına etki eden hasar mekanizmasını geri dolgu sıvılaşmasına bağlı olarak açıklamışlardır. Aşağıdaki sonuçlar basitleştirilmiş model analizi ve model sarsma tablası deney sonuçlarının incelenmesinden elde edilmiştir.

Geri dolgu zemini sıvılaştığı zaman keson stabilitesini koruyamaz, deplasmanın miktarı sarsma yoğunluğu ve kesonun titreşim özellikleri yanısıra sıvılaşmanın fonksiyonudur. Toprak basıncının çalkantı bileşeni ve atalet kuvveti birlikte çalışarak yalnızca sıvılaşma durumunda kesonun kaymasını sağlamaktadırlar. Bu eğilim sarsma tablası deneylerinde çeşitli kesonların sallanması ile doğrulanmıştır.

Keson-geri dolgu sistemi deprem yüklerine tabi tutulduğunda, keson üzerindeki toprak basıncının çalkantı bileşenindeki ilk düşüş aşırı boşluk suyu basıncındaki gibi meydana gelmektedir ve aşırı boşluk suyu basınç oranının kritik değerinde, geri dolgu zemininin frekansının kesonun frekansına eşit olduğu zaman toprak basıncının çalkantı bileşeni ihmal edilecek kadar küçük değere ulaşmaktadır. Daha sonra, geri dolgu zemininin gevşekliğine göre genlik hızlıca artmakta ve atalet kuvveti ile faz farkı 0° olmaktadır.

Rıhtım duvarının geçiş dinamik davranışı keson-geri dolgu sisteminin salınım karakteristikleri hesaba katılarak açıklanmıştır. Sarsma tablası deneylerinde gözlemlere

bağlı olarak, aşırı boşluk suyu basınç oranının kritik değeri kesonun salınım özelliklerinin bir fonksiyonu olduğu belirtilmiştir.

Inoue ve Miura [4]

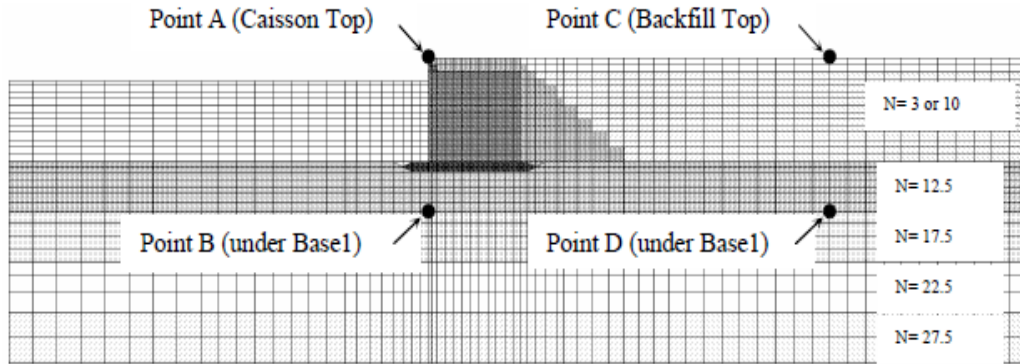
Inoue ve Miura [4] bu çalışmada ağırlık tipi rıhtım duvarının dinamik davranışını, keson ve geri dolgu zemini arasındaki etkileşime dikkat ederek FEM (Sonlu Eleman Yöntemi) yardımı ile analiz etmişlerdir. İlk olarak, rıhtım duvarının temel titreşim özellikleri incelenmiş ve FEM modeli mikrotremor ölçümde gözlenen davranışı temsil edebilmek için kalibre edilmiştir. Daha sonra, sıvılaşma sırasında kesonda geri dolgu zemininden kaynaklanan toprak basıncı davranışı incelenmiştir. Ayrıca, rıhtım duvarı stabilitesi üzerinde sıvılaşmanın etkileri, analitik sonuçların karşılaştırmalı incelenmesi yolu ile belirtilmiştir.

Bu çalışmada sonlu elemanlar analizi için FLIP (Sıvılaşmanın Sonlu Elemanlar Analizi Programı) programı kullanılmıştır ve bu program Iai vd. [49] tarafından geliştirilmiştir. Program efektif gerilmeleri birleştiren temel bir model olup Çoklu Yay Modeli olarak bilinmektedir ve drenajsız koşullardaki zemin malzemesinin çevrimsel deformasyon davranışını temsil edebilmektedir. Düzensiz periyotlu yükleme etkisinde artan boşluk suyu basıncı oluşumu ve bununla ilgili olarak sıvılaşma ölçülmüştür. Aynı zamanda sınırlı sıvılaşma ve aşırı kesme deformasyonu etkisindeki sıvılaşmış zeminin çevrimsel hareketi açıklanan bu model ile belirtilmiştir. FEM (Sonlu Elemanlar Yöntemi) programı, liman alanlarında deprem mühendisliği uygulamalarında zeminin deprem kaynaklı potansiyel sıvılaşması ve yapı-zemin sisteminin sıvılaşmayla ilgili olarak deprem sırasındaki titreşim davranışının değerlendirilmesi için kullanılmaktadır. FLIP'te standart penetrasyon deneyindeki darbe sayısından (N-sayısı) parametrelerin belirlenmesi Iai vd. [49] tarafından açıklanmıştır.

Bu çalışmada ağırlık tipi rıhtım duvarı için sonlu eleman modeli Şekil 2.53'te görüldüğü gibi hazırlanmıştır. Ağırlık tipi rıhtım duvarı yatay deniz tabanı üzerine yerleştirilmiş olup, dört adet üniform katmandan oluşmaktadır ve bu katmanların N-sayıları derinlikle birlikte artmaktadır. Deniz suyunun derinliği ise 12 m'dir. Keson ıslak kum içerikli betonarme kutudan yapılmış ve modelin merkezinde taş dolgu üzerine yerleştirilmiştir. Keson geri dolgu kısmı çakıldan, geri dolgu zemini ise üniform kum tabakasından meydana gelmektedir. Geri dolgu zemininin sıvılaşma durumunda N-sayısı 3 iken sıvılaşmanın olmadığı durumda 10'dur. Deniz suyu, keson ve geri dolgu kumunun

sıklığı için malzeme parametreleri Iai vd. [49]'in belirttiği basit yöntemle bağlı olarak N-sayılarından belirlenmiş ve taş dolgu ile geri dolgu sıklığı parametrik olarak tanımlanmıştır.

Rıhtım duvarının başlangıç koşullarının hesabında, model temeli yatay ve düşey yönde sabitlenmiştir. Yatay sınırlar yatay yönde sınırlanmış düşey yönde serbest bırakılmıştır (düşey çevri sınırı). Rıhtım duvarının dinamik titreşim davranışının sonraki hesabında, titreşim dalgası yayılımı için yansımama koşulunun oluşturulmasında temel sınır ve yatay sınırlarda viskoz sınır mevcuttur.



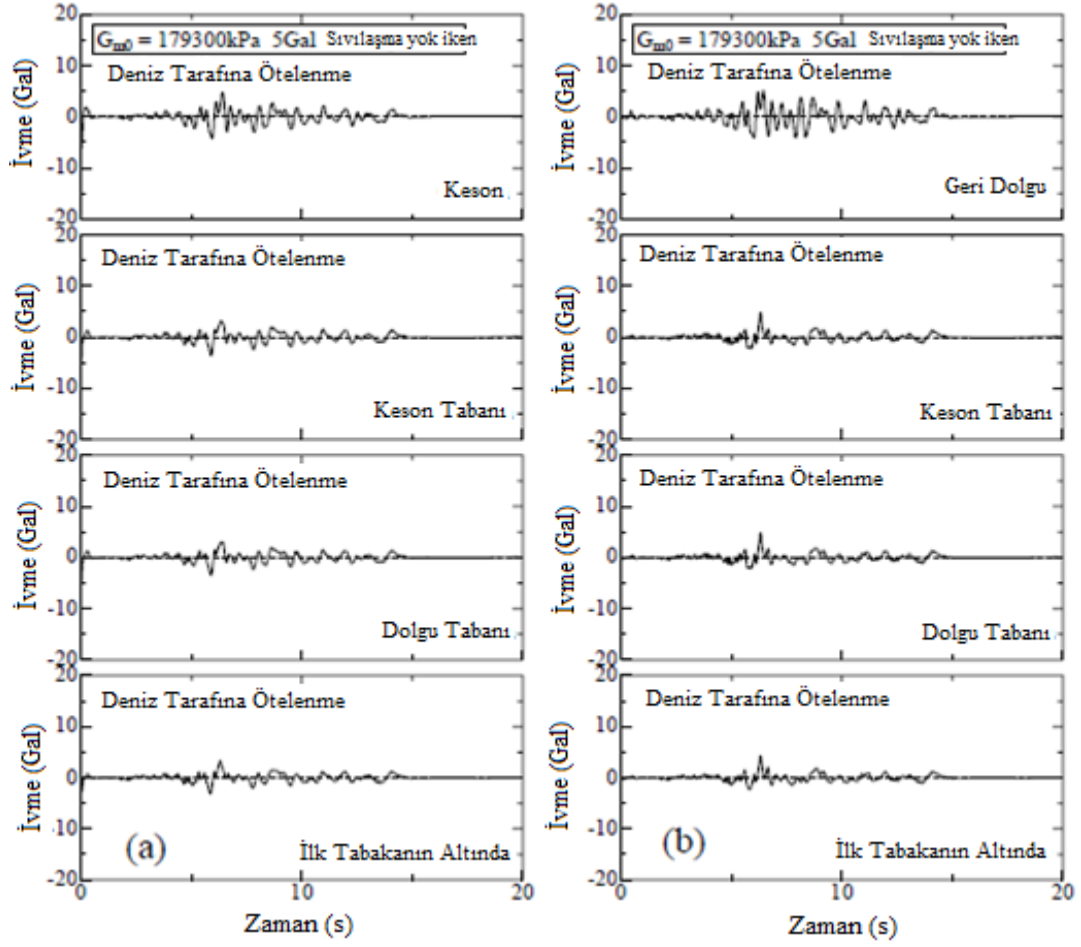
Şekil 2.53 Dinamik titreşim analizi için rıhtım duvarının sonlu eleman modeli
(Inoue ve Miura [4])

Yapılan analizin amacı kesonun doğal frekansı ve taş dolgunun sıklığı ile ilgili geri dolgu zemini gibi esas titreşim özelliklerini açıklamaktır. Bu nedenle, rıhtım duvarında plastik-kalıcı deformasyon veya boşluk suyu basıncı oluşumunu engellemek amacıyla yalnızca küçük titreşim girdileri dikkate alınmıştır. Çizelge 2.14'te verilen altı farklı titreşim durumu analiz edilmiştir. İki tip titreşim seçilmiştir ve bunlardan bir tanesi rasgele deprem titreşimi olup 1968 Tokachi-oki depreminde, Hachinohe, Japonya'da kuzey-güney doğrultusunda kaydedilmiştir. Her iki durum için de deprem titreşimi üniform ve pik ivme değeri 5 Gal'den küçük olacak şekilde kaydedilen deprem ivmesi kullanılmıştır. FEM analizi performansının ilk değerlendirmesinde pik ivmenin 3-200 Gal aralığında değişmiş olması, elastik deformasyonun etkili olması, boşluk suyu basıncının ihmal edilebilecek kadar küçük olması ve kesonun 5 Gal ivme değerinde kayma davranışını gösterdiği doğrulanmıştır. Sinüzoidal titreşim verildiğinde N-sayısı geri dolgu zemini için 3-10 arasında değişmiştir. Taş dolgu ve geri dolgunun sıklığı 179,300 kPa veya 5,000 kPa'dır. Taş dolgunun kayma rijitliği için belirtilen 179,300 kPa değeri Iai vd. [49] tarafından tipik değer olarak tavsiye edilmiştir.

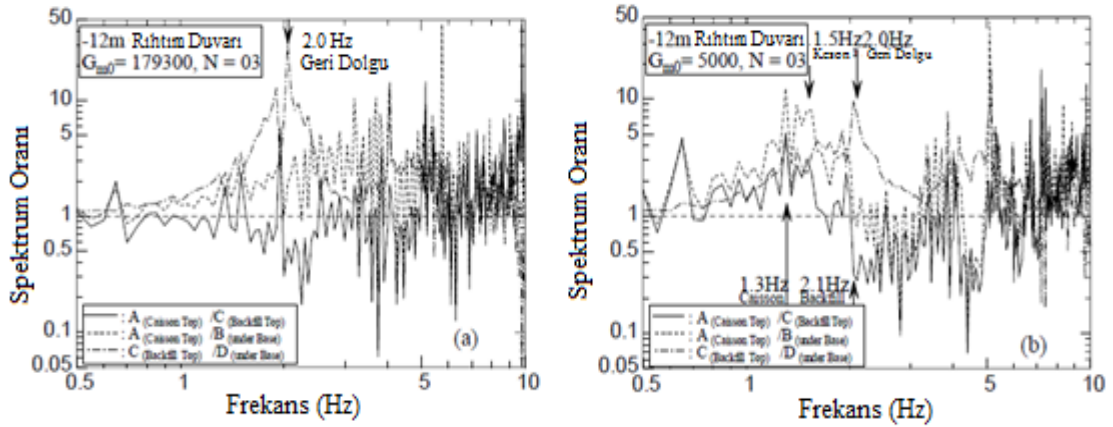
Çizelge 2.14 Ağırılık tipi rıhtım duvarının titreşim özellikleri için analiz koşulları
(Inoue ve Miura [4])

Durum	Yatay Titreşim	Geri Dolgu Zemininde N-Sayısı	Taş Dolgunun Kayma Rijitliği
e03H	Hachinohe Depremi	3	179,300 kPa
e03S			5,000 kPa
s10H	Sinüzoidal Dalga Girdisi		179,300 kPa
s10S			5,000 kPa
s10H		10	179,300 kPa
s10S			5,000 kPa

Doğal frekansların elde edilmesinde, e03S durumu için yapılan hesaplamaların sonuçları Şekil 2.54'te verilmiştir. Bu ivmelerin zamansal değişimleri Fourier spektrumu ile analiz edilmiş ve Fourier genlik oranının frekansa karşılık değişimi Şekil 2.55'te ifade edilmiştir. Şekil 2.55(a) sıkı taş dolguyu (e03H), Şekil 2.55(b) ise gevşek taş dolguyu (e03S) ifade etmektedir. Şekilde düz çizgi kesonun tepe noktasının (A noktası) geri dolgu zemini tepe noktasına (C noktası) olan oranını ifade etmektedir. Kesikli çizgi, keson tepe noktasının (A noktası) temel altına (B noktası) olan oranını, kesikli çizgi ise geri dolgu zemini tepe noktasının (C noktası) temel altına (D noktası) oranını ifade etmektedir. Bu çizgiler sırasıyla keson ve geri dolgu zemininin büyütme özellikleri ile uyum sağlamaktadır.



Şekil 2.54 e03H durumunda zamana bağlı ivme değişimi (Inoue ve Miura [4])



Şekil 2.55 Geri dolgu zemini ve keson doğal frekansının Fourier genliği değişimi (Inoue ve Miura [4])

İlk olarak, e03H durumu sıkı taş dolgu ile incelenmiştir. Doğal frekans keson ve geri dolgu için zeminden net bir şekilde elde edilememiş iken kesikli ve noktalı çizgilerden doğal frekansın keson için 3 Hz, geri dolgu için 2 Hz olduğu belirlenebilmiştir. Bunun

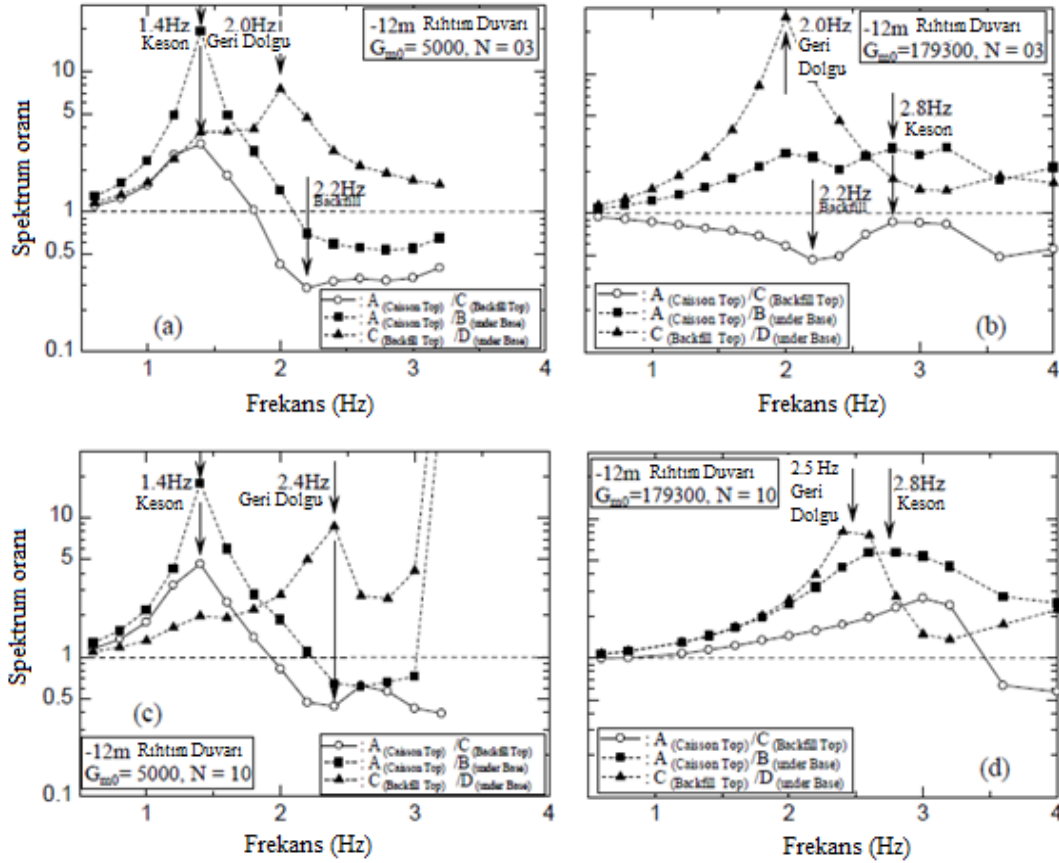
anlamı kesonun doğal frekansının geri dolgununkinden büyük olduğudur ancak bu durum Kohama vd. [50] ifadesi ile çelişmektedir. Kohama vd. [50]'in raporlarına göre, kesonun doğal frekansı yükseklik/genişlik oranının bir fonksiyonu olup incelenen bütün rıhtım duvarları için kesonun doğal frekansının geri dolgununkinden daima küçük olduğu bulunmuştur.

Diğer yandan, gevşek taş dolgunun mevcut olduğu e03S durumunda kesonun doğal frekansının geri dolgununkinden küçük olduğu Şekil 2.55(b)'de gösterilmektedir. Taş dolguyu oluşturan çakılın kayma rijitliğinin zor ölçülmesi ile ilgili olarak rıhtım duvarının dinamik analizi için e03S durumunda önerilen şekilde küçük değerler kullanılmıştır.

0.6 ile 4 Hz aralığında değişen farklı frekanslar ve sinüzoidal titreşim ile dört seri analiz gerçekleştirilmiştir ve bu analizler s03H, s03S, s01H, s01S olarak isimlendirilmiştir. Rıhtım duvarının ivme genliği hesaplanmış ve oranı frekansa karşılık Şekil 2.56'da verildiği gibi çizilmiştir. Şekil 2.56(a)'dan (d)'e kadar sırasıyla s03S, s03H, s01S, s01H analizlerini ifade etmektedir. Şekildeki düz, kesikli ve noktalı çizginin anlamları Şekil 2.55 ile aynıdır. Kesonun ve geri dolgunun doğal frekansı şekle göre değerlendirilmiş ve Çizelge 2.15'te listelenmiştir.

Çizelge 2.15 Sinüzoidal titreşim ile titreşim analizine ait doğal frekanslar
(Inoue ve Miura [4])

Durum	Yatay Titreşim	Geri Dolgu Zemininde N-Sayısı	Taş Dolgunun Kayma Rijitliği
e03H	Hachinohe	3	179,300 kPa
e03S	Depremi		5,000 kPa
s10H	Sinüzoidal Dalga Girdisi		179,300 kPa
s10S			5,000 kPa
s10H		10	179,300 kPa
s10S			5,000 kPa



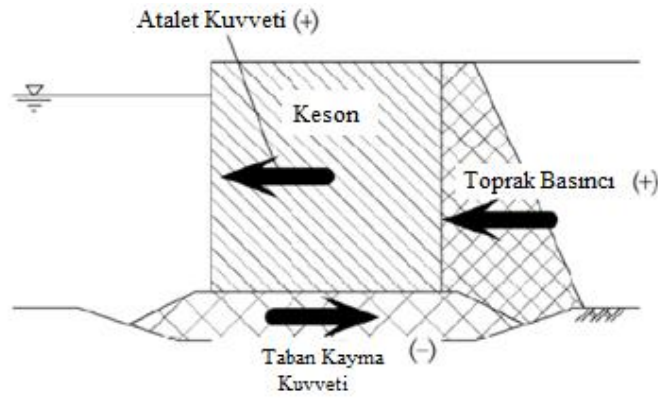
Şekil 2.56 Analizlerdeki titreşim genliği oranı ve sinüzoidal titreşim
(Inoue ve Miura [4])

Kesonun doğal frekansı taş dolgunun sıklığından etkilenmekte olup, dolgunun düşük kayma rijitliği ile birlikte azalmaktadır. Geri dolgu zeminin doğal frekansı ise geri dolgu zeminin N-darbe sayısından etkilendiği halde, dolgunun kayma rijitliğinden bağımsız davranmaktadır. Dolgu düşük kayma rijitliğine sahip olduğunda, geri dolgu zemininin doğal frekansından kesonun frekansı küçüktür ve bu sonuç deprem analizinden elde edilen sonuç ile uyum sağlamaktadır.

Sıvılaşmaya sebep olan deprem sürecinde rıhtım duvarının davranışı da analiz edilmiştir. Şekil 2.53'te gösterilen FEM modeli ivme genliği 75 Gal ve frekansı 1 Hz olan sinüzoidal titreşim ile sallanmıştır. Rıhtım duvarının titreşim özellikleri e03S ve s03H durumları ile aynıdır. Titreşim analizi Durum-N ve Durum-L olmak üzere iki farklı şekilde incelenmiştir. Durum-N'de boşluk suyu basıncı oluşumuna izin verilmemiş iken diğer taraftan geri dolgu zemininde boşluk suyu basıncı oluşumuna izin verilmiştir ve geri dolgu zeminindeki sıklık ile efektif gerilme gözlenmiştir.

Durum-L'de efektif gerilmeye karşılık aşırı boşluk suyu basıncı oranı sarsmadan 20 s sonra alt noktada (D noktası) 0.8'e yükselmiştir. Diğer yandan, Durum-N'de ise aşırı boşluk suyu basıncı oluşumu tamamen bastırılmıştır. Bu iki durum arasındaki belirgin fark ise toprak basıncı ve deplasmanda bulunmuştur. Toprak basıncının çalkantı bileşeni genliğinin boşluk suyu basıncı oluşumuna bağlı olarak arttığı ve kesonun yatay yerdeğiştirmesinin hızlandığı söylenebilir. Durum L'de gözlenen keson yerdeğiştirmesi Durum N'e göre iki kat daha büyüktür. Bu sonuç, ağırlık tipi rıhtım duvarlarının geri dolgu zemininin deprem kaynaklı sıvılaşması sonucunda artan gerçek hasarları ile uyum sağlamaktadır.

Rıhtım duvarlarına zarar veren sıvılaşma mekanizmasını anlamak amacıyla başlangıç ivmesi etkili titreşim bileşeninin, toprak basıncının ve kesme kuvvetinin zamansal değişimleri incelenmiş olup bu bileşenlerin pozitif yönleri Şekil 2.57'de gösterilmiştir. Durum-N'de toprak basıncı atalet kuvvetine ters yönde iken Durum-L'de ise aynı yönlüdür. Buna göre, geri dolgu zemininin gevşek olduğu, doğal frekansının sıvılaşma sırasında küçük olduğu ve toprak basıncı ile atalet kuvveti arasındaki faz farkının da değiştiği söylenebilmektedir.



Şekil 2.57 Atalet kuvveti, toprak basıncı ve taban kesme kuvvetinin pozitif yönleri
(Inoue ve Miura [4])

Boşluk suyu basıncı oluşumu ile deprem yükleri etkisinde sıvılaşma sürecinin dikkate alındığı, ağırlık tipi rıhtım duvarının FEM yardımı ile yapılan titreşim analizi sonucunda araştırmacılar aşağıdaki sonuçları elde etmişlerdir.

Rıhtım duvarının titreşim özellikleri geri dolgu zemini ve taş dolgunun sıkılığına bağlıdır. Taş dolgunun kayma rijitliği FEM'de kullanılan değerlerden daha düşük olmalıdır, böylece kesonun doğal frekansı geri dolgu zemininkinden küçük olur. Bu

sonuç rıhtım duvarlarının büyümesinde gözlemlenen mikrotremor ölçüm sonuçları ile uyum sağlamaktadır.

Rıhtım duvarının stabilitesi geri dolgu zemininin sıvılaşmasından etkilenmiştir. Sıvılaşmanın olmadığı durumda toprak basıncının yönü atalet kuvvetine ters yönde iken, sıvılaşma söz konusu olduğunda ikisi de aynı yönde etkili olurlar. Bu sonuçlar deprem sırasında rıhtım duvarlarına zarar veren sıvılaşma mekanizması ile uyum sağlamaktadır.

Kim ve diğ. [5]

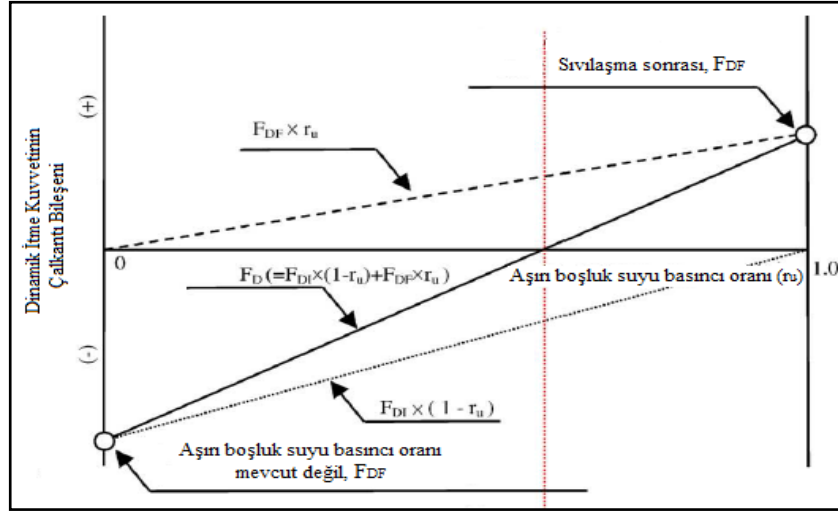
Kim vd. [5] duvar arkasındaki dinamik itme kuvvetinin faz değişimi ve büyüklüğünü hesaplamak üzere basit bir model önermiş ve bu model ile mevcut denklemlerden elde edilen kuvvet bileşenlerini kullanarak dolgu ve duvar arasında gelişen dinamik itme kuvvetini hesaplamışlardır. Önerilen modelin sonuçları, sarsma tablası deneylerinden elde edilen sonuçlar ile kıyaslanarak doğrulanmıştır.

Ağırlık tipi rıhtım duvarlarının sismik stabilite analizinde, deprem boyunca rıhtım duvarlarına etki eden kuvvet bileşenlerinin büyüklüğü ve bu kuvvet bileşenleri arasındaki faz ilişkisinin tam anlamıyla değerlendirilmesi önerilmiştir. Her bir bileşke kuvvetin büyüklüğü ve faz ilişkisi zaman ile birlikte farklılık gösterirken, rıhtım duvarına ait dolgu zemininde artan boşluk basıncından da fazlasıyla etkilenmektedir. Modelde dinamik itkinin büyüklük ve faz değişimi, aşırı boşluk basıncı ile farklı kuvvet bileşenlerinin kullanılmasıyla belirlenmiştir. Dinamik bileşke kuvvetinin düzenli bileşeni (F_s), dinamik zemin kuvveti (F_{ES}) ile dinamik su kuvvetinin (F_{WS}) düzenli bileşenlerinden oluşmaktadır. (2.90) ve (2.91) denklemleri ile sırasıyla, dinamik zemin kuvveti ve su kuvvetinin düzenli bileşenleri elde edilmektedir. Geri dolgunun sıvılaşması sonrasında statik su kuvveti denkleminde geri dolgu zemini için γ_w değeri γ_{sub} değerini almıştır. Aşırı boşluk suyu basıncının gelişmesi sırasında ise F_{ES} ve F_{WS} 'nin r_u ile lineer olarak değiştiği kabul edilmiştir (Şekil 2.58).

r_u , aşırı boşluk basıncı = (dolgudaki aşırı boşluk basıncı / başlangıç düşey efektif gerilme)

$$F_{ES} = -\frac{1}{2} K_{AS} \gamma_{sub} H^2 r_u \quad (2.90)$$

$$F_{ES} = -\frac{1}{2} K_{AS} \gamma_{sub} H^2 r_u \quad (2.91)$$

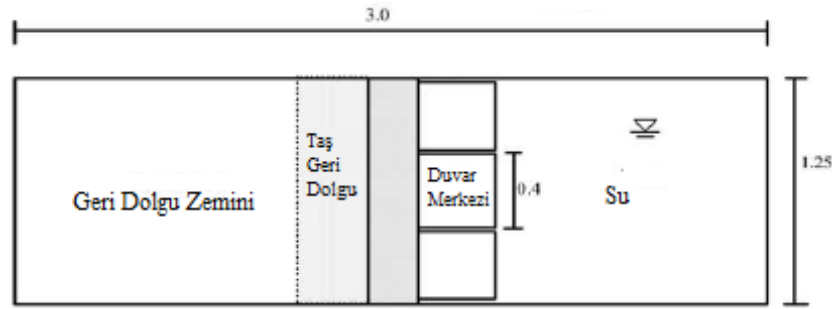


Şekil 2.58 Aşırı boşluk basıncı gelişiminde dinamik itkinin çalkantı bileşeni
(Kim vd. [5])

Önerilen modelin doğruluğunu ispat etmek üzere iki seri sarsma tablası deneyi yapılmıştır. Deneylerin ilk serisinde 194 cm uzunluğunda, 44 cm genişlik ve 60 cm yüksekliğinde olan küçük zemin kutusu kullanılmıştır. Deneyler, değişimin büyüklüğünü ve harmonik salınım etkisinde ölçülen her bir kuvvet bileşeninin faz ilişkisini araştırmış, önerilen modelde dinamik itkinin büyüklük ve faz değişiminin doğru hesaplanıp hesaplanmadığını kanıtlamış ve geri dolgu ile duvar ivmesindeki aşırı boşluk basıncı etkisi dikkate alınmıştır. İkinci seri deneylerde ise 300 cm uzunluğunda, 125 cm genişliğinde ve 120 cm yüksekliğinde olan büyük zemin kutusu kullanılmıştır. Bu deneyler ise gerçek bir deprem büyüklüğü etkisinde dinamik itme kuvvetinin doğru bir şekilde hesaplanıp hesaplanmadığını araştırmıştır. Bu doğrultuda, Hyogoken-Nambu depreminde hasar gören ağırlık tipi duvarlar model yapı olarak seçilmiştir.

Küçük ölçekli birinci deneylerde kullanılan ölçüm aletleri su basıncı ölçerler, ivme ölçerler, LVDT'ler ve yük hücreleridir. 3 adet yük hücresi, duvar arkasına etki eden itkiyi ölçebilmek için model duvarların ana gövdesi ile arka kısmına yerleştirilmiştir. Girdi hareketi 5 Hz iken ilk 5 s içerisinde ivme kaydının genliği lineer olarak artmakta ve 0.1-0.2g maksimum genlik değerleri geriye kalan 5 s içerisinde korunmuştur. Model zemini, ortalama tane çapı 0.55 mm, üniformalık katsayısı 1.37, maksimum ve minimum kuru birim ağırlıkları sırasıyla 16.7 ve 13.9 kN/m³ ve permeabilite katsayısı 4.1x10⁻² cm/s olan Jomoonjin kumundan oluşmaktadır. Model duvarları 26.4 cm yükseklikte,

17.5 cm kalınlığında ve 42 cm genişliğindedir. Duvarların ortalama birim ağırlığı 25 kN/m³'tür. Sıkı zemin tabakası sarsma tablasının sallanması ile oluşturulurken, gevşek dolgu kum zemini suyun altında 1mm'lik elek arasından dökme ile elde edilmektedir. Dolgu zeminin ve temelin göreceli yoğunlukları sırasıyla %20 ve 90 civarındadır. Büyük ölçekli ikinci seri deneylerdeki model duvarlar ise 58 cm yükseklik, 38 cm kalınlık ve 125 cm genişlik boyutlarındadır. Duvarların ortalama birim ağırlığı 20 kN/m³'tür. İvme, yerdeğiştirme ve dinamik itme kuvveti üç çelik kutunun oluşturduğu model duvarın merkezinde ölçülmektedir. Dolgu zemini ve temelin göreceli yoğunluğu %60 civarındadır.



Şekil 2.59 Model planı (Kim vd. [5])

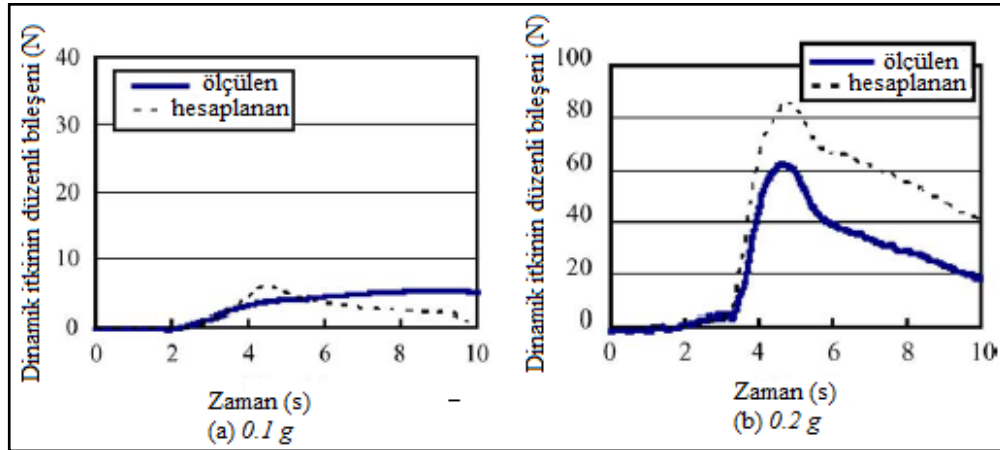
Deney sonuçları aşırı boşluk basıncının ilişkili olduğu maksimum girdi ivmesinin 0.1 ve 0.2 g olduğu iki farklı duruma göre değerlendirilmiştir. Bu iki farklı ivme dikkate alınarak, dinamik itme kuvveti ile su basıncının düzenli ve çalkantı bileşenlerinin zamansal değişimleri, her iki çalkantı bileşeninin düşük ve yüksek boşluk basıncındaki duvarın atalet kuvveti ile arasındaki faz ilişkileri ve dinamik itme kuvvetinin ölçülen ve hesaplanan çalkantı bileşenlerine ait zamansal değişimleri elde edilmiştir. Elde edilen bu değişimlerden aşağıdaki sonuçlar çıkartılmıştır.

Maksimum girdi ivmesi 0.1 g iken; duvar atalet kuvvetinin pozitif değerleri, bu atalet kuvvetinin kıyıya doğru etki ettiği anlamına gelmektedir. Kuvvetin kıyıya doğru yönelmesiyle, dinamik itki, atalet kuvveti ile itkinin çalkantı bileşeni arasındaki faz farklılığından dolayı düşüş göstermektedir. Duvar arkasındaki dinamik su basıncının çalkantı bileşeni ise düşük permeabilite sebebiyle duvarın atalet kuvveti yönüne ters yönde hareket etmektedir. Geri dolgudaki aşırı boşluk basıncı düşük değerde iken dinamik itkinin düzenli bileşeni de küçüktür.

Maksimum girdi ivmesi 0.2 g iken; dinamik itkinin düzenli bileşen değerinin artarak 4.5 s civarında maksimum değere ulaştığı görülmektedir. Ortalama aşırı boşluk basıncının

düzenli bileşeni de dinamik itki ile benzerlik göstermektedir. Aşırı boşluk basıncının hızla artmaya başladığı 4 s civarında dinamik itki çalkantı bileşeninin genliği ise minimum değerini almaktadır. Ayrıca çalkantı bileşeni geri dolgu içindeki aşırı boşluk basıncı ile lineer değişim göstermektedir. Duvarın atalet kuvveti ile dinamik itme kuvvetinin çalkantı bileşeni arasındaki faz ilişkisi aşırı boşluk suyu basıncının büyüklüğü ile değişmekte ve atalet kuvveti ile çalkantı bileşeni düşük aşırı boşluk suyu basıncında 180° faz farkına sahip iken yüksek aşırı boşluk suyu basıncında eş fazlı hareket etmektedir. Duvar arkasına etkimekte olan dinamik su basıncının çalkantı bileşenine ait faz değişimi de dinamik itkininki ile benzerlik göstermektedir. Bu durum boşluk suyunun, düşük permeabilite sebebiyle zemin ile birlikte hareket ettiğini belirlemiştir.

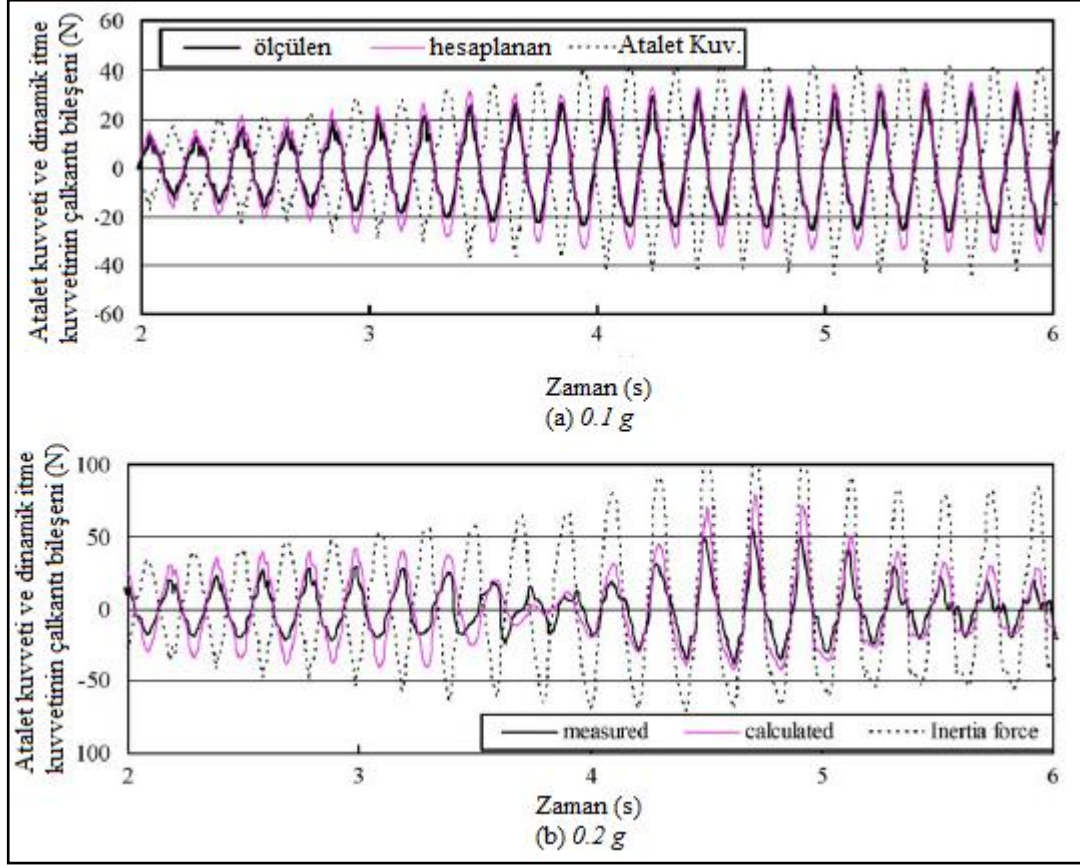
Maksimum ivme 0.1 g iken dinamik itkinin düzenli bileşeninin hesaplanan ve ölçülen sonuçları birbirinden çok farklı değilken maksimum ivmenin 0.2 g olması durumunda itki-zaman eğrisinde genel olarak şekillerin benzer olduğu ancak büyüklük olarak birbirlerinden farklı oldukları görülmektedir. Maksimum ivme 0.1 g ve 0.2 g iken dinamik itkinin düzenli bileşenine ait ölçülen ve hesaplanan değerleri Şekil 2.60'da ifade edilmiştir.



Şekil 2.60 Farklı ivmelerde dinamik itkinin düzenli bileşenine ait zamansal değişim
(Kim vd. [5])

Maksimum ivmenin 0.1 g olduğu durum için deney süresi boyunca duvarın atalet kuvveti ile dinamik itki bileşenlerinin hesaplanan ve ölçülen değerleri arasında 180° 'lık bir faz farkı mevcuttur. Maksimum ivmenin 0.2 g olduğu durumda ise aşırı boşluk basıncının artmasına karşın, ölçülen ve hesaplanan dinamik itkinin çalkantı bileşenleri

ile duvarın atalet kuvveti arasındaki faz farkı 180° 'den 0° 'e kadar değişmektedir (Şekil 2.61).



Şekil 2.61 Atalet kuvveti ile dinamik itkinin değerleri arasındaki faz ilişkisi
(Kim vd. [5])

Aşırı boşluk basınç oranının 0.4-0.5'ten büyük olduğu durum için duvarın atalet kuvvetindeki artış ile modelin ölçülen ve hesaplanan dinamik itme kuvvetleri de artmakta iken oranın 0.4-0.5'ten küçük olduğu durum için ise her iki kuvvet azalmaktadır. Modelde geri dolgunun sıvılaşmasından sonra, ölçülen ve hesaplanan dinamik itkilerin maksimum büyüklükleri sırasıyla 35 ve 50 N'dur. Buna karşın Mononobe-Okabe yöntemi ile hesaplanan dinamik itki kuvveti 160 N değerinde olup ölçülen değer yaklaşık 4.5 katı kadardır. Bununla birlikte çıkarılan sonuçlara göre, Mononobe-Okabe yöntemi dinamik itme kuvveti ile duvarın atalet kuvveti arasındaki faz ilişkisini tam olarak açıklayamamakta ve yüksek aşırı boşluk basıncında dinamik itkiyi 4.5 kat kadar fazla tahmin etmektedir. Yine elde edilen sonuçlara bakıldığında, harmonik salınım etkisinde olan küçük ölçekli birinci seri deneylerde, modelin rıhtım duvarlarının arkasında etkin olan dinamik itkiyi tamamıyla tahmin edebildiği, ikinci seri

deneylerde ise deprem yükü etkisinde dinamik itkinin sayısal olarak tahmin edilebildiği doğrulanmıştır. Ayrıca elde edilen bu itkiye ait büyüklük ve faz değişimlerinin aşırı boşluk suyu basıncı ile ivmeden etkilendiği tespit edilmiştir.

Kohama vd. [6]

Kohama vd. [6] bu çalışmada rıhtım duvarlarının dinamik davranışı üzerinde temel zemininin özelliklerini araştırmışlardır. 1995 Hyogo-ken Nambu depremine benzer depremlerde birçok ağırlık tipi rıhtım duvarı hasar görmüştür. Performansa dayalı sismik tasarım prosedürleri son dönemlerde Japonya'da liman yapılarının tasarım alanında sıklıkla uygulanmıştır. Ağırlık tipi rıhtım duvarlarının sismik performansı, yapının arkasındaki dolgu ve tabanındaki zemin arasındaki etkileşimden etkilenmiştir.

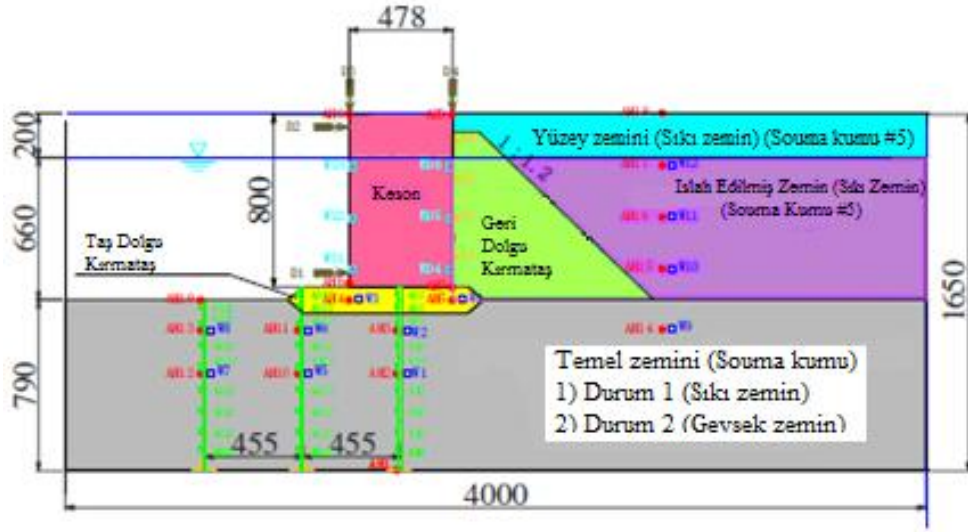
Çalışmada keson tipi rıhtım duvarları üzerinde yürütülen model deneyler, temel zemininin gerilme dağılımı ve kalıcı rıhtım deformasyonu arasındaki ilişkiyi ve temel zemini frekans karakteristikleri ile rıhtımın dinamik davranışı arasındaki ilişkiyi değerlendirmek amacıyla gerçekleştirilmiştir.

İki farklı durum için ölçeği 1/12.5 olan sarsma tablası deneyleri (1g) uygulanmıştır. Durumlardan birinde temel kumu sıkı iken diğer durumda gevşektir. Model deneylerin gözlemlenmesi sonucunda, rıhtım deformasyonunun büyük ölçüde temel zemini özelliklerine bağlı olduğu tespit edilmiştir. Kayma sırasında keson tipi rıhtım deformasyonu keson tabanı ile taş dolgu arasındaki sınır bölgede oluşmamıştır ancak kayma gerilmesi nedeniyle temel zemininde meydana gelmiştir. Keson tip rıhtım duvarlarına ait deformasyon miktarı yaklaşık olarak temel zemini ve taş dolgudaki toplam kayma deformasyonuna eşit bulunmuştur. Keson tipi rıhtımların titreşim özellikleri temel zemininin sismik karakteristikleri ve sinüzoidal dalga salınımindan etkilenmiştir.

Bu çalışmada büyük sarsma tablası kullanılmıştır. Keson tipi rıhtım duvarı 1/12.5 ölçekli model kullanılarak modellenmiştir. Prototip rıhtım duvarlarının keson yüksekliği 10 m'dir. Şekil 2.62 derinliği 1.5 m olan tankın enkesit ve ölçüm cihazlarının yerleşimini göstermektedir. Model, keson, geri dolgu taşı, geri dolgu zemini, taş dolgu ve temel zemininden meydana gelmiştir. Keson 800 mm yüksekliğinde ve 478 mm genişliğinde alüminyum boş kutudan yapılmıştır. Toplam yoğunluğu kesona doldurulan kum ile kontrol edilmiştir. Hazırlanan 3 adet keson bir sıra halinde temel zemini üzerine

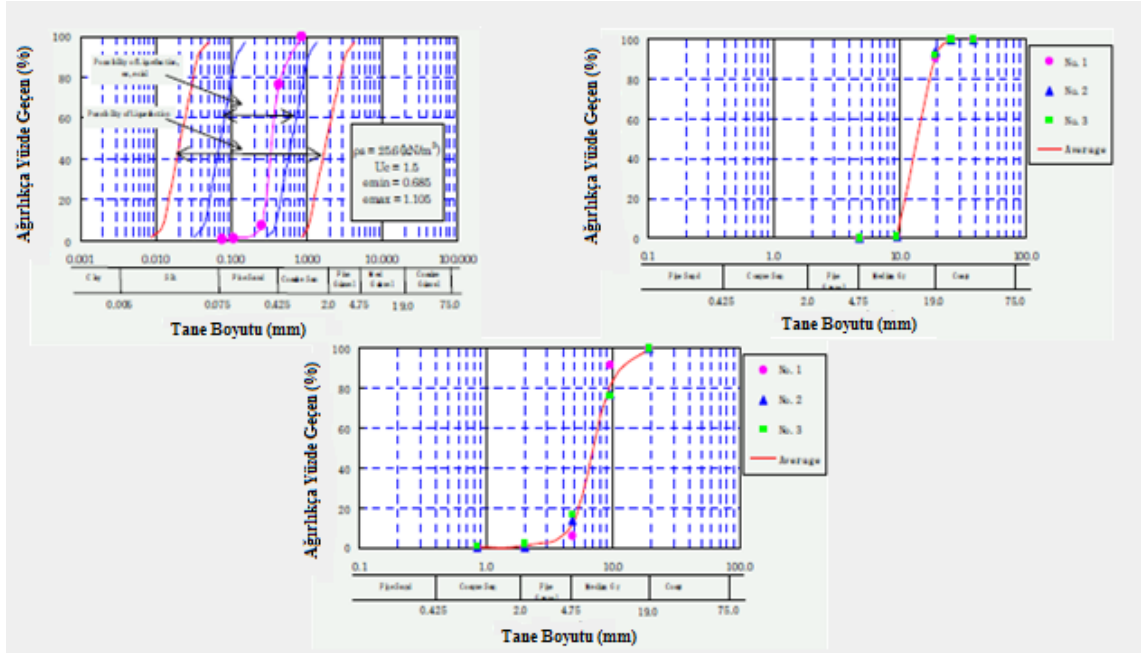
dizilmiştir. Ölçüm cihazları keson üzerindeki ivme ve toprak basıncını ölçmek amacıyla yalnızca keson merkezine yerleştirilmiştir.

Birbirlerine mafsallarla bağlanan akrilik plakalar deplasman dağılımını ölçmek için temel zeminine yerleştirilmiştir. İvme ölçerler mevcut eğimi algılamak için plakalar üzerine yerleştirilmiştir. Deplasman dağılımı da bu verilerin model tabanından yüzeye kadar integrasyonunun alınması ile elde edilebilmiştir. Zemin deformasyonunu gözlemlemek amacıyla konteyner gözlem pencerelerinin akrilik yan duvarlarına yaklaşık 100 adet işaretleme yapılmıştır.



Şekil 2.62 Model rıhtım duvarı ve ölçüm cihazları düzeni (Kohama vd. [6])

Şekil 2.63'te deneyde kullanılan taş ve silisli kuma ait tane boyutu dağılımı verilmiştir. Geri dolgu zemini kumdan oluşurken taş dolgu ve geri dolgu taşı kırmataştan meydana gelmiştir. Geri dolgu zemini tokmaklama yöntemi ile sıkıştırılmış ve sarsma sırasında sıvılaşma oluşmamıştır. Temel zeminin sıklığı zemin etkilerini araştırmak üzere kontrol edilmiştir.



Şekil 2.63 Kum ve taş ait tane boyutu dağılımı (Kohama vd. [6])

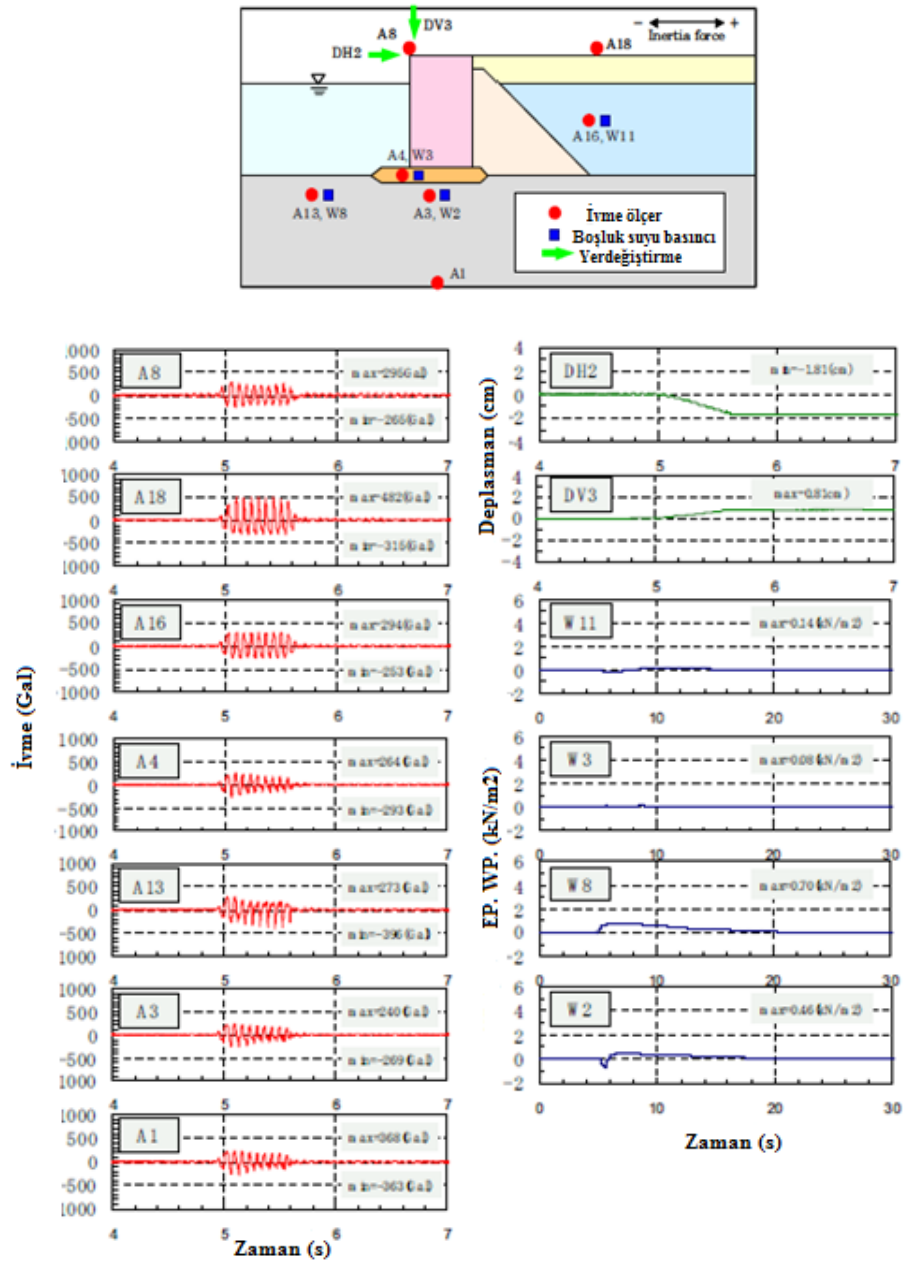
Gerçekleştirilen deneylerde sinüzoidal dalgalar, model girdi hareketlerinde ağırlık tipi rıhtım duvarlarının frekans karakteristiklerini açıklamak amacıyla 10-40 Hz frekans değerinde olacak şekilde bir çevrimde 10 kez tekrarlanmıştır. Her durumda model rıhtım, 40 Hz'ten 10 Hz'e kadar ardışık 6 adet sinüzoidal dalgaya tabi tutulmuştur. Bu dalgalar prototipte benzerlik kuralına dayanarak 1.5-6 Hz'e karşılık gelmektedir. Girdi hareketi yalnızca yatay bileşene sahip ve hedef büyüklük 200 Gal'dir.

15 Hz frekanslı 2. durumun zamansal değişimi Şekil 2.64'te deney sonuçlarına örnek olarak gösterilmiştir. Keson batmış ve sarsma sırasında denize doğru yer değiştirmiştir. Kalıcı yatay ve düşey yerdeğiştirmeler sırasıyla yaklaşık olarak 1.8 cm ve 0.8 cm'dir. Aşırı boşluk suyu basıncı model zemininde oluşmuş ancak miktarı büyük değildir. İvme genlikleri ivme ölçerlerin yerleşimine bağlı olarak farklılık göstermiştir.

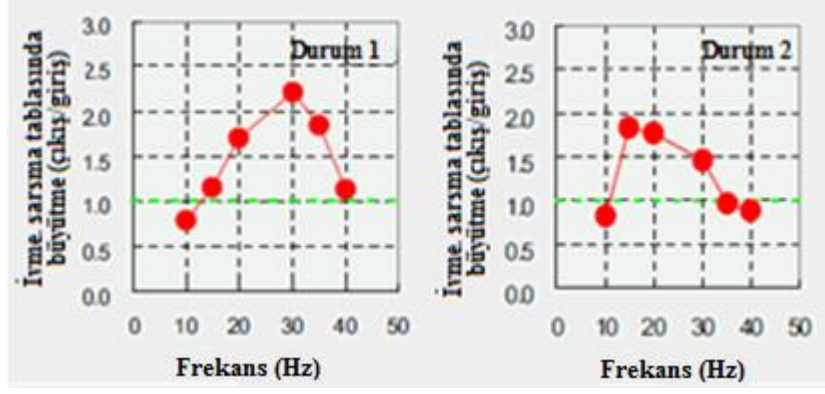
Sarsma frekansı ile ivmenin 1. durum ve 2. durumdaki büyütme faktörü arasındaki ilişkileri incelendiğinde sıkı zeminin etkin frekansı 1. durumda yaklaşık 15 Hz olarak tespit edilmiştir. Keson ve geri dolgunun doğal frekansı ise 10 Hz'ten küçüktür. Modelin diğer kısımlarında büyük ivme değerleri gözlenmemiştir. 2. durum için temel zeminin gevşek olduğu koşullarda ivme genliğine ait etkili bir frekans değeri yoktur ve bu da temel zemini ve geri dolgu doğal frekanslarının 10 Hz'ten daha küçük olduğunu göstermektedir. 10 Hz frekans değerinde kesonun büyütme faktörü 2. durumda 1.

duruma göre daha küçüktür. Ayrıca gevşek zemin üzerindeki kesonun doğal frekansı da sıkı zemin üzerindeki kesonun doğal frekansından daha küçük elde edilmiştir.

Deneylerde girdi hareketinin hedef genlik değeri 200 Gal'dir ancak gerçek genlik sarsma frekansına bağlı olarak değişmiştir (Şekil 2.65). Rıhtım duvarının büyük olan kütlesi ve doğrusal olmayan zemin deformasyonu sebebiyle sarsma tablasının kontrolü frekansın 15-35 Hz değer aralığında çok iyi çalışmamıştır. 1. durum için frekans 30 Hz iken sarsma tablasında ivme genliği 450 Gal'e ulaşmıştır.



Şekil 2.64 Gevşek zemin durumunda 15 Hz frekansın zamansal değişimi
(Kohama vd. [6])



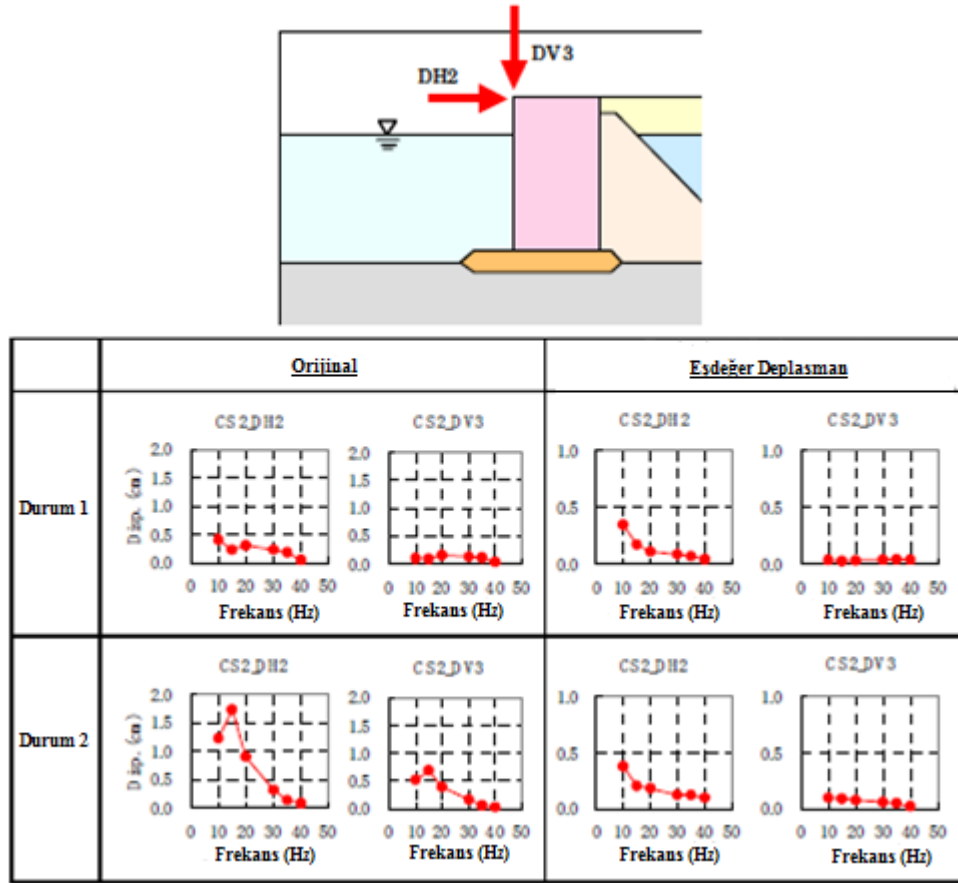
Şekil 2.65 Sarsma frekansı ve ivme büyütme faktörü arasındaki ilişki
(Kohama vd. [6])

Sarsma frekansına karşılık zeminde oluşan maksimum aşırı boşluk suyu basıncının değişimi incelendiğinde kesonun hemen altındaki zemin ve geri dolguda her iki durum için de (1. ve 2. durum) yok denecek kadar az aşırı boşluk suyu basıncının mevcut olduğu görülmüştür. Kesonun hemen altındaki zeminin, boşluk basıncının artmamasıyla ilişkili olarak keson ağırlığından ve başlangıç kayma gerilmesinden etkilendiği görülmüştür.

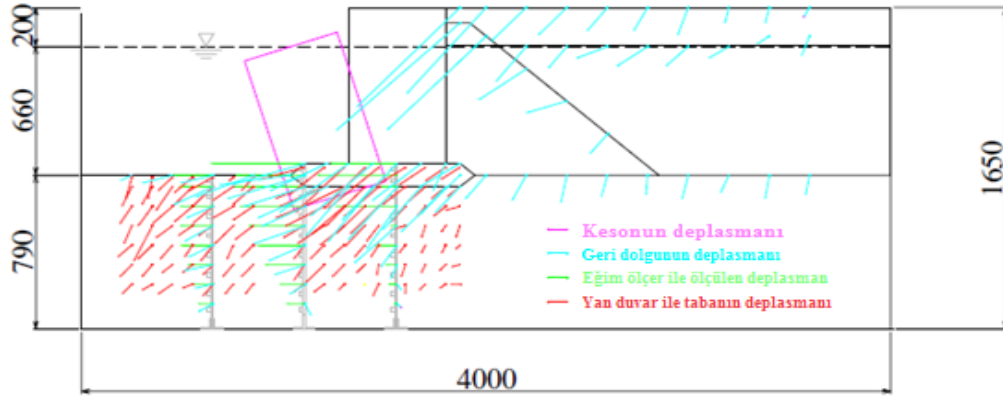
Sırasıyla sıkı (1.durum) ve gevşek (2. durum) temel zemini koşullarında keson önünde yer alan zeminin yüksek ve düşük aşırı boşluk suyu basıncı oluşmaktadır. Diğer yandan, aşırı boşluk suyu basınç oranı her iki durumda da 1.0'e ulaşmamıştır. Aşırı boşluk suyu basıncı zeminde oluştuğunda zeminin sıklığı çevresel basınçtaki düşüğe bağlı olarak azalmaktadır. Boşluk basıncının artma sürecinde zeminin doğal frekansı da azalmaktadır.

Şekil 2.66 küçük frekans aralığında kesonun kalıcı deplasmanlarının 2. durumda 1. duruma göre daha büyük olduğu görülmektedir. Düşük frekans aralığı için sarsma süresi yüksek frekans aralığına göre daha uzundur. Buna ilaveten, sarsma tablasındaki ivme genliği girdi frekansına bağlı olarak değişmektedir (Şekil 2.65). Şekil 2.66 aynı zamanda eşdeğer deplasmanların süre ve genlikle ilişkili olduğunu göstermektedir. 200 Gal ivme ve 0.25 s süreli kayıtlarda ölçülen yerdeğiştirmelerin doğrusal olduğu tespit edilmiştir. 10 Hz frekans değerinde elde edilen deplasman ise her iki koşul etkisinde (sıkı ve gevşek zemin) ve farklı sarsma frekansları arasında görülen en büyük deplasmandır. Sonuç olarak küçük frekansın rıhtım duvarı üzerinde duvarın dinamik titreşim özelliklerine bağlı olarak önemli etkisinin olduğu söylenebilmektedir.

Şekil 2.67, sarsma sonrasında 2. durum sonundaki 40 Hz'ten 10 Hz'e kadar olan kalıcı deplasman dağılımını göstermektedir. Zemin merkezine ve yan duvarlara yerleştirilen cihazlar ile sırasıyla sarsma tablasında drenaj yapıldıktan sonra ve model rıhtımın hareketi sırasında profil ölçülmüştür. Zeminin büyük deplasmanları kesonun alt ve arka kısımlarında yoğunlaşmıştır. 2. durumda temel zemini gevşek olup sarsma sırasında suya batmıştır. Eğim ölçer ile görüldüğü üzere, temel zemin tabanı büyük ölçüde yer değiştirmemiştir. Model rıhtım duvarının deplasmanı temel zemini ve taş dolgudaki toplam kayma deformasyonuna yaklaşık olarak eşittir. Kayma sırasında keson tipi rıhtımın deformasyonunun, keson tabanı ile taş dolgu arasındaki sınır bölgede oluşmadığı ancak kayma gerilmesi nedeniyle temel zemininde meydana geldiği görülmüştür.



Şekil 2.66 Kesonun kalıcı deplasmanı ve sarsma frekansı arasındaki ilişki
(Kohama vd. [6])



Şekil 2.67 Model rıhtım duvarının kalıcı deformasyonu (Kohama vd. [6])

1. ve 2. durum için temel zeminindeki kayma gerilmesi dağılımı incelendiğinde ise kayma deformasyonunun kesonun topuğu altındaki zeminde yoğunlaştığı belirlenmiştir. Sıkı zemin varlığında zeminin kayma deformasyonu, 2. durumda 1. durumdan daha büyük elde edilmiştir.

Ağırlık tipi rıhtım duvarlarının deprem sırasındaki dinamik davranışı deneysel olarak araştırılmış ve geri dolgu sıvılaşmasına bağlı olarak rıhtım duvarının hasar mekanizması açıklanmıştır. Yapılan çalışma sonucunda araştırmacı belirtilen şu sonuçları gözlemlemiştir.

Ağırlık tipi rıhtım duvarlarının titreşim özellikleri model deneyler sonucunda belirlenmiştir. Keson ve temel zemininin doğal frekansları gevşek zemin koşullarında sıkı zemin koşullarına göre daha küçük elde edilmiştir.

Deneyler farklı frekans değerlerinde gerçekleştirilmiş ve 10 Hz'te elde edilen kalıcı deplasman değeri bu deneyler arasında elde edilen maksimum deplasman değeridir. Ayrıca küçük frekans değerleri ağırlık tipi rıhtım duvarı üzerinde daha çok etkilidir. Bu frekansa bağlı rıhtım deformasyonu, frekans ve etkin kuvvetler arasındaki ilişkiden etkilenmekte olup, küçük sarsma frekanslarında keson üzerinde daha büyük etkin kuvvetler elde edilmektedir. Tüm rıhtım duvarının titreşim özellikleri duvar veya zeminden bağımsız etkilerin tersine deformasyon özelliklerini etkilemektedir.

Zeminin büyük yerdeğiştirmeleri kesonun alt ve arka bölgelerinde yoğunlaşmakta ancak kayma ya da kesme hattı olmak üzere kesin bir sınırı mevcut değildir. Model rıhtım duvarının deplasmanı yaklaşık olarak temel zemini ve taş dolgudaki toplam kayma

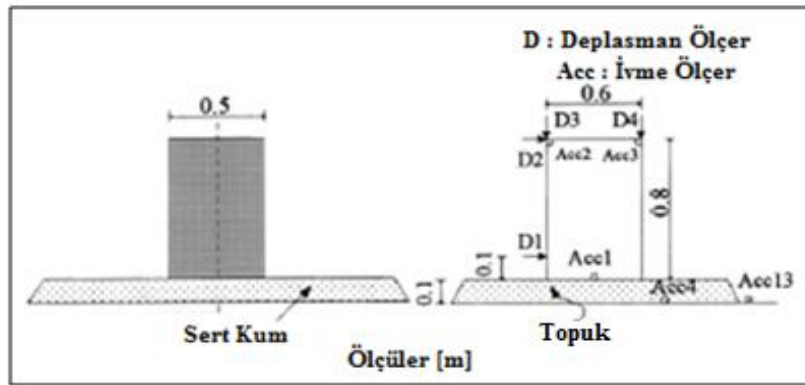
deformasyonuna eşittir. Ayrıca keson tabanı ve taş dolgu arasındaki sınırdaki kayma meydana gelmemektedir.

Mohajeri vd. [7]

Mohajeri vd. [7] keson tipi rıhtım duvarlarında ve dalgakıranlarda deprem hareketleri nedeniyle oluşan kayma deplasmanlarını araştırmak üzere iki seri sarsma tablası deneyi yapmışlardır. Birinci grup deneylerde ağırlık tipi keson duvarı modeline yatay gerilme kuvveti uygulanarak, farklı genliklerde 20 adet sinüzoidal çevrim girdi ivmesi olarak test edilmiştir. İkinci grup deneylerde ise üç adet keson tipi kompozit dalgakıranlar farklı su seviyelerinde test edilmiş ve Hachinohe ve Ofunato limanında gözlenen deprem kayıtları girdi hareketi olarak kullanılmıştır.

Mevcut araştırmalara girdi verisi sağlamak üzere yapılan iki seri sarsma tablası deneyi hem [POINT]'te hem de [PARI]'de birinci ve ikinci grup deneyler için ayrı ayrı olmak üzere dairesel sarsma tablaları kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Sarsma tablalarının çapları 6 metre olup 1.8 metre derinliğinde su ile dolu olan tanklara yerleştirilmişlerdir.

Birinci grup deneyler, model kesonun kayma hareketinde sarsma etkisini küçültmek amacıyla ağırlık tipi keson duvarlarının sert kum dolgu tabakası üzerine yerleştirilerek model geri dolgu ve keson üzerinde hidrodinamik basınç için yatayda 2,000N'luk gerilme kuvvetinin kesona uygulandığı deneylerdir (Şekil 2.68).



Şekil 2.68 Birinci grup deney düzeneği (Mohajeri vd. [7])

Bu deneylerde yirmi adet sinüzoidal çevrim girdi ivmesi olarak dikkate alınmış ve farklı koşullarda farklı genlikler denenmiştir (Çizelge 2.16).

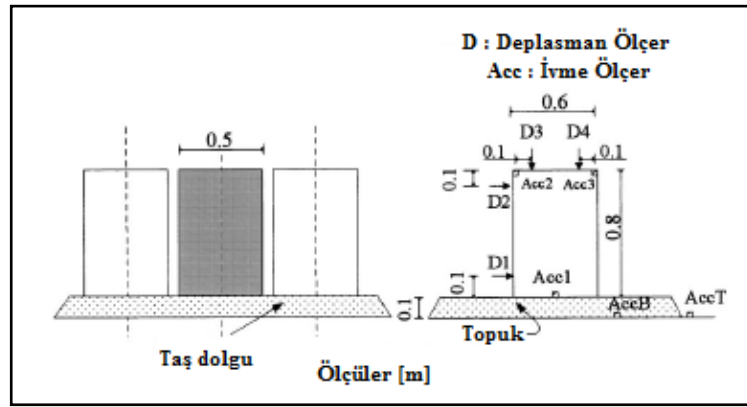
Çizelge 2.16 Birinci grup sarsma tablası deney listesi (Mohajeri vd. [7])

Durum	Maksimum İvme (m ² /s)	Gerilme Kuvvetinin Temelden Uzaklığı (m)	Gerilme Kuvveti (N)
1-1	1.00	0.10	2.000
1-2	1.25	0.10	2.000
1-3	1.50	0.10	2.000
1-4	1.75	0.10	2.000
1-5	2.00	0.10	2.000
1-6	2.25	0.10	2.000
1-7	2.50	0.10	2.000
1-8	2.75	0.10	2.000
2-1	1.50	0.25	2.000
2-2	1.75	0.25	2.000
2-3	2.00	0.25	2.000
2-4	2.25	0.25	2.000
2-5	2.50	0.25	2.000
2-6	2.75	0.25	2.000
2-7	3.00	0.25	2.000

Birinci grup deneyler için girdi hareketi olarak harmonik sinüzoidal ivme ile birlikte 13 Hz civarında sabit frekansın seçildiği durum ideal durum olarak gözlenmiştir. Bu deneyler için sekiz test yapılmış ve test sonuçlarına göre yenilme ivmeleri tekrar hesaplanmıştır. Elde edilen farklı yenilme ivmeleri kullanılarak deneme yanılma ile kalıcı yatay yerdeğiştirmeler hesaplanmıştır. "Kritik ivme değerinin pik ivmeye oranı" yedi koşul için de 0.7 ile 0.9 arasında bulunmuş ve tekrar hesaplanan yenilme ivmelerinin tüm durumlarda kritik değerden yaklaşık %50 oranla, pik değerden ise yaklaşık %40 oranla daha küçük olduğu görülmüştür. Sonuçlar, yatay yerdeğiştirme eğiliminin başladığı ve yatay yerdeğiştirmenin gerçekleştiği sırada yenilme ivmesinin

sabit bir değere sahip olmadığını ve kayma başladıktan hemen sonra azaldığını ve deplasman analizi esnasında tek değerli yenilme ivmesini dikkate almanın hatalı sonuçlara yol açabileceğini gösterdiği için yenilme ivmesi statik ve dinamik olarak iki farklı seviyede dikkate alınmıştır. Statik yenilme ivmesi kaymanın başlangıç anındaki sınır ivme değerine eşit olup dinamik yenilme ivmesi yatay yerdeğiştirmenin başlangıcından hemen sonraki değişim sonucunda elde edilmiştir. Statik ve kritik ivme değerleri test sonuçlarından elde edilirken dinamik ivme deneme yanılma ile bulunmuştur. Bu ivmelerle ilişkili olarak, göreceli hız kayıtlarının integrasyonu ile elde edilen kalıcı yerdeğiştirmeler test sonuçlarıyla aynı çıktığında dinamik ivmenin deneme işlemi sonlandırılmış ve statik ivmeden %25-50 daha küçük olan dinamik ivme elde edilmiştir.

İkinci grup deneyler ise daha gerçekçi deney koşullarını sağlamak amacıyla taş dolgu üzerine üç adet keson tipi kompozit dalgakıranın yerleştirildiği ve deneylerin su seviyesinin dolgu altında (dolgu kuru iken), dolgunun tepe noktasında (dolgu suya doygun), keson yüksekliğinin yarısında ve kesonun tepe noktasında olmak üzere 4 farklı su seviyesinde gerçekleştirildiği deneylerdir (Şekil 2.69).



Şekil 2.69 İkinci grup deney düzeneği (Mohajeri vd. [7])

Bu deneylerde iki adet deprem kaydı (Hachinohe ve Ofunato limanlarında ölçülen) girdi hareketi olarak kullanılmıştır ve aynı zamanda kuru koşulda sistemin rezonans frekansı hakkında fikir edinebilmek amacıyla tarama testi de yapılmıştır. Deneyler her koşulda 1 m/s² ivme değerine sahip titreşimler ile başlatılmış ve net bir yatay deplasman elde edinceye kadar 2, 3, 4, 5 ve 6 m/s² gibi daha yüksek pik ivme değerleriyle tekrarlanmıştır. Deneylerde yatay yerdeğiştirmenin başladığı anı belirlemenin imkansız olduğu görülmüş ve sonuçlar başlangıç sarsıntısının düşey deplasmana sebep olduğunu

ortaya çıkarmıştır. Daha sonra dolgu üzerindeki keson salınım hareketi yapmaya başlamış ve başlangıç sarsıntısını takiben yataydaki ilk büyük yatay yerdeğiştirme oluşmuştur. Kaymanın üzerinde açisal rezonans etkisi araştırıldığında ise, girdi hareketinin frekansı keson duvarının açisal frekansına eşit olduğunda salınım hareketi başlamakta ve yatay deplasman oluşmaktadır. Ayrıca sistemin yataydaki rezonans frekansını bulmak için tarama testi de yapılmış ve 10-11 Hz civarında rezonansın başladığı görülmüştür. 0.5 saniyelik zaman aralıklarına karşılık ivme ve frekans kayıtları incelenmiş ve sarsıntının başladığı, bittiği ve de yatay yerdeğiştirmenin başladığı bölgeler belirlenerek kaymanın büyük ivmelerle birlikte değil yalnızca salınım hareketinin başlamasıyla oluştuğu anlaşılmıştır. Test sonuçları üzerindeki analitik çalışmaya göre;

İvme belirli sınır değeri geçtiği anda yatay deformasyon başlamakta olup bu limit veya yenilme ivmesi değerleri klasik kayan blok tanımından farklıdır. Bu sebeple klasik yenilme ivmesine düzeltme faktörü uygulanması gerekmektedir. Kalıcı yatay deplasmanların belirlenmesindeki diğer önemli bir parametre ise taş dolgu ile keson duvarları arasındaki sürtünme kuvvetidir. Bu analiz çalışmasında sekizi Ofunato, sekizi de Hachinohe'de olmak üzere yapılan onaltı adet sarsma tablası deneylerinde statik ve yenilme ivmeleri olarak iki farklı seviyedeki ivmeler dikkate alınmıştır. Analizlerde düzeltme faktörleri $\alpha=0.7$ ve $\beta=0.9$ olarak alınarak statik ve dinamik yenilme ivmeleri sırasıyla 0.90 m/s^2 ile 0.80 m/s^2 değerlerinde bulunmuştur. Analiz sonuçlarının test sonuçları ile tam olarak aynı olmaması ise çalışmada sabit olarak dikkate alınan ancak sarsma esnasında değişken olan dinamik yenilme ivmesinden kaynaklanmaktadır. Ayrıca analiz sonuçlarına göre Hachinohe ve Ofunato kayıtlarında 0.015 m ile 0.008 m arasında kalıcı deplasmanlar gözlenmişken, klasik yöntemde sıfır deplasman sonucu elde edilmiştir.

Deney ve analiz sonuçlarına göre şu sonuçlar elde edilmiştir.

Pik sinüzoidal ivme arttıkça benzer şekilde kritik ivme değeri de artmıştır. Bununla birlikte yedi durum için "kritik ivme-pik ivme" oranı birbirine oldukça yakın bulunmuştur.

Yatay yerdeğiştirme eğiliminin başladığı sıradaki ve kaymanın gerçekleştiği esnadaki yenilme ivmesi değerleri sabit değildir ve yenilme ivmesi yerdeğiştirme başladıktan

hemen sonra azalmaktadır. Bu sebeple statik ve dinamik olmak üzere iki farklı seviyedeki yenilme ivmesi dikkate alınmıştır.

Girdi hareketinin frekansı ve girdi ivmesinin genliği olmak üzere en az iki adet parametrenin kombinasyonu ile yatay deplasmanın başlangıç anı belirlenebilmiştir.

Klasik yenilme ivmesine ($\alpha < 1$) düzeltme katsayısının uygulanması ile statik yenilme ivmesi bulunmakta iken; statik yenilme ivmesine de ($\beta < 1$) düzeltme katsayısı uygulanması ile dinamik yenilme ivmesi elde edilmektedir.

Hemen hemen tüm değiştirilmiş (düzenlenmiş) analiz sonuçları, ölçülmüş kalıcı deplasmanlara yakın sonuçlar vermiş iken klasik analiz sonuçları ise neredeyse hiç deplasman olmadığını (sıfır deplasman) göstermektedir. Bu sebeple klasik tek değerli yenilme ivmesi kabulü hatalı sonuçlara yol açabilmektedir.

Prasad ve diğ. [8]

Prasad vd. [8] zemin dinamiğinde farklı parametrelerin etkisini anlamak amacıyla göçme süreci ile eşdeğer olacak şekilde model deneyler gerçekleştirmişlerdir. Prototip davranışının karmaşık ve anlaşılması güç olduğunda bu model deneyler problemin fiziğini açıklamaktadır. Gerçekleştirilen model deneylerde, prototipteki problemin sınır koşulları genellikle küçük ölçekli bir model içinde üretilmiştir. Model deneyler, dünyanın yerçekimi etkisinde olanlar (ki bu deneyler sarsma tablası deneyleri olarak bilinmektedir) ve yüksek yerçekimi alanı etkisinde olanlar (santrifüj deneyleri) olmak üzere ikiye ayrılmaktadır. Her iki model deneyleri de belirli avantaj ve sınır değerlere sahiptir. Sarsma tablası deneyleri yüksek genlikte kolay kontrol edilebilme, çok eksenli girdi hareketlerinin uygulanabilmesi ve kolay deneysel ölçümlerin yapılması gibi avantajlara sahiptir. Eğer deneyin amacı sayısal modeli doğrulamak veya temel göçme mekanizmasını anlamak ise modele ait bu avantajlar sarsma tablası kullanımını doğrulamaktadır.

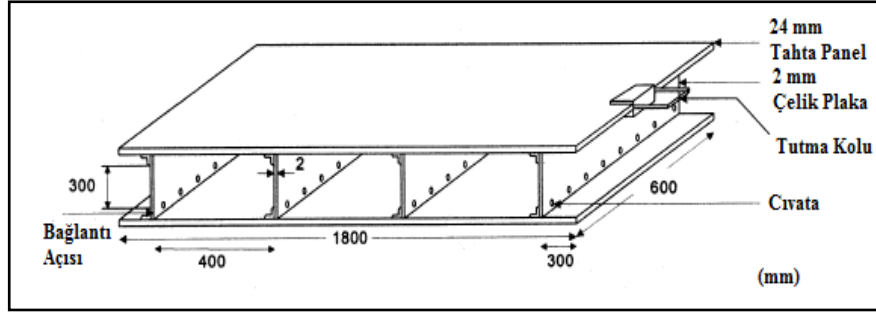
Sarsma tablası deneyleri ile sınılaşma, deprem sonrası zemin oturmaları, temel davranışları ve yanal toprak basıncının değişimi belirlenebilmektedir. Sarsma tablası deneylerinde, sırasıyla zemin yerleştirilmiş, sıkıştırılmış ve ölçüm cihazları yerleştirilmiştir. Yüksek yerçekimi gerilmeleri sarsma tablası deneyinde üretilmemektedir. Yüksek normal gerilmeler model hazırlıkları sırasında tanımlanan derinliklerde zeminin çok gevşek bir şekilde yerleştirilmesiyle elde edilmiştir. Verdugo

ve Ishihara [51]'nın Toyoura kumu ile yaptıkları üç eksenli drenajsız deney sonuçları düşük çevresel basınçları çekme davranışının zeminin gevşek yerleşiminden elde edildiğini göstermiştir. Küçük ölçekli modelin sarsma tablası deneylerinde prototipe karşı gelen gerilme deformasyon ölçek oranları zeminin gerilme deformasyon davranışına bağlı olmasından dolayı sağlanmaktadır. Bu yüzden model deneyler, küçük prototip deneyleri olarak dikkate alınmıştır.

Göçme mekanizması ve toprak yapılarının davranışını anlamak amacı ile sarsma tablası deneyleri kullanarak birçok çalışma yapıldığı rapor edilmiştir. Koga ve Matsuo [52] kum zemine kurulmuş küçük ölçekli sedde modelleri üzerinde sarsma tablası deneyleri uygulamışlardır. Bu çalışmaları ile ivme ve boşluk suyu basıncı kayıtlarını kullanarak temel zeminin çevrimsel gerilme-deformasyon davranışını incelemiştir. Kokusho [53] sıvılaşmış zeminlerde akma yenilmesi mekanizmasını anlamak için 1g sarsma tablası deneylerinin kullanımını açıklamıştır. Aynı zamanda sıvılaşma sırasındaki yanıl akım mekanizmasını anlamak ve geliştirmek için sarsma tablası deneylerini de içeren yerinde zemin çalışmaları ve çevrimsel basit kesme deneyleri ile tekrarlı deneyler yapmıştır. Orense vd. [54] zemin sıvılaşması sırasında gömülü yapıların davranışlarının anlaşılmasında 1g sarsma tablası deneylerinin kullanımını anlatmıştır. Aynı zamanda farklı araştırmacılara ait gömülü yapıların davranışı hakkındaki sarsma tablası deney sonuçlarını yeniden gözden geçirmişlerdir ve çakıl drenaj kullanarak sıvılaşma göçmesine karşı önlem almışlardır.

Gerçek deprem verilerini yeniden üretmek amacıyla 6. dereceden serbest sarsma tablası kullanılmaktadır. Oldukça karmaşık ve pahalı olan bu elektro hidrolik sistem yüksek bakım ve işletim maliyeti gerektirmektedir. Diğer yandan toprak yapılarının davranış ve göçme mekanizması durumunda tek serbestlik derecesi olan sarsma tablası deneylerinin yeterli olduğu belirtilmiştir. Sarsma tablası için tahrik mekanizmasının maliyeti taşıma kapasitesi arttıkça katlanarak artış göstermektedir. Bu faktörler dikkate alındığında manüel sarsma tablası tasarlanarak kurulması önerilmiştir.

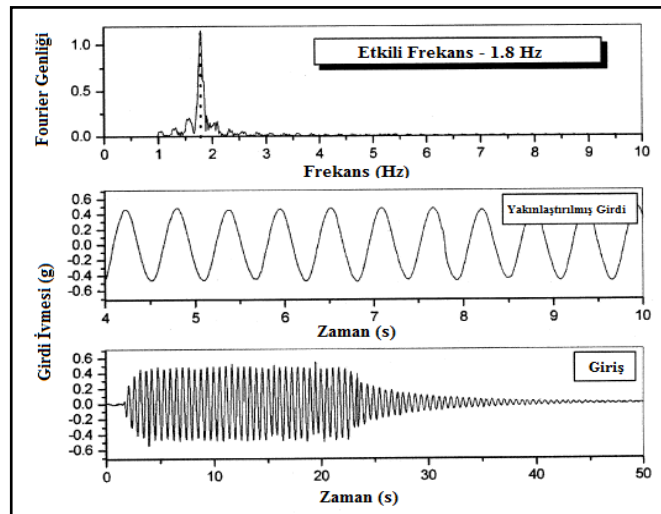
Manüel sarsma tablası iki adet tahta panel ile aralarındaki çelik profilden oluşmaktadır. Plakaların yükseklik ve sayısı, düşük efor ile sarsma oluşturabilen rijit platform elde edebilmek için tasarlanmıştır. İki adet tahta panelin genişliği 600 mm, 1800 mm uzunlukta olup üzerine konteyner yerleştirmek amacı ile bu iki panelden bir tanesi temel diğeri ise platform görevi görmektedir (Şekil 2.70).



Şekil 2.70 Manuel sarsma tablasının şematik görünümü (Prasad vd. [8])

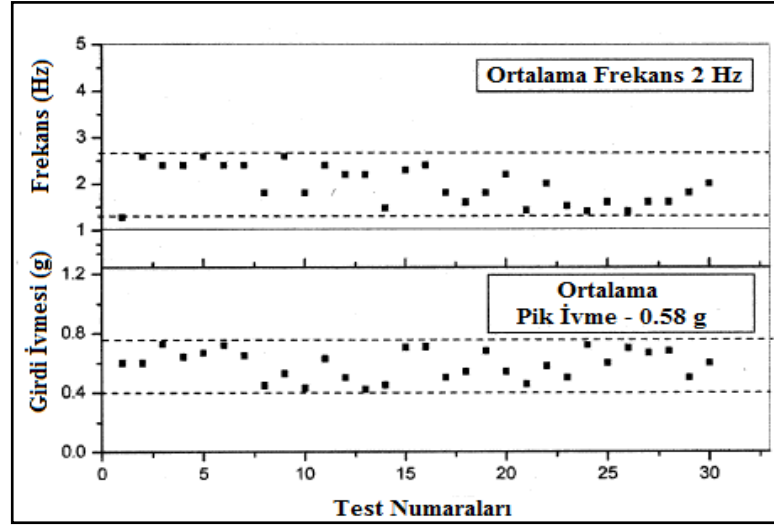
Manüel kuvveti uygulamak için üst panelin kenarında tutma yeri yapılmıştır. Sarsma tablası boylamasına harmonik sinüzoidal sarsma uygulamak için tasarlanmıştır. Geçmişten gelen deprem kayıtlarına göre, çeşitli hasarlara sebep olan depremlerin çoğunda etkin frekans 1-2 Hz arasında değişmektedir ve pik ortalama ivme genliği 0.5 g civarındadır. Bu nedenle sarsma tablası 0.5 g ivme değerı ile birlikte 2 Hz civarındaki titreşim yaratmak üzere tasarlanmıştır. Aynı zamanda model 7 kN'luk tam taşıma kapasitesine maruz kaldığında, sarsmanın bu büyüklüğu model zeminini sıvılaştırmak için gereklidir. Ortalama tek genlik deplasmanı 25 mm olarak bulunmuştur. Bu sarsma tablasının en iyi özelliği, sistem tam taşıma kapasitesindeyken 80 N'luk sarsma düzenine gerek duymasıdır.

Yapılan bir deneyde sarsma tablasına ait girdi ivmesinin zamana ve frekansına karşılık değişimleri elde edilmiştir. Zamana karşılık girdi ivmesinin grafiğine göre, girdi ivmesi harmonik sinüzoidaldir ve 5 kN'luk taşıma kapasitesinde etkin frekans 1.8 Hz olarak bulunmuştur (Şekil 2.71).



Şekil 2.71 Tipik girdi ivmesi ve onun frekans bileşenleri (Prasad vd. [8])

Yaklaşık 30 teste göre girdi ivmesinin pik ortalama genliği ve girdi frekansına ait aralık belirlenmiş ve ortalama frekans ile ortalama girdi ivmesi sırasıyla 2 Hz ve 0.58 g'dir (Şekil 2.72)



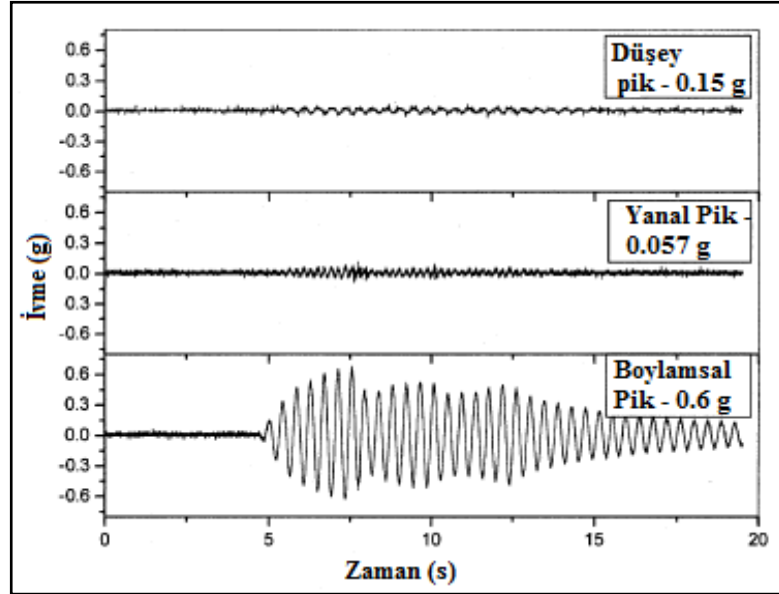
Şekil 2.72 Test sayıları (Prasad vd. [8])

Sistemin doğal frekansı üzerindeki kütle etkilerini anlamak için farklı kütleler ile deneyler gerçekleştirilmiştir. Model zemininin yüksekliği farklı kütleleri uygulayabilmek için değişiklik göstermektedir. İvme ölçer girdi ivmesini ölçmek için platform üzerine yerleştirilmiştir. Girdi ivmesinin zamana göre değişiminden sarsmaya ait etkin frekans hesaplanmaktadır. Tek serbestlik dereceli ve mafsallı sistemde teorik frekans farklı kütleler için hesaplanmaktadır. Ölçülen ve teorik frekans değerleri ise tablolastırılmıştır (Çizelge 2.17).

Çizelge 2.17 Farklı testlerdeki girdi ivmesine ait etkin frekans ve pik genlik değerleri (Prasad vd. [8])

Test No	Taşıma Yüğü (N)	Ölçülen Frekans (Hz)	Teorik Frekans (Hz)
1	4790	1.75	1.66
2	4120	2.00	1.80
3	3060	2.50	2.08
4	2070	2.70	2.53

Tabloya göre her iki frekans benzer şekilde sistemin kütlesi düştükçe artış göstermektedir. Model zeminin ağırlığı 2500 N'dan 5000 N'a kadar değişmekte iken göçmenin frekansı da 2.6 Hz ile 1.6 Hz arasında değişiklik göstermektedir. İvme ölçerler platform üzerinde salınım bileşenleri doğru tespit etmek amacıyla boylamsal, yanal ve düşey yönlerde yerleştirilmişlerdir. Şekil 2.73 sarsma sırasında üç yönde de ölçülen ivmeleri göstermektedir. Yatay ve düşeydeki ivme bileşenlerinin büyüklükleri boylamsal olan bileşene göre kıyaslandığında ihmal edilebilir seviyededir (Şekil 2.73).



Şekil 2.73 Üç yönde ölçülen ivmelerin zamana göre değişimleri (Prasad vd. [8])

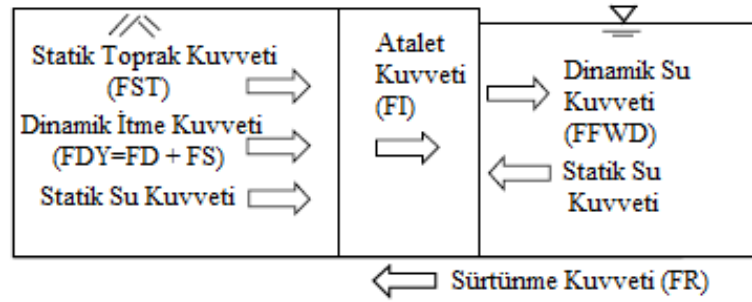
Yapılan çalışma sonrasında araştırmacılar şu sonuçları elde etmişlerdir. Mali kısıtlamalar var olduğunda, ileri teknolojiye sahip sarsma tablası elde etmek zorlaşmaktadır. Böyle durumlarda manüel sarsma tablası kullanışlıdır. Sarsma tablası 7 kN'luk taşıma kapasitesi ile birlikte 2 Hz'lik frekans ve 0.5 g'lik ivme değerinde kurulmuştur. Sarsma tablası çok eksenli, harmonik ve sinüzoidal titreşim üretmektedir. Sarsma tablasının titreşim frekansı taşıma kapasitesine bağlıdır ve 80 N civarındaki çok düşük eforun tablanın titreşimini başlatıp devam ettirmek için yeterli olduğu belirtilmiştir.

Kim vd. [9]

Kim vd. [9] deprem boyunca, geri dolgu içindeki aşırı boşluk suyu basıncından etkilenen duvar itme kuvvetinin değişimini dikkate alarak rıhtım duvarlarının sismik kayma deplasmanını öngörmek amacıyla basitleştirilmiş bir analiz yöntemi önermişlerdir. Bu yöntem rıhtım duvarlarının yerdeğiştirmelerini hesaplamak için

Newmark kayan blok kavramı ile birlikte duvar itme kuvvetine göre değişiklik gösteren farklı yenilme ivmelerini kullanmaktadır. Önerilen yöntemin uygulanabilirliğini doğrulamak için 1g yöntemi esas alınarak sarsma tablası deneyleri ile bir parametrik çalışma gerçekleştirilmiştir. Sarsma tablası deneyleri ile yöntemin duvar yerdeğişimini düzgün bir şekilde öngörebilirken parametrik çalışma ile duvar deplasman tespitinin, rıhtım duvarlarının stabilitesini belirlemede sınılaşma ihtimalinin önemli bir parçası olduğu gösterilmektedir.

Çalışmada yeni bir deplasman hesap yöntemi için, geçirimsiz zeminlerde rıhtım duvarlarının kayma hareketinin yıkılma modunu tanımladığı ve duvar deplasmanının yalnızca ileri yönde meydana gelmekte olduğu varsayılmıştır. Hesaplamalarda kullanılan Newmark Kayan Blok Yöntemi'ne göre, kayma hareketinde emniyet faktörünün 1'e eşit olduğunda, yenilme ivmesi blok ivmesinin genliği olarak tanımlandığı ve bu yenilme ivme değerini aşan zemin ivmesinin iki kez integrali alındığında blok deplasmanı hesaplanabileceği belirtilmiştir. Bu çalışmada önerilen yöntem duvara etki eden itme kuvveti, statik duvar kuvveti, atalet kuvveti (F_I) ve dinamik su kuvveti (F_{FWD}) gibi farklı itme kuvvetlerine bağlı olarak yenilme ivmesini hesaplayabilme özelliğinden dolayı önceki yöntemden ayrılmaktadır. Rıhtım duvarı üzerindeki itme kuvveti (F_{TH}) bu farklı kuvvet bileşenlerinin sonucudur (Şekil 2.74)



Şekil 2.74 Kuvvet bileşenlerinin konum ve etkiye yönleri (Kim vd. [9])

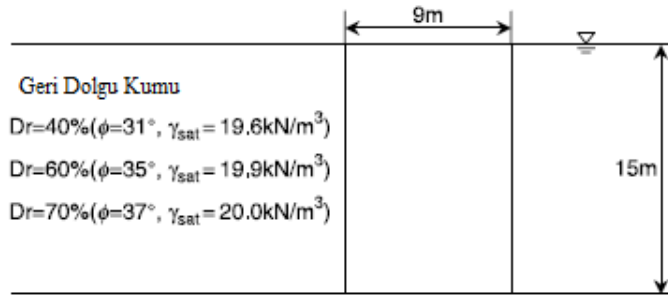
$$F_{TH} = F_I + F_{FWD} + F_{ST} + F_{DY} \quad (2.92)$$

$$F_R = c_B L + W \tan \phi_B \quad (2.93)$$

Duvarın arkasında etkin olan statik itme kuvveti sarsma başlamadan önce, dinamik itme kuvveti ise sarsma sırasında gelişmektedir. Bu çalışmada duvarın her iki yanındaki su seviyesinin aynı olduğu kabulü ile statik su kuvveti dikkate alınmamıştır. Duvarın yerdeğiştirmesi de duvar itme kuvvetinin (F_{TH}), direnç kuvvetini (F_R) aştığı zaman

başlamaktadır. Yenilme ivmesinin zamana göre değişiminin belirlenmesi için ise duvara etkiyen kuvvet bileşenlerinin zamana göre değişimleri hesaplanmalıdır. Kim vd. [9]'nin önerdikleri yöntemle göre bu kuvvet bileşenlerinin hesabı için, geri dolgu içindeki aşırı boşluk suyu basıncı ve duvar ivmesinin zamana göre değişimlerine ihtiyaç duyulmaktadır.

Yapılan parametrik çalışma, girdi parametrelerinin farklı kombinasyonları etkisindeki duvar davranışını analiz etmek için daha önceki tanımlanmış modelin kullanılması ile gerçekleştirilmiştir. Şekil 2.75 parametrik çalışma için kullanılan örnek duvarı göstermektedir. Geri dolgu ortalama tane çapı 0.10 mm'dir. Geri dolgunun permeabilite katsayısı 1.0×10^{-4} m/s iken göreceli yoğunluğu D_r ise %40, 60 ve 70 olarak değişmektedir. Temel zemini ile duvar tabanı arasındaki içsel sürtünme açısı ise 25, 30, 35 ve 40° olmak üzere farklı değerlere sahiptir. Girdi ivmesi ise 1 Hz'lik sinüs dalgasıdır ve girdi ivmesinin (a_{max}) genliği 0.072, 0.10, 0.12, 0.14, 0.15 ve 0.20 g ivme değerlerinde farklılık göstermektedir.



Şekil 2.75 Parametrik çalışmada kullanılan örnek rıhtım duvarı (Kim vd. [9])

Yenilme ivmesinin belirlenmesinde, mevcut yöntemlerde olduğu gibi aşırı boşluk suyu basıncının etkisi dikkate alınmaz ise, %40 sıklık ve $r_u=9$ olan durum için yenilme ivmesi başlangıç değerinden başka değer almamaktadır. Bu yüzden örnek rıhtım duvarı için bir önceki yöntem sıfır deplasman değeriyle hatalı sonuç vermektedir. Girdi ivmelerinin farklı kombinasyonları için son deplasman değerleri incelendiğinde ise geri dolgu %40 sıklıkta ve $a_{max}=0.072$ g iken sıvılaştığında, duvarın son deplasman değeri $\phi_B=35^\circ$ iken 9.6 cm ve $\phi_B=40^\circ$ iken 0.7 cm'dir. Diğer taraftan, 59 cm'lik duvar deplasmanı, geri dolguda sıvılaşmanın olmadığı %70 sıklık, $a_{max}=0.12$ g ve $\phi_B=25^\circ$ olan durumda oluşmaktadır. Ayrıca önerilen model ile hesaplanan yerdeğiştirmelerin içsel sürtünme açısına karşı hassas olmaları sebebiyle temel ile duvar arasındaki

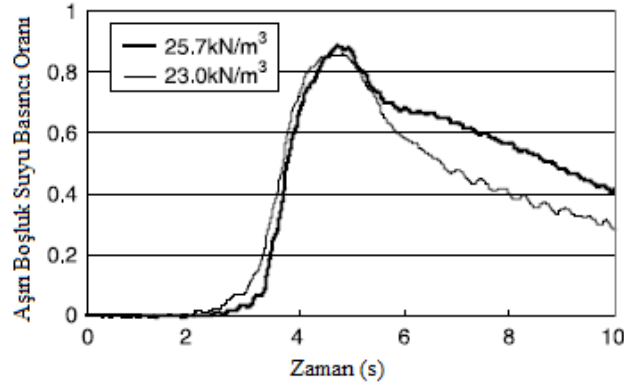
sürtünme direncinin doğru hesaplanması önemlidir. Parametrik çalışmaya göre geri dolgu sıvılaşırsa bile duvar stabil kalabilirken, sıvılaşma olmadığında duvar stabil kalmayabilir. Bu yüzden, rıhtım duvarlarının tasarımında duvar deplasman hesapları mutlaka aşırı boşluk basıncının dikkate alınması ile gerçekleştirilmelidir.

Çalışmadaki deney düzeneğine ait zemin kutusunun boyutları 194 cm uzunluk 44 cm genişlik ve 60 cm yükseklik iken model duvarın boyutları ise 17.5 cm uzunluk, 42 cm genişlik ve 26.4 cm yüksekliğindedir. Düzenekte sekiz adet su basıncı ölçer, yedi adet ivme ölçer, üç adet LVDT ve üç adet yük hücresi bulunmaktadır. Üç adet yük hücresi duvarın arkasında etkin olan itme kuvvetini ölçmek için model duvarın ana gövdesi ile arka sırtı arasına üçgen biçiminde yerleştirilmiştir. Yatay yerdeğiştirme ve duvarın eğilme açısının zamana bağlı değişimi duvar ile sabit şerit metre tip LVDT'ler arasındaki üç adet göreceli deplasman ölçerler ile elde edilmiştir. 5 Hz frekansta, sinüzoidal girdi hareketinin genliği 0.2 g'e kadar lineer olarak artmakta ve artışın son genlik değeri sonraki 5 s için korunmaktadır. Model kumu Joomoonjin kumu olup ortalama tane çapı 0.55 mm ve üniformluk katsayısı 1.37'dir. Kumun maksimum ve minimum kuru birim ağırlığı sırasıyla 16.7 ve 13.9 kN/m³ olup % 20 sıklıktaki suya doymun gevşek zemin ile elde edilmiştir. Geri dolgu zemininin içsel sürtünme açısı ve doymun birim ağırlığı sırasıyla 30° ve 18.9 kN/m³tür. Geri dolgunun permeabilite katsayısı sabit seviyeli geçirimsizlik deneyi ile 4.1×10^{-4} m/s olarak bulunmuştur. Sıkı zemin katmanı, temel zemininin ön sarsıntısı ile elde edilmekte olup zeminin sıklık değeri %90 civarında iken bu temel zemininin içsel sürtünme açısı 40°'dir. Temel zemini ile duvar temelinin içsel sürtünme açısı, çekme deneyi ile belirlenmiştir. İçsel sürtünme açısı duvar hareketinin hızı ile birlikte artmakta olup sarsma tablası deneylerindeki hız değişimi için ortalama değeri 28°'dir. Sarsma tablası deneyleri özdeş şekle sahip ancak 23.0 ve 25.7 kN/m³ olmak üzere farklı birim ağırlıklardaki iki duvar ile gerçekleştirilmiştir. Daha sonra yük hücrelerinin yerleştirildiği boşluklar su ile doldurulmuştur.

Yatay sismik katsayının (k_h) zamansal değişimi girdi ivmesinin zamana göre değişimini boyutsuzlaştırarak gözlenmiştir. Duvarın arkasına yerleştirilen iki adet su basıncı ölçer ile ölçülen aşırı boşluk suyu basıncının ortalaması, geri dolgu içindeki aşırı boşluk basınç oranının (r_u) zamansal değişimini görebilmek amacıyla kullanılmıştır. Deney boyunca k_h ve r_u 'nun ölçülen zamana bağlı değişimleri de duvarın yerdeğiştirmesini

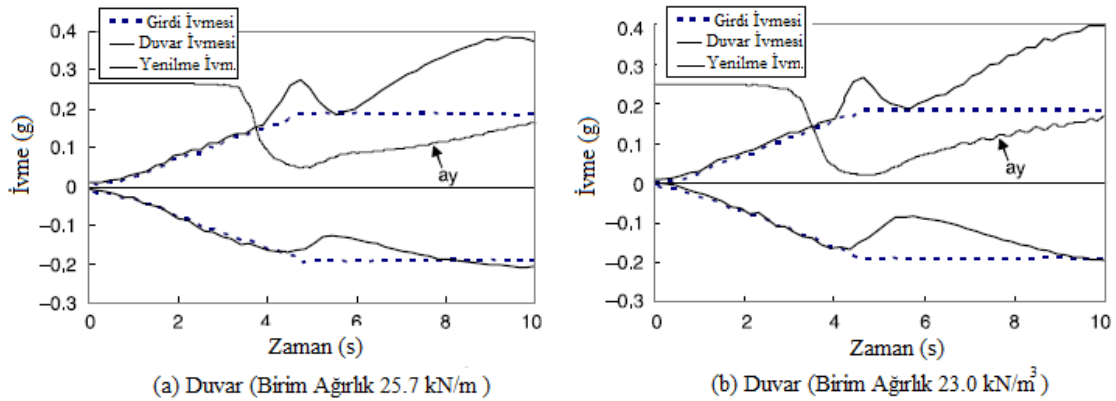
belirleyebilmek için kullanılmıştır. Yapılan bu deney çalışmaları sonucunda şu sonuçlar çıkarılmıştır.

Aşırı boşluk basıncı 4.5-5.0 s civarlarında maksimum değerine ulaşmakta olup 5 s'den sonra sarsıntının devam etmesine rağmen düşüş göstermektedir. Bunun sebebi olarak duvar yanındaki zemin hacminin, duvarın dışarıya doğru olan hareketi sırasında artış göstermekte olması gösterilmektedir (Şekil 2.76).



Şekil 2.76 Geri dolguda ölçülen aşırı boşluk basıncının zamana göre değişimi
(Kim vd. [9])

Yenilme ivmesinin girdi ivmesinden büyük olduğu zamanlarda duvar ivmesi girdi ivmesine eşit olurken; tam tersi durumda ise duvar ivmesi, boşluk suyu ile birlikte geri dolgu zemini ve duvar arasındaki dinamik etkileşime bağlı olarak dalgalanmaktadır.



Şekil 2.77 Ölçülen girdi ve duvar ivmeleri ile yenilme ivmesi arasındaki ilişki
(Kim vd. [9])

Ölçülen duvar deplasmanı aşırı boşluk basıncının hızlıca artıp neredeyse maksimum değerine ulaştığı 4 s civarında oluşmaya başlamaktadır. Duvarın tepe ve tabanındaki

yatay deplasmanların son farkı 25.7 kN/m^3 birim ağırlığındaki duvar için yaklaşık 0.4 cm 23.0 kN/m^3 birim ağırlığındaki duvar için ise yaklaşık 1.0 cm 'dir. Son yatay deplasmanlar ise sırasıyla 5.5 ve 8.3 cm 'dir. Duvarın hesaplanan son deplasman değeri ölçülen değer ile kıyaslanmış ve 25.7 kN/m^3 birim ağırlığındaki duvarın 5.2 cm , 23.0 kN/m^3 birim ağırlığındaki duvarın 7.6 cm yerdeğiştirdiği belirlenmiştir. Böylelikle önerilen yöntemin, rıhtım duvarına ait davranışı zamanla birlikte kümülatif deplasman açısından tam anlamıyla tahmin ettiğine inanılmaktadır.

Lin vd. [10]

Lin vd. [10] bu çalışmada, deprem etkisi altında şev davranışını incelemek amacıyla büyük ölçekli sarsma tablası deneyleri yapmışlardır. Model şev, 4.4 m uzunluğunda, 1.3 m genişliği ve 1.2 m derinliğinde olan kutunun içine yerleştirilmiştir. Deneyde üniform orta kaba kum kullanılmıştır. $\%8$ su içeriği ve birim ağırlığı 16 kN/m^3 olan numune kontrollü sıkıştırma ile elde edilmiştir. Model şeve ait boyutlar, 0.5 m yükseklik, 1.3 m genişlik ve 30° 'lik eğim şeklindedir. Sınır koşullar ve model şev, tankın sınır koşullarını belirlemek ve en uygun şev yerleşimine karar vermek için yapılan sayısal analizlerin yer aldığı deneylerden önce analiz edilmiştir. Iai [1] ve Meymand [55] yayınları sonrasında yükleme koşullarını belirlemek için benzeşim kuralı kullanılmıştır. Model tankın rijitliği buna göre kalibre edilmiştir.

Bir dizi deney belirlenen girdi frekansı ve genlik değerlerinde gerçekleştirilmiştir. Şev davranışı 8.9 Hz frekans ve 0.4 g genliğe kadar doğrusal olarak devam etmiştir. Doğrusal olmayan davranış ise girdi genliğinin 0.5 g 'den büyük olduğu zamanda gözlenmiştir. Yenilme yüzeyinin oldukça sığ ve sınırlı şev yüzeyinde olduğu ve arazi gözlemlerinde tespit edilen deprem kaynaklı yer kaymaları ile birbirini desteklediği görülmüştür.

Prototip şevin davranışı, benzeşim kuralının değerlendirmesi ile gerçekleştirilen model deneyler ile laboratuvar ortamında çalışılmıştır. Elde edilen bilgiler deprem kaynaklı şev yenilmesinin ileri değerlendirilmelerinde ve sismik yükleme koşulları etkisi altında olan toprak barajlar gibi önemli şev davranışları çalışmalarında kullanılmıştır.

Bu çalışmada kullanılan zemin malzemesi üniform orta kum olup bu kum Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi'ne göre (SP) çok iyi derecelendirilmiş kum olarak sınıflanmıştır. Zemin malzemesinin su içeriğinin $\%8$ 'e ulaşınca kadar su ile karıştırılması ve ardından 24 saat suda bekletilmesi ile hazırlanmıştır. Birim ağırlığı

16.6 kN/m³ olan zemin örneği, model tank içinde kontrol hacim yöntemi kullanılarak sıkıştırılmıştır ve sıkıştırma yöntemi Şekil 2.78'de gösterilmiştir. Şev yüzeyi, eğim açısını belirlenen değerde tutmak için bir modelleme aracı ile sıkıştırılmıştır. Mevcut şev modeli Şekil 2.79'da gösterilmekte olup 0.5 m yükseklikte, 1.3 m genişlikte, eğim açısı 30° ve deneyde kullanılan toplam zemin ağırlığı 51 kN'dur.

Model şevden örnek olarak alınan zemin için basit kesme deneyleri yapılmıştır ve malzemeye ait kesme mukavemeti parametreleri Çizelge 2.18'de verilmiştir. Deneyler sırasında nemin buharlaşması ve yerdeğişimine bağılı olarak her bir numunenin su içeriği % 1.7'den % 5.1'e kadar değışmiştir. Zemin örneğinin kohezyon değeri 6.2'den 13.2'e kadar değışirken sürtünme açısı ise 35.8°'den 38.2°'e kadar değışmiştir. Numunenin kohezyon ve sürtünme açısı laboratuarda sırasıyla 20.3 kPa ve 37.6° olmak üzere yeniden belirlenmiştir.



Şekil 2.78 Modelin sıkıştırma işlemi (Lin vd. [10])



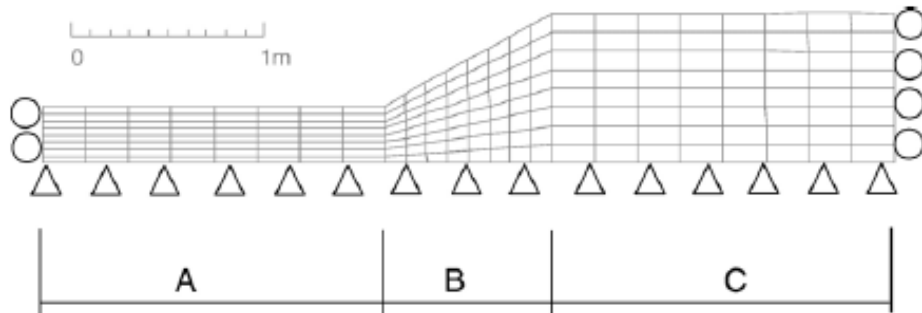
Şekil 2.79 Deney öncesindeki şev modeli (Lin vd. [10])

Çizelge 2.18 Farklı şev yerleşimlerindeki kesme mukavemeti parametreleri
(Lin vd. [10])

Konum	Su İçeriği (%)	Birim ağırlık (kN/m^3)	Kohezyon (kPa)	Sürtünme açısı ($^\circ$)
Şev üstü	1.7	15.4	13.2	35.8
Şev yüzeyi	2.8	15.2	6.2	37
Şev altı	5.1	16.6	11.8	38.2

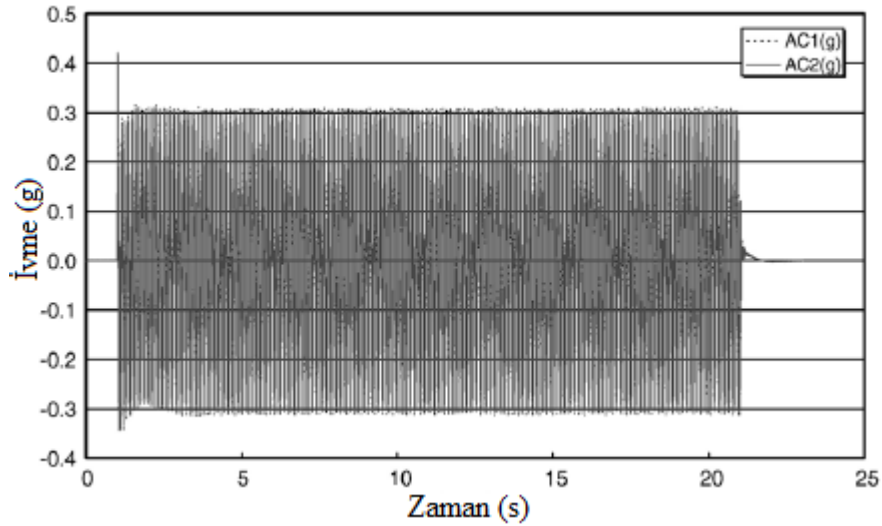
Zemin örneğinin kayma dalgası hızı sarsma tablası deneyleri öncesi ve sonrasında şev zemini içerisinde uygun yönlere yerleştirilmiş sensörler tarafından zamana bağlı olarak belirlenmiştir. Deneylerden önce numunenin kayma dalgası hızı yaklaşık olarak 133 m/s olarak bulunmuştur. Bu kayma dalgası hızı orta kumun uygun bir aralığında Andrus ve Stokoe [56] tarafından verilen deneysel sonuçlar gibi 90 ve 270 m/s aralığında değiştiği belirlenmiştir. Kayma dalgası hızı 200 m/s'den büyük olan zemin Andrus ve Stokoe [56] tarafından sıkı zemin olarak dikkate alınmıştır. Kayma dalgası hızı için benzer bir sonuç ise sarsma tablası deneyleri sonrasında gözlenmiştir.

Deneyin uygun biçimde kurulması için sınır koşulları ve benzerlik kuralı dikkate alınmıştır. Sayısal şev modeli hazırlanmış ve sınır etkileri araştırmak üzere FLAC programı kullanılarak analizi yapılmıştır. Şekil 2.80'de model sınırları ve ağ yapısı gösterilmiştir. Sürtünme açısı 33° , kohezyon 1 kPa ve birim ağırlık 17 kN/m^3 'tür. Şekil 2.80'de ifade edilen sınıra göre kayma yüzeyinin son yerleşimine bağlı olarak kayma yüzeyi konumundan etkilenmediği görülmüştür.



Şekil 2.80 Model şev için kullanılan sınır koşulları ve karelij (Lin vd. [10])

Sistemin büyütme etkisini araştırmak üzere deneyler gerçekleştirilmiş ve sıklık belirlenmiştir. Sistemin kalibrasyonu için 0.3 g genlikli ivme ve frekansı 8.9 Hz olan girdi dikkate alınmıştır. Sistemin dinamik davranışı birinci dereceden serbest sistem olarak modellenmiştir ve sistemin ağırlığı 39.838 kN'dur. Verilen yükleme sonucundaki sistemin genel davranışı Şekil 2.81'de ifade edilmiştir. Sistem rijitliği 551.9 kN/m, sönümlenmesi 174.3 kNs/m ve frekansı 0.49 Hz olarak belirlenmiştir.

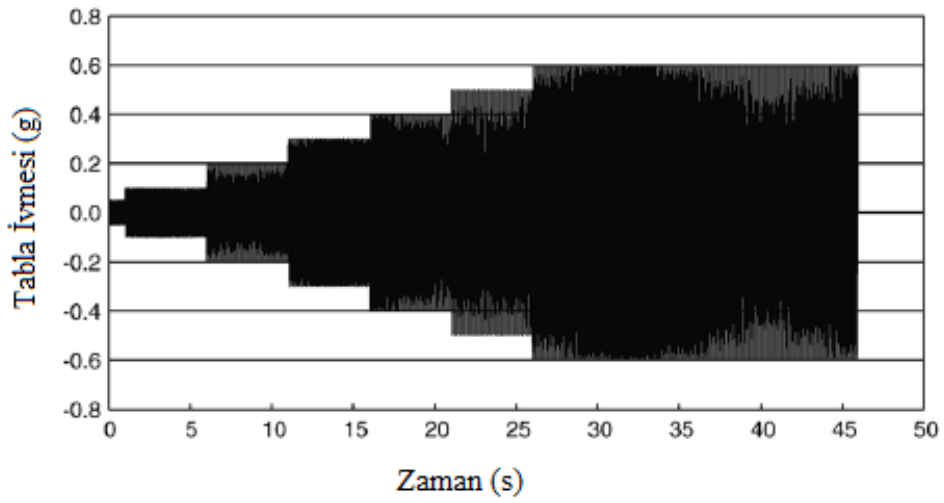


Şekil 2.81 Kalibrasyon girdisi etkisindeki modelin davranışı (Lin vd. [10])

0.1 g ile 0.4 g arasında değişen pik girdi ivmeleri ile birlikte kaydedilen zemin ivmelerinin zamansal değişimleri kaydedilmiştir. AC8 şev tabanı ile AC12 ise şevin üst noktası ile aynı seviyelere yerleştirilmiştir. AC8 girdi ivmesinin 0.3 g'den 0.4 g'e değişimi sırasında büyük değişim sergilerken, AC12 0.3 g ile büyük değişim göstermeye başlamıştır. İvme ölçerlerin yerlerinin tabandan krete doğru değiştirilmesi sonucundaki kıyaslamalarına göre, büyütme etkileri ve doğrusal olmayan davranışlar gözlenmiştir. Benzer davranışlar 0.4g'den 0.5g'e artan ivme değerleri ile 0.5 g'den 0.6 g'e artan ivme değerlerinde de elde edilmiştir.

0.6 g'e kadar olan ivme genliği değerleri ile birlikte büyütme faktörü ve doğrusal olmayan davranış gözlenmiştir ve bu durum potansiyel şev yenilmesine işaret etmektedir. Ancak bu aşamada kayma yüzeyi gözlenmemiştir. Şekil 2.82'de dinamik yükleme sonucu potansiyel kayma yüzeyinin gelişimini gözlemlemek amacıyla 0.6 g'e hızlıca artış gösteren ikinci yükleme uygulanmıştır. İkinci yükleme öncesinde sistem başlangıç koşullarına getirilmiştir ve ardından yükleme uygulanmıştır. Bu ikinci yükleme ile birlikte kayma yüzeyi hızlıca gelişmiştir (Şekil 2.83). Şekil 2.84'te deney

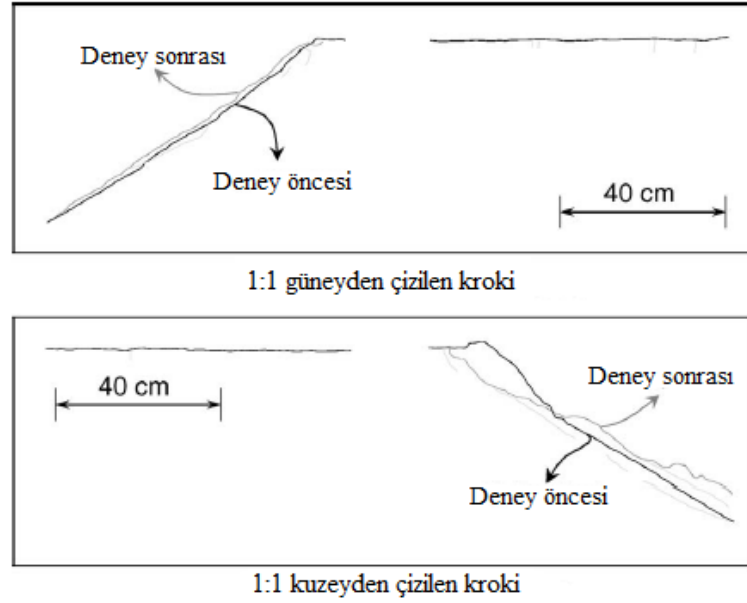
öncesi ve sonrasındaki şev modeline ait profiller ifade edilmiştir. Bu şekilde görüldüğü üzere gözlenen şev yenilme yüzeyi oldukça sığ iken, şevin üst kısmına kuzey yönden çizilen profil güney yönden çizilene göre daha daireseldir. Deney sonrasında modelin dikkatlice oyulmasına rağmen kayma yüzeyi tam olarak belirlenememiştir. Şekil 2.85'te ise model tankı üstten görünümü verilmiş ve bu plan görüntüsünden elde edilen şeve ait yenilme yüzeyi kret noktasına yakın olup çatlaklar sınır bölgesi ve yenilme yüzeyi arasına yakın oluşmuştur.



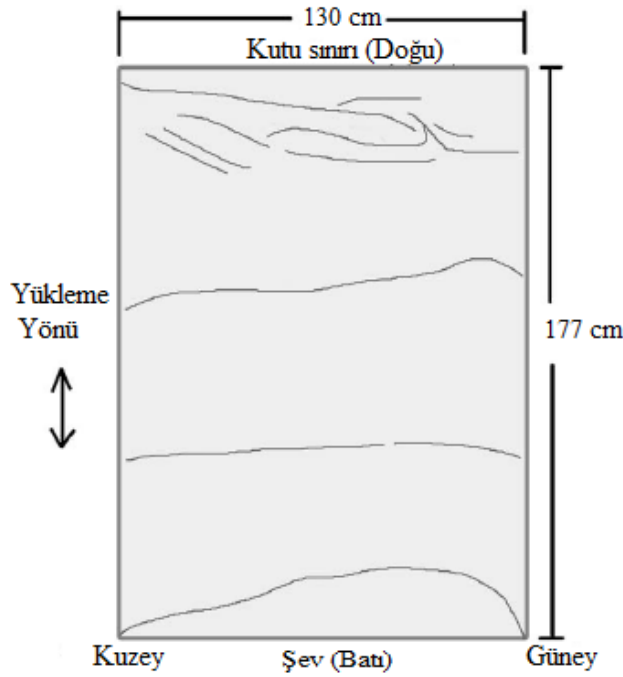
Şekil 2.82 Kayma yüzeyini belirlemek için uygulanan ikinci yükleme
(Lin vd. [10])



Şekil 2.83 İkinci yükleme sonrasındaki şev modeli (Lin vd. [10])



Şekil 2.84 Deney öncesi ve sonrasına ait model şev kesitleri (Lin vd. [10])



Şekil 2.85 Deney sonrasına ait model tankın plan görüntüsü (Lin vd. [10])

Model şevin deney sonuçlarını analiz etmek amacıyla bu çalışmada sonlu farklar yöntemi kullanılmıştır. İlk adım mukavemet parametrelerinin ve malzemenin kesme modülünün belirlenmesidir. FLAC kullanım kılavuzuna göre, Mohr-Coulomb modeli kullanılırken yalnızca minimum sönümlleme yüzdesi gerekli olabilir. Sayısal analizde sönümlleme yüzdesi % 0.5'tir. Mukavemet parametreleri aşağıda belirtildiği üzere basit kesme deneyi ile elde edilmiştir. Başlangıç kesme modülü ifade edilen şekilde

belirlenebilmiştir; Hardin ve Drnevich [57]'in ampirik ifadesi, Assimaki vd. [58]'in ampirik ifadesi ve kesme dalgası hızının ölçülmesi. Zeminin deney sonuçlarına bağlı olarak çevrimsel yüke maruz kalmıştır ve Hardin ve Drnevich [57] belirtilen denklemi önermiştir.

$$G_0 = 3230 \frac{(2.973 - e^2)}{(1 + e)} (\sigma'_m)^{0.5} (OCR)^K \quad (2.94)$$

Assimaki vd. [58] granüler zemin üzerinde Laird ve Stokoe [59]'in deney sonuçlarını kullanmıştır ve başlangıç kesme modülünün şu şekilde belirlenebileceğini ileri sürmüştür.

$$G_{maks} = 107,700 \sigma_0^{0.4426} \quad (2.95)$$

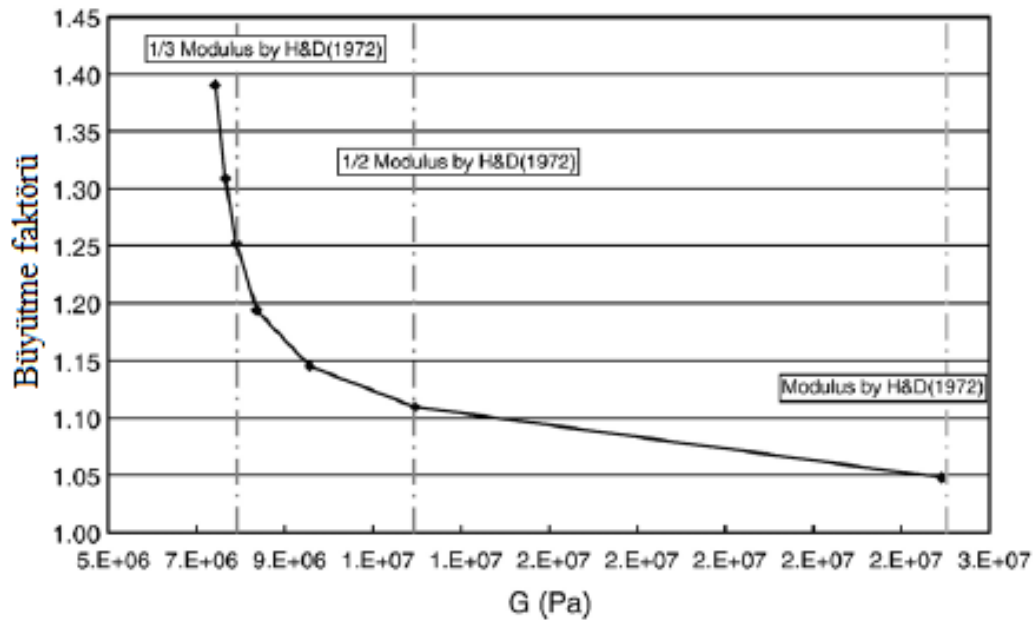
$$G = \rho V_s^2 \quad (2.96)$$

Sarsma tabası deneylerinden önce gerçekleştirilen kesme dalgası hızı ölçümü kayma modülünün hesaplanması için denklem 2.96'da kullanılmıştır. Model tankın büyütülmesi dikkate alınmadan kalibrasyon sırasında sistem rijit olarak davranmış ve her iki yan duvarda ölçülen ivmelerin tabandaki ile aynı olduğu tespit edilmiştir. Zeminin kohezyon ve sürtünme açısı değerleri sırasıyla 1 kPa ve 33.5° olup birim ağırlığı 16.7 kN/m³'tür. Parametreler yeni bir numuneye uygulanan basit kesme deneyinden elde edilmiştir. Model tankın ve şevin ölçülen sıkılık değerlerinin karşılaştırılması sonucunda, tankın sıkılığının büyütme etkilerini önlemek için daha rijit olduğu görülmüştür. Girdi ivmesi modelin yan duvarlarında olduğu gibi tabanda da uygulanmıştır. 8.9 Hz frekans değerindeki sinüzoidal ivme ve 0.4 g değerindeki ivme modele uygulanmıştır. Sayısal analiz için yeniden sonlu farklar programı FLAC kullanılmış ve (Seed ve Idriss [60]) başlangıç kesme modülü ve sönümlenme oranı ile birlikte eşdeğer-doğrusal yöntem kullanılmıştır. Şev kreti ve tabanı arasındaki büyütme faktörü Çizelge 2.19'da listelenen farklı modüller ile hesaplanmıştır. Hardin ve Drnevich [57]'in başlangıç modülleri büyük büyütme faktörüne sebep olmuştur ancak yinede doğrudan ölçülen büyütme faktöründen (yaklaşık 1.1) küçüktür. Başlangıç modül büyütme faktörünün Hardin ve Drnevich [57]'den elde edilenlere göre daha küçük büyütme faktörleri sağlayan diğer iki yöntem kullanılarak belirlenmiştir. Bu olay zeminin doğrusal olmayan davranışı ve modüllerin bozulmasından kaynaklanmaktadır. Eşdeğer-doğrusal yöntem nedeniyle analizde kullanılmış ve deney sırasında büyütmeyi

en uygun şekilde yansıtabilmek için modüllerin düzeltilmesi gerekmiştir. Şekil 2.86 kesme modülü ile birlikte büyütme faktörünün varyasyonlarını göstermektedir.

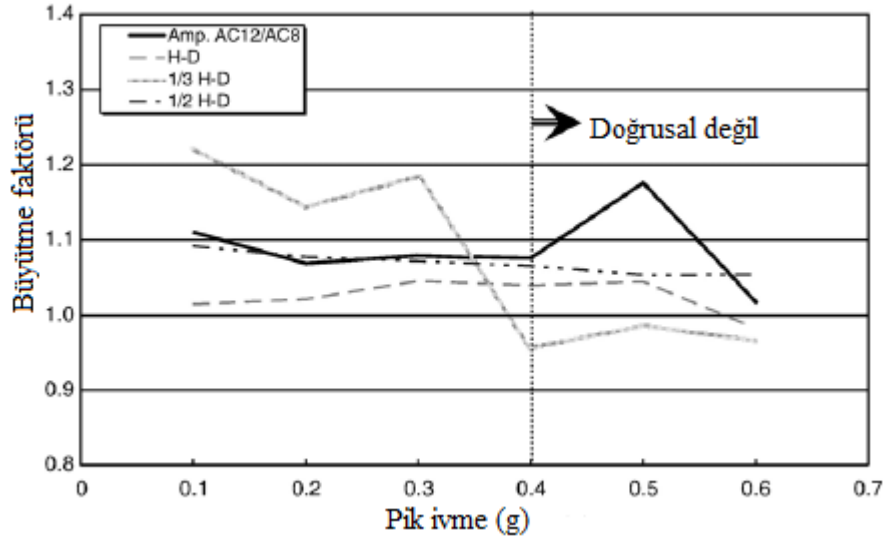
Çizelge 2.19 Şev kretinin büyütme faktörleri (Lin vd. [10])

Modüller için kullanılan model	Kayma modülü (MPa)	Büyütme faktörü
Hardin ve Drnevch (1972)	23.9	1.05
Assimaki ve diğ. (2000)	98.6	1.01
Kayma dalgası hızı	293.6	1.00



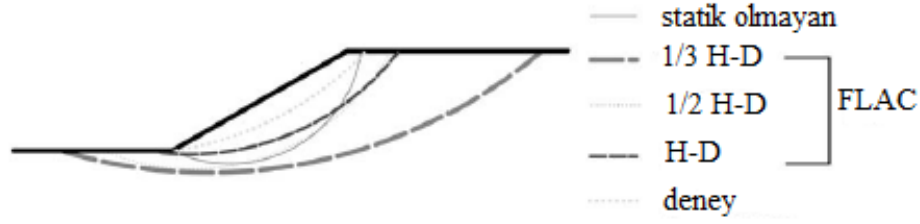
Şekil 2.86 0.4g kesme modülü etkisindeki büyütme faktörü varyasyonları
(Lin vd. [10])

Büyütme faktörü Hardin ve Drnevich [57] modüllerinin yarısının kullanılması ile hesaplanmış ve sırasıyla 0.4 g genlikli model deneylerinin büyütme faktörü ile karşılaştırılmıştır. Böylelikle, H-D modüllerinin yarısı model şevin büyütme faktörü analizinde 0.1-0.6 g genlik aralığı ile birlikte kullanılmıştır. Şev kreti ve tabanı arasındaki büyütme faktörü için analiz sonuçları farklı kesme modülleri ile birlikte Şekil 2.87'de gösterilmiştir.



Şekil 2.87 Farklı kesme modülleri ile hesaplanan büyütme faktörleri (Lin vd. [10])

Şekil 2.87'de H-D modüllerinin yarısı kullanılarak hesaplanan sonuçların eğiminin 0.1 - 0.4 g aralığındaki ivme genliği için ölçülen büyütme faktörü ile uyumlu olduğu görülmüştür. Diğer modül değerleri gibi, hesaplanan faktör ölçülenden daha büyük farklar ortaya koymuştur. Diğer bir taraftan, ivme genliği 0.4 g'den sonra artmaktadır. Ölçülen değer hızlıca 0.5 g'e artıp daha sonra 0.6 g'ye düşmesi sırasında, hesaplanan değer (H-D) aynı kalmaktadır. Daha önce tartışıldığı üzere, model 0.4 g'e kadar elastik olarak davranmış ve 0.4 g'den büyük ivme değerlerinde modül bozulması ile doğrusal olmayan davranış önemli olmuştur. 0.5 g genlikten daha büyük değerler ile olası kayma yüzeyi ve zeminin bir kısmının ayrılması başlamış ve ölçülen büyütme faktörünün düşmesine sebep olmuştur. Diğer taraftan, 0.6 g ivme genliğinde ölçülen büyütme faktörü olası kayma yüzeyinin gelişiminden ve şevin tepe noktası yanındaki AC12 dolayısı ile güvenilir olmadığı ortaya konmuştur. H-D kesme modülleri pik ivmenin 0.4g'den küçük olduğunda ve zemin doğrusal davrandığında yeterli sonuçlar sağlamaktadır ancak şevin doğrusal olmayan davranışı önemli olduğunda analizde eşdeğer-doğrusal model kullanımından dolayı daha ileri düzeyde modülün bozulmasına neden olmuştur. Böylelikle H-D kesme modülleri ile kurulan sayısal model şevin doğrusal olmayan hareketi öncesindeki davranışları için yeterli sonuçlar verdiği görülmüştür. Bu çalışmada sayısal model için, potansiyel kayma yüzeyi şevdeki yerel maksimum gerilmeye bağlı olarak belirlenmiştir. Potansiyel kayma yüzeyleri farklı modüller ve yöntemler ile belirlenmiş ve Şekil 2.88'de bu kayma yüzeyleri karşılaştırılmak üzere yansıtılmıştır.



Şekil 2.88 Farklı deney sonuçlarına göre elde edilen kayma yüzeyi (Lin vd. [10])

Deneyden elde edilen kayma yüzeyi sayısal analizden ve statik olmayan analizden elde edilen tüm diğer kayma yüzeylerine göre nispeten daha sıgıdır. Modüller azaldığında, zemin yumuşak hale gelmiştir ve bu Chi-Chi depremi sonrası arazi gözlemlerindeki şev yenilmesi ile uyumlu olmayan derin kayma yüzeyini oluşturmuştur. Böylelikle kayma yüzeyinin yeri için, H-D modüllerinin daha kabul edilebilir olmasını sağlamıştır. Böylelikle her potansiyel kayma yüzeyi ve büyütme faktörünün dikkate alınmasından farklı sonuçlar elde edilmiştir. Kayma yüzeyi ve büyütme etkilerinin belirlenmesi için modüllerdeki farklılıklar model deneylerdeki modüllerin benzeşim kuralı gereksinimine göre küçültülememesinden etkilenmiştir. Bazı koşullar şev bozulması ve doğrusal olmayan davranışından etkilenmiştir ve özelliklerin daha uygun bir modellemesi için ileri bir analiz gerekmiştir.

Bu çalışmada model deneylerin gelişimi için Lai [1]'in benzeşim kuralı uygulanmıştır. Kum numunenin modülleri ve kesme dalgası hızını küçültme sınırları nedeniyle bu çalışmada benzeşim kuralı kısmen kullanılmıştır. Diğer taraftan model ve prototipin gerilme oranı bu problemten etkilenmemiştir ve şev davranışının karakterini elde edebilmek için gerilmeyi kullanmanın uygun olduğu görülmüştür. Chi-Chi depremi sonrası şev yenilmesine ait arazi gözlemleri incelendiğinde, model deneylerin büyütülmesi gerektiği ve sismik yükleme koşulları altındaki prototip şevin davranışını mantıklı bir şekilde yansıttığı görülmüştür. Böylelikle, prototip şevin büyütme davranışı ve tepkileri deprem etkisindeki şevin ileri derecede ölçüm ve değerlendirilmeleri ile laboratuarda çalışılmıştır. Daha ileri değişim ve daha rijit benzeşim kuralı prototip şevin gelişimine yardımcı olacağı ve gerilme alanı ve yenilme yüzeyi gelişimi ile ilgili sonuçların daha iyi yorumlanmasını sağlayacağı belirtilmiştir. Sayısal analizin başlangıç aşaması sismik yükleme koşullarındaki şev büyütülmesi ve davranışları ile aynı koşulları yansıtacağı ve daha iyi yorumlanabileceği belirtilmiştir. Diğer yandan, şev içindeki gerilme koşullarının sonuçları ve yenilme yüzeyinin yeri kabul edilebilir

olmadığı söylenmiştir. Bunun bir kısmı kum numunenin modülleri ve kesme dalgası hızının küçülmesi için benzeşim kuralının gereksiniminin yeterli olmamasından kaynaklanmaktadır. Şevin doğrusal olmayan davranışının ve kret yakınında büyütülmesinin, şev davranışı üzerinde önemli etkisi olduğu görülmüştür.

Model şev deneyleri prototip şevi çalışmak amacıyla yapılmıştır ve model şev içinde farklı pozisyonlardaki ivme davranışları ölçülmüştür. Dinamik yükleme etkisinde prototip şevin deformasyon özellikleri laboratuarda uygun benzeşim kuralı ile temsil edilmiştir. Bu kural deprem kaynaklı potansiyel şev yenilmesi için bilgi sağlamaktadır. Sismik yükleme etkisinde şev davranışını çalışmak üzere ön sayısal analiz yapılmıştır. Yapılan çalışma ve değerlendirmelere göre aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

Model şev bu çalışmada kullanılan kum için 0.4 g ivme genliğinden daha küçük genliklerde elastik olarak davranmış ve statik olmayan analizin sismik yükleme etkisinde başlangıç şev yenilmesi için kritik ivmenin belirlenmesinde yeterli olduğu görülmüştür.

Sayısal analiz sonlu farklar yöntemini kullanmış olup bu yöntem sınır etkilerini değerlendirmede kullanışlıdır ve deneyin sınırlardan etkilenmediği görülmüştür.

Şevin zemin büyütmesinin oldukça önemli olduğu görülmüştür ve doğrusal olmayan zemin davranışı önemli olmakla birlikte şev yenilmesi gelişimini zorlaştırmak gibi etkileri artmıştır.

Yenilme yüzeyi sıg ve dairesel olmaktadır. Ayrıca şev yüzeyi yanındaki bölge ile sınırlanmış ve bu olay arazi gözlemleri ile birbirini doğrulamaktadır.

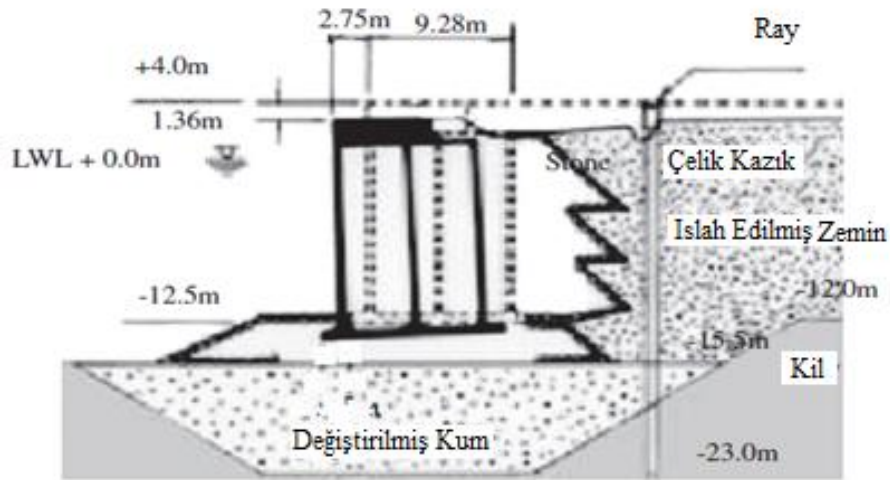
Sayısal model analizin sonuçları Hardin ve Drnevich [57]'in kayma yüzeyi ve kritik ivme değerini belirlemede kullanışlı olan ampirik ifadelerine bağlı olarak kesme modülünü açıklamaktadır. Hardin ve Drnevich [57] modüllerinin yarısı kayma yüzeyi gelişiminden önce büyütme etkilerini temsil etmek için kullanışlıdır. Bu tutarsızlık zeminin doğrusal olmayan özellikleri ve büyütme etkilerinin benzeşim kuralı ile tamamıyla gözlenememesi nedeniyle olabilmektedir.

Zeminin doğrusal olmayan davranışı ve modüllerin bozulmasının sismik yükleme etkisinde olan şev stabilitesi için oldukça önemli olduğu görülmüştür. Uygun benzeşim kuralının gelişimi de laboratuarda prototipin zemin davranışını daha iyi temsil edebilmek için önemli olduğu belirtilmiştir.

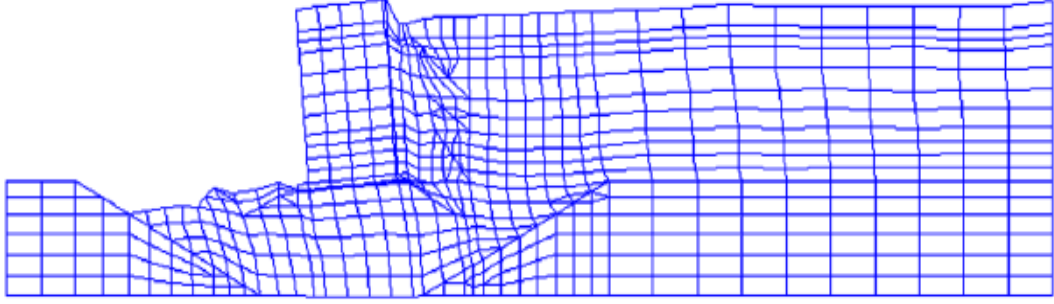
Alyami vd. [11]

Alyami vd. [11] bu çalışmada efektif gerilme analiz yöntemini, genelleştirilmiş elasto-plastik model ile birlikte sonlu elemanlar yöntemini kullanarak çözümlemişlerdir. Çünkü son 50 yılda, birçok ağırlık tipi rıhtım duvarı hasarı ile karşılaşmıştır ve bu hasarların genellikle sıvılaşmış zemin katmanlarında meydana gelen deformasyonlar ile ilgili olduğu belirlenmiştir. Bu sebeple bu çalışmada FEM yöntemi, Island limanına ait 1995 Hyogoken-Nanbu depreminde hasar gören tipik PC1 keson tipi rıhtım duvarının geriye dönük çözümleme analizi ile doğrulanmıştır. Sayısal model sonuçları denize doğru oluşan deplasmanlar, oturma ve eğilmelerden gözlenen veriler ile karşılaştırılmıştır. Ayrıca permeabilitenin, boşluk suyu basıncı oluşumunun ve geri dolgu zemini ile temel katmanlarına ait göreceli sıkılıkların ağırlık tipi rıhtım duvarlarında oluşan kalıcı deplasmanlar üzerindeki etkileri de araştırılmıştır.

1995 yılında Hyogoken-Nanbu depremi sırasında göçen Port Adasının tipik keson rıhtım duvarlarının analizi üzerinde yoğunlaşan bu çalışmaya ait model (PC1 rıhtım duvarları) Şekil 2.89'da gösterilmiştir. Tasarımda kullanılan sürtünme açısı 30° olup duvar altında bu açı 40° ve güvenlik katsayısı 1.2'dir. Sismik katsayı yatayda 0.1 iken düşeyde sıfırdır. Port adasının PC1-PC5 rıhtım duvarlarının yatayda ve düşeyde ölçülmüş deprem sırasında oluşan deplasmanları Çizelge 2.20'de ifade edilmiştir. Çizelge 2.20'de gösterildiği üzere duvarlar denize doğru yaklaşık 2.3-3.13 m deplasman yapmış, 0.79-1.4 m arasında oturma göstermiş, ortalama olarak 3° eğilmiştir. Modele ait farklı bölgelerin sonlu elemanlar ağı ise Şekil 2.90'da ifade edilmiştir.



Şekil 2.89 Port Adası keson tipi rıhtım duvarı (Alyami vd. [11])



Şekil 2.91 Port Adası keson tipi rıhtım duvarları PC1: sarsma sonrasında deforme olmuş sonlu eleman ağı (Alyami vd. [11])

Araştırmacılar yaptıkları çalışma sonrasında şu sonuçları elde etmişlerdir. Deney sonuçları, deneyler ile sayısal model sonuçları arasında mükemmel bir uyum olduğunu göstermiştir. Periyodik olarak tekrarlanan deneylerde model, genel gerilme davranış şekli ile oldukça uyum sağlamış ve aşırı boşluk suyu basıncı oluşumu sonucunda meydana gelen efektif gerilme azalmıştır. Her bir deneyde sıvılaşmayı meydana getirecek devir sayısı ölçümler ile birbirini doğrulamıştır.

Kalibre edilmiş model, sonlu eleman yöntemi kullanılarak Kobe Limanındaki rıhtım duvarına uygulanmıştır. Düşey ve yatay ivme ölçerler modele yerleştirilmiş ve onların sonuçları ile arazide gözlenen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Arazide gözlenen deplasmanlar ile deneyde gözlenen düşey ve yatay deplasmanlar hesaplanmıştır.

Yapılan çalışmalar aynı zamanda sıvılaşmanın geri dolgu malzemesinde meydana geldiğini, temel tabakasının ise bu durumdan etkilenmediğini göstermiştir. Bu ifade geri dolgudaki gerilme yörüngesi ile doğrulanmıştır. Temel tabakasının gerilme yörüngesi kritik durum hattındaki nihai gerilmeye yaklaşırken geri dolgudaki yörünge başlangıç gerilme durumundan sıfır noktasına taşınmıştır.

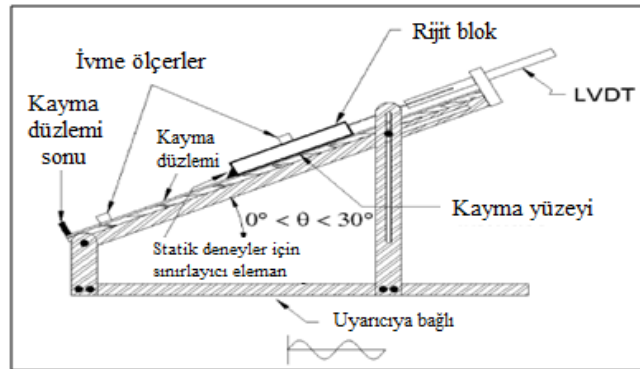
Sonuç olarak bu çalışmada, aşırı boşluk suyu basıncı oluşumunda permeabilite etkisi, geri dolgunun göreceli sıkılığının etkisi ve ağırlık tipi rıhtım duvarının kalıcı deformasyonun temel tabakaları araştırılmıştır. Permeabilite varlığındaki sonuçlar, permeabilite artarken aşırı boşluk suyu basıncının azaldığını göstermiştir. Ayrıca permeabilite yeteri kadar küçük olduğunda boşluk suyu basıncı kolayca dağılmamaktadır. Çalışmada sıkılığın etkisi araştırılmış ve geri dolgu ile temel zemini iyileştirme çalışmalarının duvar topuğundaki düşey oturmayı %200 üzerinde yatay deformasyonu ise %350 üzerinde azalttığı elde edilmiştir.

Mendez vd. [12]

Mendez vd. [12] yerçekimi etkisinde, eğimli bir yüzeye ivme ölçer ve LVDT yerleşimi ile kayan bir bloğa ait sürtünme hareketinin statik halden kinetik hale nasıl geçtiğini gözlemlemişlerdir. Önce geçiş modelleri belirlenmiş daha sonra dinamik olarak uyarılmış rijit bloğun davranışını incelemek amacıyla sarsma tablası deneyleri gerçekleştirilmiştir.

Deneyler, eğik ahşap bir yüzey üzerine yerleştirilen ve onun üzerinde kayabilen 15x25x3.5 cm boyutlarındaki alüminyum rijit blok ile gerçekleştirilmiştir (Şekil 2.92). Blok geotekstil kayma yüzeyine sahip olup bu yüzey ahşap bir yüzey ile değiştirilebilmektedir. Bu ifadeye göre, deneyler ahşap düzlem üzerinde geotekstil ve ahşap yüzey üzerinde ahşap olmak üzere iki farklı arayüz ile gerçekleştirilmiştir. Geotekstil kullanıldığında (GWI), statik sürtünme açısı (ϕ_s) 23.21° ($\mu_s=0.429$) iken ahşap arayüz kullanıldığında (WWI), statik sürtünme açısı 24.40° ve ($\mu_s=0.454$) değerindedir. Bu değerler kayma yüzeyi eğimi ve kayma gerilmesinin arttığı eğilme deneylerine ait sonuçlardan elde edilmiştir.

Çalışma sırasında iki tip deney gerçekleştirilmiştir: (1) statik deneyler, eğimli bir yüzey üzerinde rijit bloğun kayması ile oluşan deneyler, (2) dinamik deneyler, aynı rijit bloğun eğik yüzey üzerinde dururken sarsıntıya maruz bırakılması ile oluşan deneylerdir. Statik deneylerde, geotekstil ve ahşap yüzey varlığındaki blok ağırlıkları sırasıyla 1.37 ve 1.90 kg iken dinamik deneylerde 6.5 ve 1.93 kg'dır. Sarsma tablasının eğik yüzeyinin açısı ise 0° ile 30° değişmektedir. Şekil 2.92 genel olarak yapılan deneysel çalışmayı açıklamaktadır.

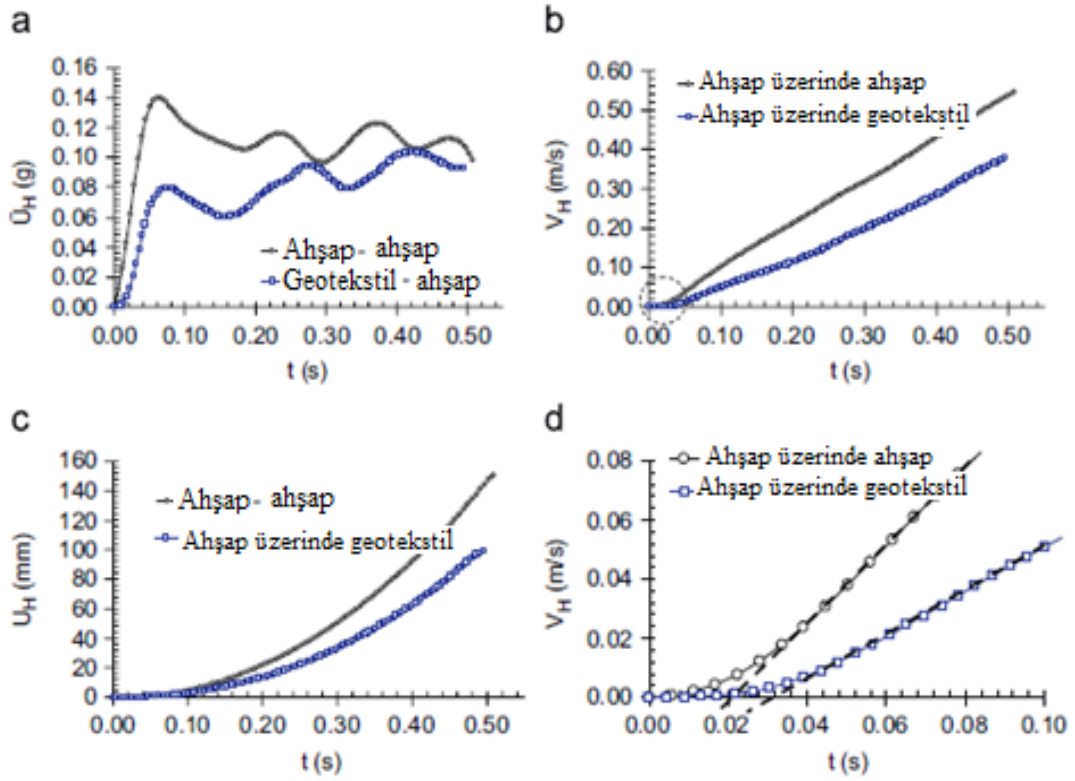


Şekil 2.92 Çalışmada kullanılan sarsma tablası ve ölçüm cihazları
(Mendez vd. [12])

Statik deneyler, bloğun hareketini gözlemlemeyi bunun sonucundan ise statik koşullardan kinetik koşullara geçişi belirlemeyi amaçlamaktadır. Sonuç olarak deneyler, statik değeri dinamik değere dönüştüren sürtünme kuvveti için gerekli olan deplasman tahminini kolaylaştırmıştır. Deney yöntemi şu şekilde sıralanmıştır. İlk olarak kayma yüzeyinin eğimi bloğun kaymasını sağlayana kadar sabit şekilde artırılır. Eğimin artırılması sırasında bloğun kaymasını engellemek amacıyla Şekil 2.92'de görüldüğü üzere bloğun tepe noktası kenarlarına kama yerleştirilmiştir. Kamalar kaldırılıp bloğun yerçekimi etkisinde serbestçe kaymasına izin verildiğinde ise ivmeler ve deplasmanlar sırasıyla ivme ölçer ve LVDT'ler ile ölçülmüştür. Blok davranışı 160 mm boyunca gözlenmiştir.

Dinamik deneyler ise bu deneyler için tasarlanan sarsma tablası kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Deneylerde blok ivmeleri üç adet ivme ölçer tarafından kaydedilmiştir. Deplasmanlar ivme kayıtlarının integrallerinin alınması ile hesaplanmış ve LVDT'ler ile ölçülen göreceli deplasman sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Girdi hareketi, kayma düzlemi üzerinde gerçek uyarıya ait kesin bilgileri elde etmek amacıyla sürekli kaydedilmiştir. Gerçek hareket frekansı ve genliği sırasıyla, 3.5 Hz ve 6 cm'dir. Tüm dinamik deneyler farklı açılardaki kayma düzlemi üzerinde rijit blokların yerleşimi ile gerçekleştirilmiştir. Bu deneylerde dikkate alınan aç geotekstil arayüz varlığında 6°, tahta arayüz varlığında ise 5°'dir.

Kayma sürtünmesinin belirlenmesinde yapılan statik deney sonuçları ölçülen ivme, hız ve deplasman değerlerine bağlı olarak sunulmuştur. Kayma sırasında bloğun yatay ivmeleri, deplasmanları ve hızları Şekil 2.93'te gösterilmiştir. Statik koşulların üstün geldiği başlangıç anında ivme sıfır iken sonrasında sabit değerine ulaşmaya kadar artış göstermiştir. Daha sonra ise ivme neredeyse sabit hale gelmiştir. Deneyin başlangıç aşamalarındaki hız oranı varyasyonu statik koşullardan kinetik koşullara geçişe dayandırılmıştır.

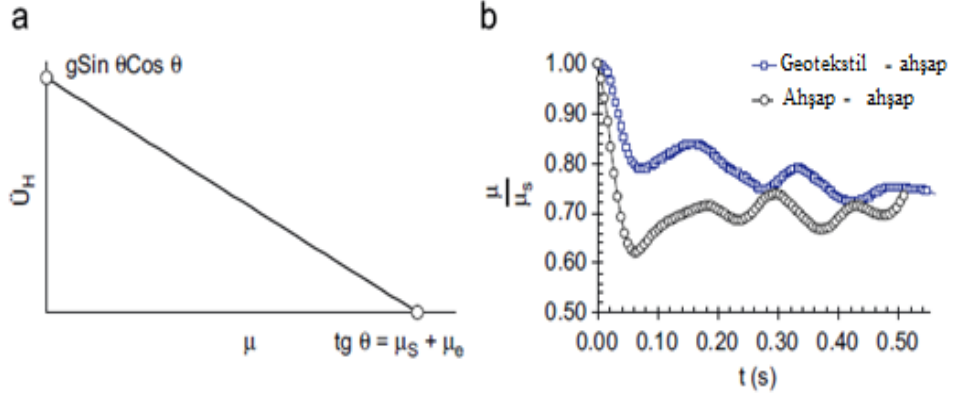


Şekil 2.93 Her iki arayüz için ölçülen ivme, hız ve deplasman değerleri
(Mendez vd. [12])

Blok davranışından, kinetik sürtünme katsayısı ve ona karşılık gelen geçiş katsayısını $\mu_s \rightarrow \mu_k$ doğrusal hipotez ile belirlemek mümkündür (Şekil 2.94a). μ_e , burada başlangıç sınır koşullarında kayma direnci malzeme cinsine bağlı katsayıdır.

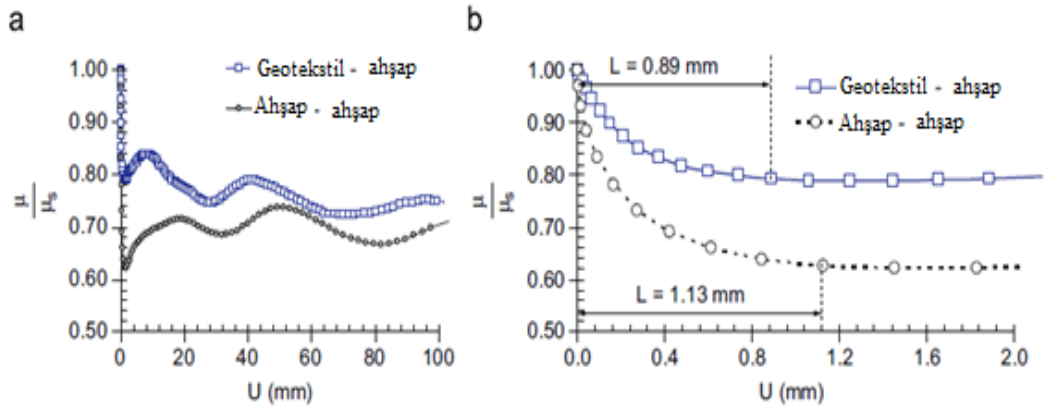
$$\mu(t) = (\mu_s + \mu_e) \left(1 - \frac{\ddot{U}_H(t)}{g \sin \theta \cos \theta} \right) - \mu_e \quad (2.97)$$

Sürtünme katsayısı denklem 2.97 ile elde edilmiş ve Şekil 2.94b'de standartlaştırılmış μ_s grafiği verilmiştir. Bu şekilde her iki arayüz kullanımındaki $\mu_s \rightarrow \mu_k$ geçiş formu açıkça ifade edilmiştir. Sürtünme katsayısının mesafe ile olan ilişkisi ile her iki arayüz kullanımındaki geçiş uzunlukları tespit edilmiştir.



Şekil 2.94 (a) Doğrusal hipotez, (b) standartlaştırılmış sürtünme katsayısının zamansal değişimi (Mendez vd. [12])

Şekil 2.95 geotekstil ve ahşap arayüzey kullanımları arasındaki önemli farkı ortaya koymaktadır. Şekil 2.95(b)'e göre, geotekstil kullanıldığında ahşap arayüzey kullanılmasına nazaran daha büyük dinamik sürtünme katsayısı ve küçük geçiş uzunluğu elde edilmiştir. Diğer taraftan her iki arayüzey ile yapılan deneylerde kayma sırasında benzer davranışlar gözlenmiştir.

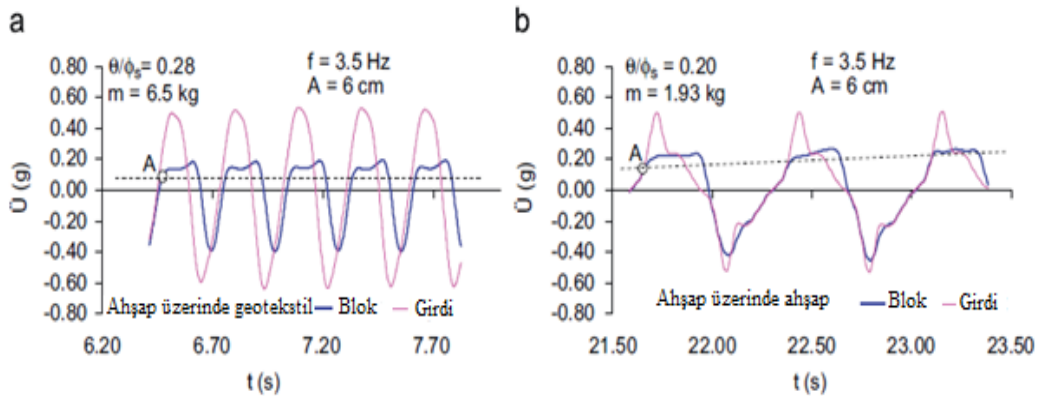


Şekil 2.95 (a) Toplam uzunluk, (b) geçiş uzunluğu (Mendez vd. [12])

Sabit hız (ivme sıfır) etkisinde ortalama kuvvetin ölçülmesi ile kinetik sürtünme katsayısının belirlenme yöntemi oldukça yaygındır. Bu yöntem atalet kuvveti etkisinde hesaplanmamış olup kuvvet ölçüm sıklığından etkilenen ortalama kinetik sürtünme katsayısının sonucunu verir. Bu çalışmada anlık sürtünme katsayısının statik ($\mu_s = \tan \phi_s$) veya atalet etkilerinin dikkate alındığı kinetik koşullarda (μ_k) elde edilmesi amacıyla basit bir yaklaşım önerilmiştir.

Dinamik koşullardaki anlık sürtünme katsayısı; girdi ivmesi ($\ddot{U}_g$), atalet etkileri ve girdi ivmesi ile değişen statik sürtünme katsayısının, düzlemin eğiklik açısının (θ), normal kuvvetin (F) bir fonksiyonudur. Bu yaklaşım Chaudhuri ve Hutchinson [61] çalışmalarına benzer olarak Mendez ve Romo [62] tarafından çalışılmıştır.

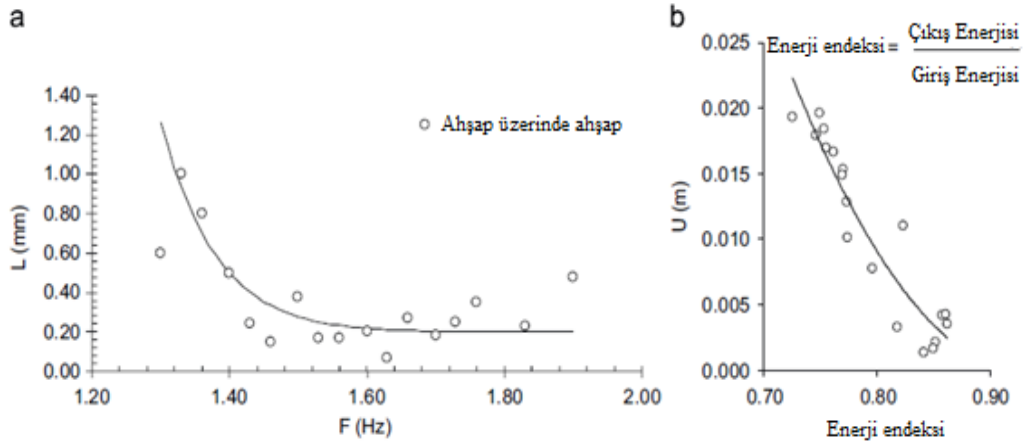
Şekil 2.96, geotekstil ve ahşap arayüzler için ivmenin zamansal değişimini göstermektedir. Şekil 2.96(a) ve (b)'de kesikli çizgi yenilme ivmesinin A noktasına ulaşma değerini göstermektedir. Şekle göre, bloğa ait ivme davranışının yenilme ivmesinden her iki deney koşulunda da büyük olduğu söylenebilir. Araştırmacıya göre bu durum sürtünme kuvveti varyasyonuna göre açıklanabilmektedir. Girdi ivmesinin bloğa ait davranış ivmesinden büyük olması durumunda sürtünme katsayısı negatif değerler almaktadır. Bu noktada sürtünme katsayısı sıfır etrafında salınım yapmaya başlamaktadır. Şekillerdeki A noktasından sonra, sürtünme katsayısı yavaş yavaş azalmakta ve minimum değerine ulaşmaktadır. Bu minimum değer ise girdi ivmesine, girdi frekansına ve arayüz malzemesine bağlı olarak değişmektedir.



Şekil 2.96 Geotekstil ve tahta arayüzleri ile gerçekleştirilen deneylerde ivmenin zamana göre değişimi (Mendez vd. [12])

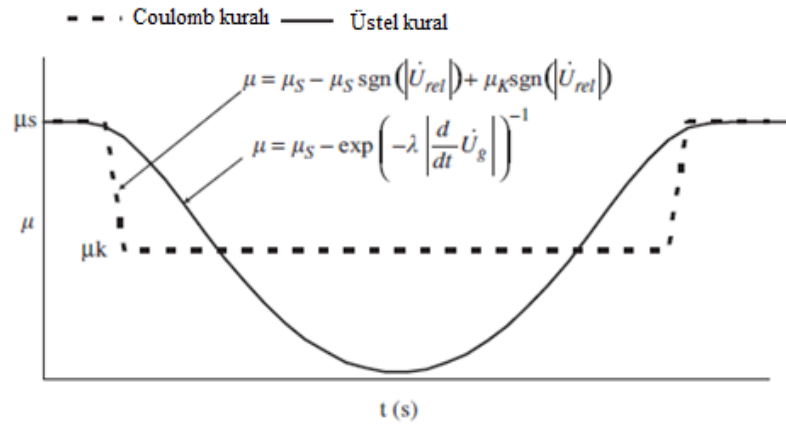
Dinamik deneyler için girdi frekansının geçiş uzunluğu üzerindeki etkileri de araştırılmıştır. Şekil 2.97 bu etkileri göstermekte olup ahşap arayüzey kullanılması durumunda geçiş uzunluğunun artan frekans etkisinde sabit bir değerde olana kadar azaldığı belirtilmiştir. Bu sonuç kayma yüzeyi boyunca yükleme oranının artması ile enerji transferinin azaldığını ifade etmektedir. Bu enerji transferini analiz edebilmek için enerji indeksi kayma yüzeyi üzerindeki rijit blok için çıkış enerjisinin giriş

enerjisine oranı olarak tanımlanmıştır. Tanımlanan bu enerji indeksine karşılık göreceli yerdeğiştirme Şekil 2.97'de verilmiştir.



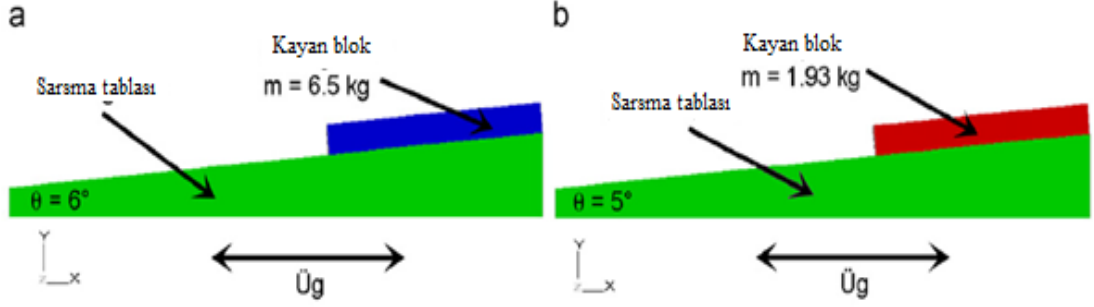
Şekil 2.97 (a) Dinamik deneylerde geçiş uzunluğu, (b) enerji indeksine karşılık göreceli deplasman (Mendez vd. [12])

Statik eğilme deney sonuçları, sürtünme katsayısının statik koşullardan dinamik koşullara kademeli bir geçişi olduğunu göstermektedir. Benzer şekilde dinamik deneylerin sonuçları, sürtünme kuvvetinin girdi hızı ile orantılı olarak değiştiğini göstermektedir. Bu çalışmada, diğer araştırmacıların sabit hız kabulüne ters olarak hız oranının sürtünme varyasyonunu etkilediği gözlenmiştir. Ayrıca sabit hız koşullarının, sismik etki altında kayma yüzeyinde güçlülkle meydana geldiğine dikkat edilmelidir. Şekil 2.98'de önerilen sürtünme kuralı ile Coulomb sürtünme kuralının zamanla değişimi verilmiştir. Bu şekil $\mu_s \rightarrow \mu_k$ geçişi açıklamaktadır ve sürtünme kuralı arayüz malzeme tipine ve dinamik koşullarla sürekli değişmektedir.



Şekil 2.98 Üstel sürtünme modeli ile karşılaştırılan Coulomb sürtünme kuralı (Mendez vd. [12])

Önerilen sürtünme modeli üç boyutlu farklı malzeme kullanılarak doğrulanmıştır. Her iki arayüz koşulu için sayısal model çalışması gerçekleştirmek için önerilen sürtünme modeli 3DEC kodu ile uygulanmış ve sonuçlar deneysel ölçümler ile karşılaştırılmıştır. Şekil 2.99'da her iki arayüz kullanılırken gerçekleştirilen deney modelleri yer almaktadır.



Şekil 2.99 Her iki arayüz için uygulanan sayısal model (Mendez vd. [12])

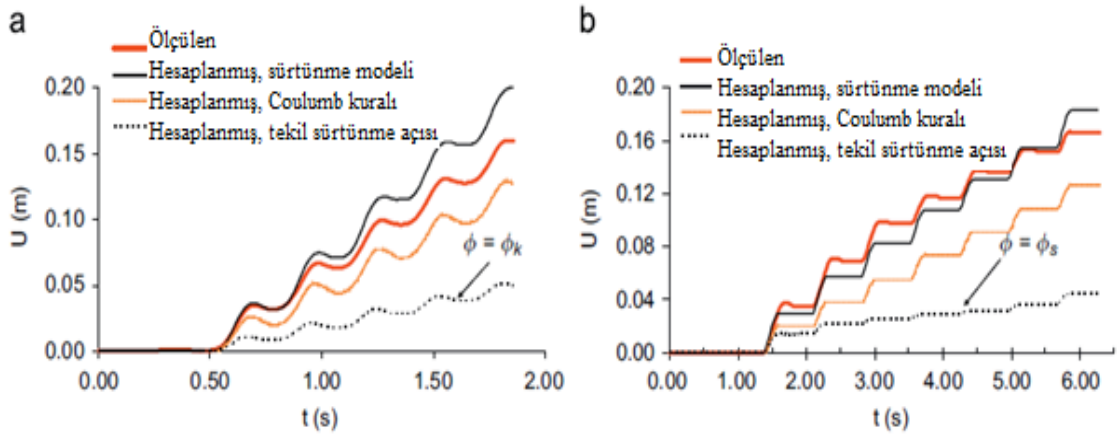
Bu değerlendirmeleri geliştirmek amacıyla iki farklı analiz yapılmıştır. Bir tanesinde iki sabit sürtünme açısı olan Coulomb kuralları kullanılırken, diğerinde tek sabit sürtünme açısı kullanılmıştır (Çizelge 2.21).

Çizelge 2.21 Sayısal analiz modeli için girdi parametreleri (Mendez vd. [12])

	Sürtünme modeli		Coulomb kuralı		Tekil sürtünme açısı	
	Geotekstil	Ahşap	Geotekstil	Ahşap	Geotekstil	Ahşap
$\phi_s(^{\circ})$	21.279	24.40	21.279	24.40	14.24	24.40
ϕ_k	Değişken	Değişken	$\tan^{-1}(\ddot{U}_{maks}/g)=14.24^{\circ}$	15.18°	14.24	24.40
$K_n(\text{MPa})$	100	100	100	100	100	100
K_s	37 Mpa	3 KPa	37 Mpa	3 KPa	37 Mpa	3 KPa
λ	21.4	2.20	-	-	-	-
Blok ağırlığı (kg)	6.5	1.93	6.5	1.93	6.5	1.93

Sayısal çalışmalar deney sonuçları ile ivme ve sürtünme katsayısı bakımından karşılaştırılmıştır. Deney sonuçları iki farklı davranış ortaya koymaktadır. Geotekstil kullanıldığında sürekli kayma hareketi gözlenirken, ahşap kullanıldığında ise tutma-kayma hareketi görülmüştür.

Şekil 2.100'de gözüktüğü biçimde de sayısal analiz sonuçları laboratuvar ölçümlerine oldukça yakındır. Her iki yüzey dikkate alındığında da analiz ve ölçüm sonuçları birbirini desteklemektedir.



Şekil 2.100 Her iki arayüze ait kayma rijitlikleri için uygulanan statik deneyler
(Mendez vd. [12])

Yapılan araştırmalar sonrasında şu sonuçlar elde edilmiştir. Eğik düzlemde kayan rijit blok ile yerçekimi etkisinde yapılan deneyler, belirgin geçişin kayma koşullarına bağlı olduğunu göstermiştir. Sonuçlar kinetik sürtünme katsayısının kayma sırasında statik sürtünme katsayısı, arayüz malzemesi ve dinamik koşulların bir fonksiyonu olarak değiştiğini açıkça belirtmiştir. Giriş hız dağılımını dikkate alan üstel sürtünme kuvveti modeli, sismik koşullarda arayüz kayması boyunca sürtünme kuvveti dağılımını tanımlamak için geliştirilmiştir. Model sürtünme kuvvetini üç boyutlu farklı malzeme kodu olan 3DEC uygulaması ile doğrulamıştır. Sayısal çözüm sonuçları ile laboratuvar deneyleri birbirine çok yakın sonuçlar ortaya koymuştur. Önerilen sürtünme modeli ile dinamik deney koşulları sırasındaki kaymaya bağlı olarak sürekli ve aşamalı değişimi durdurmak mümkündür ve bu da blok tepki ivmesinin neden $\ddot{U}_y$ 'i geçtiğini açıklamaktadır. Bu durum farklı araştırmacılar tarafından sarsma tablası deneyleri ile araştırılmasına rağmen uzun bir süre cevaplanamamıştır. Bu sorun, sürtünme kuvveti üzerindeki blok atalet kuvveti etkisi ile birlikte kayan yapıların dinamik analize olan

katkısını yansıtmaktadır. Örneğin, bu çalışmada geliştirilen sürtünme modeli sismik hareketlere benzer göreceli kayma hareketleri gibi herhangi bir mühendislik problemine uygulanabilmektedir. Ayrıca yürütülen laboratuvar deneylerinden statik sürtünme ve λ parametresi belirlenebilir. Girdi hareketi aynı zamanda dinamik sürtünme miktarı ile değiştiğinden, model için çalışma süresi boyunca tanımlanmalıdır.

Towhata [13]

Towhata [13] bu çalışmada mevcut hasar azaltma teknolojilerini göstermek için 1-g sarsma tablası deneyleri ve 50-g santrifüj deneylerini gerçekleştirmiştir. Çünkü ağırlık tipi rıhtım duvarlarının sismik stabilitesi ve onların büyük tahribatlarını önlemek, kuvvetli sismik bir olay sonrasında başarılı restorasyon çalışmaları ve afet önleme çalışmaları açısından oldukça büyük önem taşımaktadır. Ayrıca mevcut duvarlar sismik dirence sahip olmalarına rağmen artan deprem büyüklüğü etkisinde güvenli olmamaktadır. Deney sonuçları, sarsma şiddetinin 0.30 g civarında olduğunda gevşek temel kumunda zemin iyileştirme çalışmasının rıhtım duvarının gördüğü hasarı bir dereceye kadar azaltabileceğini belirtmektedir. Bu sonuçların aksine, kuvvetli sarsma etkisi yaratan santrifüj deneyleri ile yapılan ölçümlerin sismik atalet kuvvetinin artan etkileri sebebiyle iyileştirme çalışmalarının etkili olmadığını göstermiştir.

Daha önceki 1-g sarsma tablası deneylerine ve geçmiş depremlerin hasar gözlemlerine bağlı olarak rıhtım duvarlarının deprem sırasındaki olası yenilme modları aşağıda belirtildiği şekilde ifade edilmiştir.

1. Filtre tabakasında ve geri dolguda yenilme kaması ile birlikte taş dolgu üzerindeki rıhtım duvarının kayması
2. Temel zemini üzerindeki taş dolgu, filtre tabakası ve duvarın kayması
3. Temel zemininde kayma deformasyonu, rıhtım duvarının topuğu altında temel zemini kaybı ve bunların etkisi sonucu ortaya çıkan yatay ve düşey yerdeğistirmeler ve denize doğru duvarın eğilmesi.
4. Temel zemini üzerinden dairesel kayma düzlemi oluşumu sebebiyle yatay ve düşey yerdeğistirmeler ile rıhtım duvarının karaya doğru eğilmesi.

Dinamik yükleme sırasında rıhtım duvarı ve temel üzerine etki eden asıl kuvvetler ise şu şekilde tanımlanmıştır.

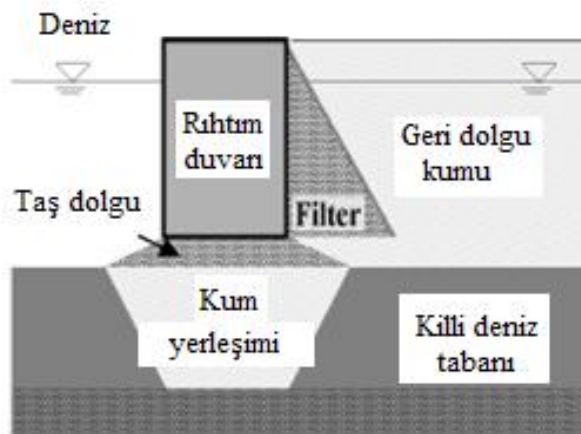
1. Göreceli atalet kuvveti
2. Rıhtım duvarının arka yüzeyi üzerinde statik toprak basıncı
3. Rıhtım duvarının arka yüzeyi üzerinde dinamik toprak basıncı
4. Temel zemininde statik kayma gerilmesi
5. Temel üzerinde üniform olmayan düşey gerilme

Rıhtım duvarının dinamik yükleme sırasındaki sismik davranışına ait üç farklı modu şu şekilde ifade edilmiştir.

1. Yatay ve çevrimsel sarsma
2. Düşey hareket
3. Dairesel sarsma veya sallanma

Bu çalışmada açıklanan deney modellerinde titreşim yalnızca yatay bileşene sahip olup düşey titreşim dikkate alınmamıştır.

Sarsma tablası deneyleri, kuru ve doymuş zemin modelleri kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Kuru zemin modelinde, rıhtım duvarının zeminde sıvılaşma etkisinin olmadığı durumdaki davranışını incelemiş iken doymuş zemin modelinde, temel zemini ve geri dolgu zemininde sismik sıvılaşma etkisinin olması durumundaki duvar davranışını gözlemlemiştir. Şekil 2.101, bu araştırmada çalışılan ağırlık tipi duvarın karakteristik enkesitini ifade etmektedir.



Şekil 2.101 İncelenen ağırlık tipi rıhtım duvarının kavramsal enkesiti (Towhata [13])

Kuru zemin modelinde QW-01kuru olarak bilinen deney modeli, temel ve geri dolgu zemini olarak Toyoura kuru kumunun kullanılması ile gerçekleştirilmiştir. Model

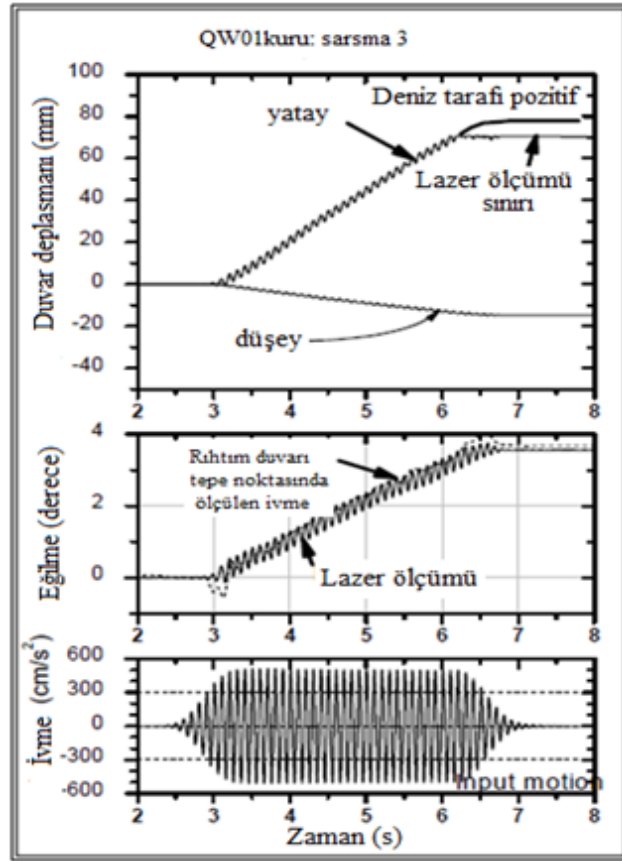
zemini ve duvar 2.69 m uzunluğunda, 0.39 m genişliğinde ve 0.59 m derinliğindeki bir rijit konteyner içerisine yerleştirilmiş olup bu konteyner da 3mx2m'lik sarsma tablası üzerinde yer almaktadır. Şekil 2.102'de modele ait enkesit verilmiştir. Sıkıştırılmış yoğun kum tabakası, tabanda Toyoura kumuna ıslak tokmaklama yönteminin uygulanması sonucu elde edilmiştir. Temel ve geri dolgu ise Toyoura kumunun bir kepçe yardımı ile kurutulması sonucu oluşturulmuştur. Buradan anlaşılabacağı üzere, temel ve geri dolgu zemininin üniform kumdan oluşmadığı çok açıktır. Bununla birlikte model konteynerin dışında aynı yöntem ile gerçekleştirilen denemelerde yenilme mekanizmasının Toyoura kumunun %40-45 göreceli sıklığında etkin olduğu görülmüştür

Şekil 2.102 QW-01kuru modelin enkesiti (Towhata [13])

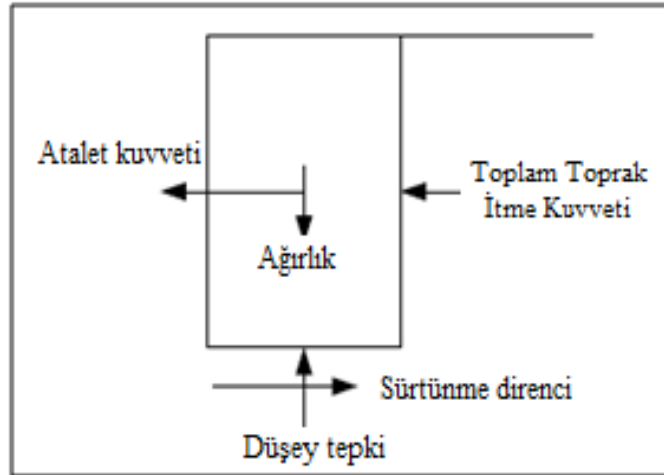
Çizelge 2.22 QW-01kuru model deneyinin 1, 2 ve 3 numaralı sarsma sırasında geri dolgu göçmesi ve keson deplasmanları (Towhata [13])

	Taban hareketi karakteristikleri	Yatay deplasman (mm)	Düşey Deplasman (mm)	Duvarın denize doğru eğilmesi (derece)	Geri dolgu zemininin göçmesi (mm)
Sarsma 1	0.265g/10Hz/40*	2	< 1.0	< 0.2	20
Sarsma 2	0.265g/10Hz/40	1	< 0.5	< 0.1	2
Sarsma 3	0.535g/10Hz/40	80	14	3.5	Üniform değil
*2.65g/10Hz/40 maksimum ivme genliğinin 0.265, frekansın 10 Hz ve 0.05 g genlikten büyük çevrim sayısının 40 olduğu anlamına gelmektedir.					

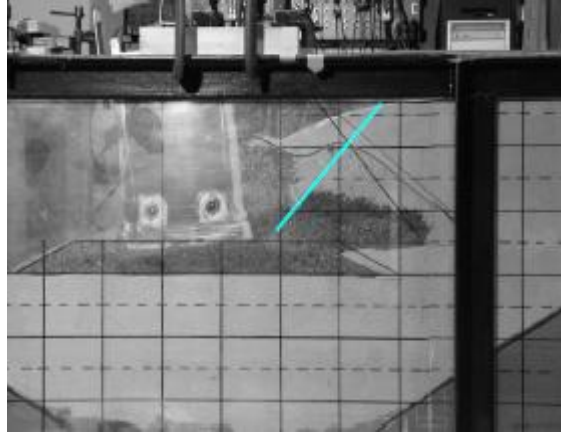
3 numaralı sarsma deneyinde temel hareketi ve rıhtım duvarının deplasmanı Şekil 2.103'te gösterilmektedir. İvme genliği 0.4 g değerini aştığında, duvar deplasmanı ve eğilmesi başlamıştır ve bu sonuç tasarım keson duvarının 0.4 g altındaki ivmeye karşı stabil olduğu ortaya koymaktadır. Duvar atalet kuvvetini uyaran depreme karşı basit stabilite hesapları Şekil 2.104'teki kuvvet diyagramına göre yapılmıştır. Taş dolgu (çakıl) ile keson (tahta kutu) arasındaki sürtünme açısının 35° olduğu kabul edilmiştir. 0.40 g ivme, duvarın birim genişliği başına 500 N atalet kuvvetinin oluşmasına sebep olmuş, rıhtım duvarı ötelenme hareketini gerçekleştirememiştir. Yalnızca statik aktif toprak basıncı, duvar üzerinde küçük deplasmana sebep olmuştur. Sürtünme direnci sebebiyle rıhtım duvarı altında birim genişlik başına 660 N'luk kuvvet ve yine birim genişlik başına geri dolguda 75 N'luk itme kuvveti meydana gelmiştir. Bu yüzden duvarın ötelenme hareketinin başlangıcı için, taş filtrenin dinamik toprak basıncından kaynaklanan ilave bir kuvvete gerek olduğu söylenebilmektedir. 0.535 g ivme değerinde gerçekleşen 3 numaralı sarsma deneyi sonrası çekilen fotoğrafı gösteren Şekil 2.105 kuvvetli sarsma sırasında gelişen yenilme kamasını ifade etmektedir.



Şekil 2.103 QW-01kuru modeli 3. sarsma girdi hareketi ve duvar deplasmanı
(Towhata [13])



Şekil 2.104 Dinamik yükleme sırasında duvara etki eden kuvvet bileşenleri
(Towhata [13])



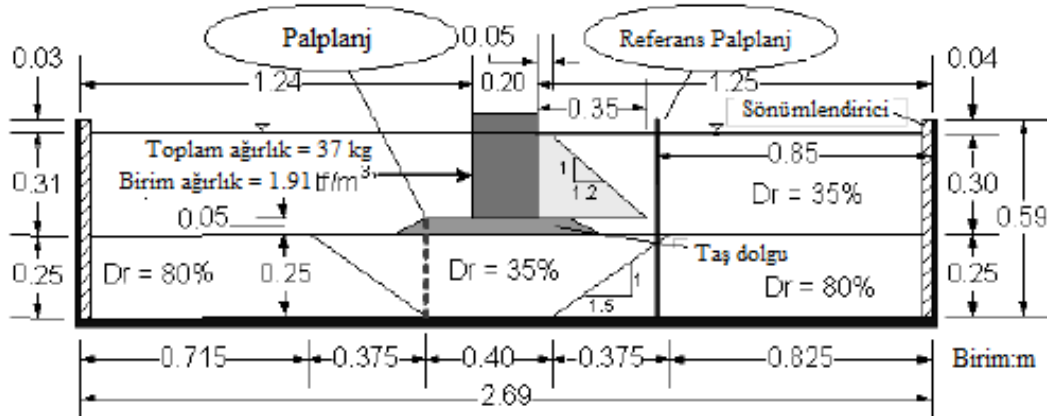
Şekil 2.105 Sarsma üç sonrasında keson deplasmanı (Towhata [13])

3 numaralı sarsma deneyi sırasında (0.535 g) rıhtım duvarında düşey deplasmanlar da gözlenmiştir. Bu deplasmanlar zemin kumunun sıkılığına bağlı olmayıp, gevşek yerleştirilmiş taş dolgunun tahribatına bağlı olarak meydana gelmiştir. Bu deneylerde taş filtre de önemsenmeden sıkıştırılmış ve gevşek olarak yerleştirilmiştir. Hasar görmüş geri dolgu ve taş filtrenin görsel gözlemleri yenilme düzlemi veya aktif zemin kamasi altındaki kayma bandının yataydan 50-55° yönüne doğru konumlandığını ortaya koymuştur.

QW-01kuru deneyinin sonuçları, 0.265 g ivmenin duvarın atalet kuvvetini oluşturmak için yeterli olmadığını ve rıhtım duvarının kaymasında gereken dinamik toprak basıncının oluşumu için 0.535 g ivmenin yeterli büyüklükte olduğunu ifade etmiştir. Bu tür yerdeğiştirme Newmark kayan blok yöntemi kullanılarak tahmin edilmiştir. Bu, deneyden elde edilen net bir sonuç olup kuru zemin ve geri dolgu varlığında, kesonun belirli düzeydeki deprem yükleri için kolayca tasarlanabildiği belirtilmiştir ve böylece daha az şiddetli bir deprem sırasında hasar görmeden kalabilmektedir. Tasarım deprem düzeyinden daha yüksek şiddetli olan depremler sırasında, rıhtım duvarının yerdeğiştirmesi belirgin hale gelmektedir. Bu model deneylerde, kumun kuru olması sebebiyle geri dolgu ve temel zemininde sıvılaşma mevcut değildir. Sarsma genliğinin 0.535 g'e yükselmesi durumunda rıhtım duvarında hasar oluşumu devam etmiştir. Taş dolguda meydana gelen kayma ve duvar topuğunda oluşan taş dolgu tahribatı, artan sarsma şiddetinde yatay, düşey ve açisal yerdeğiştirmeye neden olmuştur. Bu, kuvvetli sarsma durumunda duvar sisteminin hasar görebileceği hatta geri dolgu ve temel zemininde sıvılaşmanın oluşabileceği anlamına gelmektedir. Diğer taraftan, deprem hareketinin tasarım şiddetinden küçük olması ve geri dolgu ile temel zemininde

sıvılaşma olmaması durumunda, duvar sisteminin 1 ve 2 numaralı sarsma deneylerinde (0.265 g ivme genliği, QW-01kuru) gözlemlendiği gibi hasar oluşmamıştır.

Doygun zemin modelinde olduğu gibi, taban malzemesinin yumuşak deniz kili olduğu ve bu tip zemin üzerine yerleştirilen duvarların olduğu gerçek arazi koşullarında, şev dayanıksızlığından ve rıhtım duvarının zamana bağlı konsolidasyon oturmalarından kaçınmak gerektiği belirtilmiştir. Bu yüzden çoğu zaman yumuşak kil granüler malzeme ile değiştirildiği anlatılmıştır. Bu tip keson duvarı Japonya Kobe'de yer alan Island ve Rokko Limanları'nda 1/50 ölçekli olarak modellenmiştir ve Şekil 2.106'da modele ait enkesit yer almaktadır. Farklı sıklık değerlerinde Toyoura kumu prototip rıhtım duvarının kenarlarını temsil etmek amacıyla kullanılmıştır (Şekil 2.106). Rıhtım duvarı kenarlarındaki sıvılaşmayan kil tabakası, zemin hazırlanması sırasında kilin zor taşınır olması ve zaman kaybından kaçınmak amacıyla %80 sıklıkta Toyoura kumundan tasarlanmıştır. Sıvılaşma açısından Toyoura kumu ile deniz kili eşdeğerdir. Diğer yandan, sıkı kum ve modelin diğer bileşenleri arasındaki göreceli sürtünme açısı, yumuşak kil ve diğer bileşenler arasındaki ile aynı değildir. Bu, kabul edilen model için bir kısıtlamadır.



Şekil 2.106 1-g sarsma tablası deneylerinin Toyoura kumundan oluşan model zemin şekli (Towhata [13])

Çevresel basınç, drenajsız kumun davranışını son derece etkilemektedir. 1-g modelinde arazi davranışlarını yeniden gözlemek için geri dolgu ve temel zemini %30-35 gibi düşük bir sıklık değerinde hazırlanmıştır.

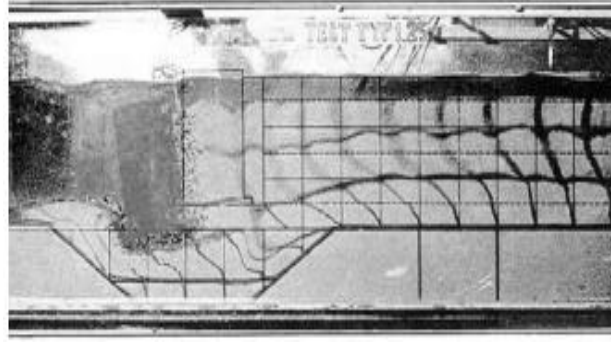
Deney modeli %80 göreceli sıklık değerinde 25 cm kalınlığında Toyoura kumunun, 2.5 cm kalınlığında tabaka tabaka ıslak tokmaktama yönteminin uygulanması ile

hazırlanmıştır. Rıhtım duvarının altındaki her iki tarafta da istenilen 1:1.5'luk eğimi elde edebilmek amacıyla zemin kazılmıştır. Karbondioksit (CO₂) konteyner tabanından boşluklardaki havayı dışarı çıkarmak için filtre edilmiştir. Ardından konteyner tabanından kum yüzeyine ulaşınca kadar yavaş bir hızla su ile doldurulmuştur. Daha sonra trapez kanal model konteynerin tepe noktasından yağmurlama sistemi ile üniform kum ile doldurulmuştur. Bu yöntemde kum partikülleri nihai hızları ile yerleşmişlerdir. Ayrıca doyma noktasına ulaşılması için ekstra bir çabaya gerek duyulmamıştır. Arazide rıhtım duvarı inşaatında, temel zemini tamamen deniz altında hazırlanır ve bu da bu çalışmada yağmurlama sisteminin kullanılmasının bir diğer sebebidir.

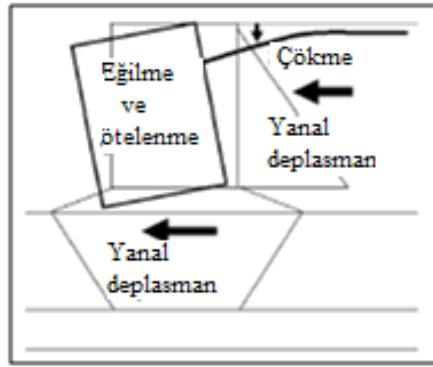
Yağmurlama sistemi, ivme ölçer ve boşluk suyu basıncı ölçerler için renkli kum yerleştirmek üzere geçici süre ile durdurulmuştur. Trapez kanal kum ile dolduğunda, su seviyesi de tabandan 30 cm yüksekliğe getirilmiştir. Bu aşamada taş dolgu, ortalama tane çapı 3.5 mm ve kuru birim ağırlığı 1400 kN/m³ olan kırmataş mıcırların yerleştirilmesi sonucu hazırlanmıştır. Duvar doğrudan taş dolgu üzerine yerleştirilmiştir ve su seviyesi 45 cm yüksekliğe kadar çıkarılmıştır. Kum yağmurlama sistemi ile geri dolgu kenarı üzerine de 30 cm yüksekliğinde yerleştirilmiştir ve taş filtre aynı kırmataş mıcırlardan oluşmuştur. Kırmataş ile geri dolgu arasına arayüz olarak 0.4 mm kalınlığında geotekstil yerleştirilmiştir. Geri dolgunun geriye kalan kısmı yine yağmurlama sistemi yardımıyla kum ile doldurulmuştur. Su seviyesi ise model zemin yüzeyinin 1.0 cm üzerinde tutulmuştur.

Rıhtım duvarının etkili yüksekliği 25 cm olup standart genişlik/yükseklik oranı 0.80 olarak kabul edilmiştir. Duvarın ağırlığı, duvar altındaki efektif temas basıncının 25 cm'lik geri dolgunun efektif gerilmesinden %10 daha fazla olduğu kabulüne göre belirlenmiştir. Duvarın ağırlık merkezi keson tabanının 12.3 cm üzerindedir.

Şekil 2.107'de geçmiş deneylere ait tipik bir örnek olarak verilmiş deplasman yapmış rıhtım duvarının şekli gösterilmiştir. Şekilden görüldüğü üzere duvar denize doğru hareket etmiş (sol) ve aynı yöne doğru eğilmiştir. Duvarın bu hareketi, geri dolgu zemininin ve duvar altındaki temel kumunun yanal deplasmanı sebebiyle olmuştur. Bu durum Şekil 2.108'de şematik olarak gösterilmiştir.



Şekil 2.107 1-g model deneylerinde zeminin deformasyonu ve rıhtım duvarının deplasmanı (Towhata [13])

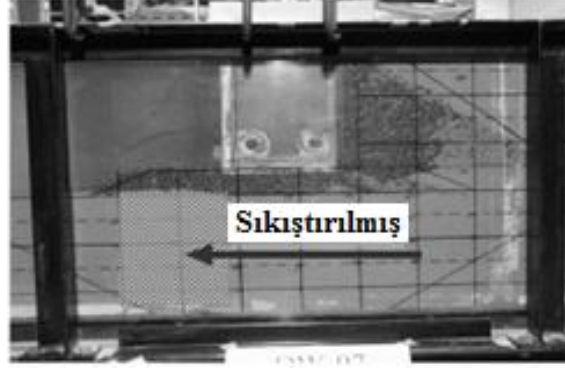


Şekil 2.108 Tipik duvar eğilme şekli (Towhata [13])

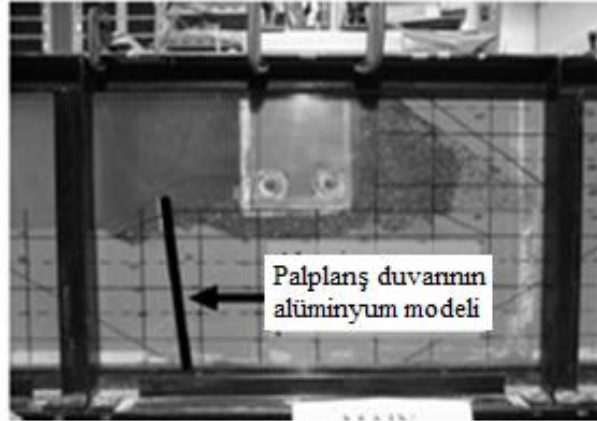
Böylece hazırlanan modellerde üç farklı hasar azaltma tedbiri tanımlanmıştır. Bunlardan birincisi zeminin deniz tarafındaki kumu sıkılaştırmak ikincisi ise, kum temelin deniz tarafına 2 mm kalınlığında alüminyum duvar yerleştirmektir (Şekil 2.109 ve 2.110). Bu tedbir palplanş duvar etkisini arttırmaya yönelik olup kum temelin yanal deplasmanını engellemektedir. Benzer şekilde geri dolguya da palplanş yerleştirilmiştir (Şekil 2.111). Böylelikle geri dolgu zemininin stabil kalması ve duvara etki eden dinamik toprak basıncının azaltılması amaçlanmıştır. Bir diğer tedbir ise zeminde kum temelin tahribatını azaltmak amacıyla yapılan enjeksiyon işlemidir (Şekil 2.112). Bu deneylerde kullanılan temel sisteme ait bilgiler Şekil 2.113'te gösterilmiş ve deneylerde frekans 10 Hz, ivme genliği 0.30 g büyüklüğündedir.

Şekil 2.114'te rıhtım duvarının tepe noktasındaki yanal deplasmanının zamanla değişimi verilmiştir. Şekilden palplanş olan durumda gözlenen deplasmanın, palplanş olmayan durumdaki kadar büyük olduğu görülmüştür. Bu sebeple duvar arkasına palplanş yerleştirmenin bir etkisinin olmadığı belirtilmiştir. Bunun olası sebebi duvar arkasına yerleştirilen duvarın, dinamik toprak basıncını azaltmaya yeterli olmaması ve palplanş

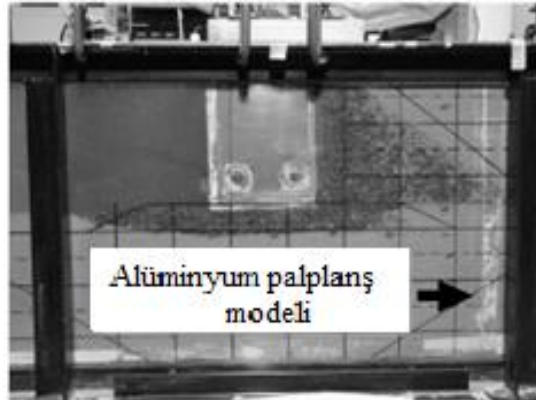
ile duvar arasındaki zemin kütlesinin önemli derecede atalet kuvveti oluşturmaktadır. Kısa mesafede palplanş duvarı imalatı fitre tabakasının büyük taşlardan oluşuyor olmasından dolayı çok kullanışlı değildir. Bir diğer önemli etken ise keson duvarının atalet kuvvetidir. Özetle bu kuvvet geri dolguya palplanş yerleştirilmesi ile azaltılamamaktadır ve önemli derecede duvar tahribatı ortaya çıkmaktadır.



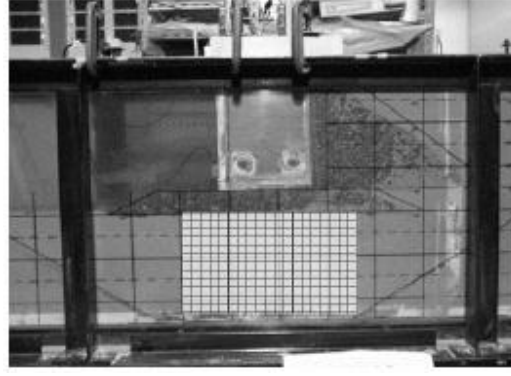
Şekil 2.109 Zeminin deniz tarafının sıkılaştırılması (Towhata [13])



Şekil 2.110 Zeminin deniz tarafına palplanş yerleşimi (Towhata [13])

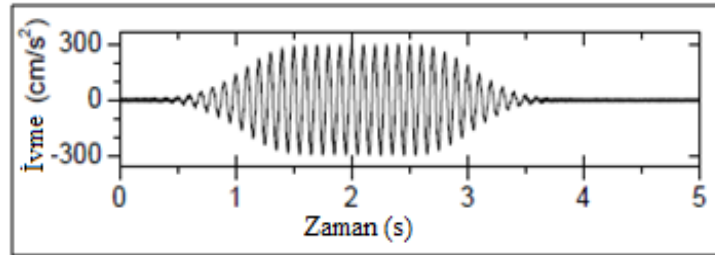


Şekil 2.111 Geri dolguda palplanş yerleşimi (Towhata [13])

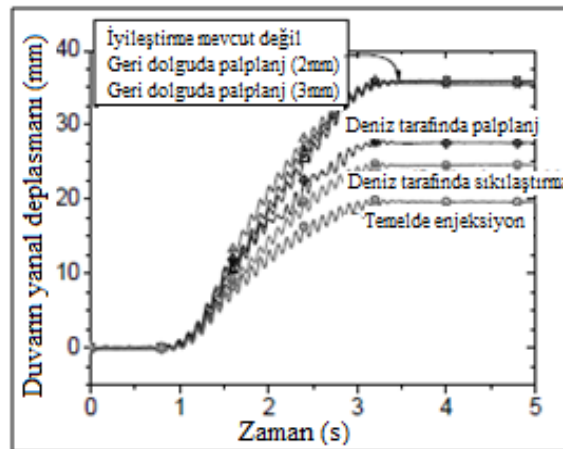


Şekil 2.112 Zemin iyileştirme çalışması (Towhata [13])

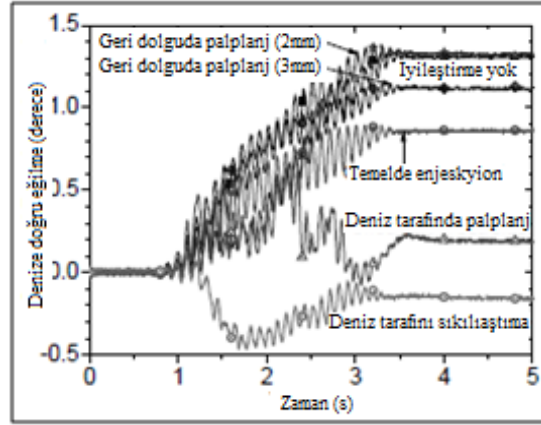
Şekil 2.115'te, farklı durumlar için rıhtım duvarının eğilmesinin zamansal değişimleri gösterilmiştir. Hiçbir önlem alınmadığında maksimum eğilme elde edilmiş ve duvar arkasına palplanş yerleştirilmesinin bir önemi olmadığı gözlenmiştir. Bunun aksine duvar altındaki temelde veya temelin deniz tarafında bu tedbirlerin alınması eğilmeyi azaltmıştır. Yanal deplasman (Şekil 2.114) ve eğilme açısından (Şekil 2.115) tutarlı sonuçlar elde edilmiştir. Sonuç olarak, zemin enjeksiyon işleminin, temelin deniz tarafına palplanş yerleştirilmesinin ve temelin deniz tarafındaki zeminin sıkılaştırılmasının duvar sistemi hasarını azaltmak için etkili olduğu gözlenmiştir.



Şekil 2.113 Taban sarsmasının zamansal değişimi (Towhata [13])



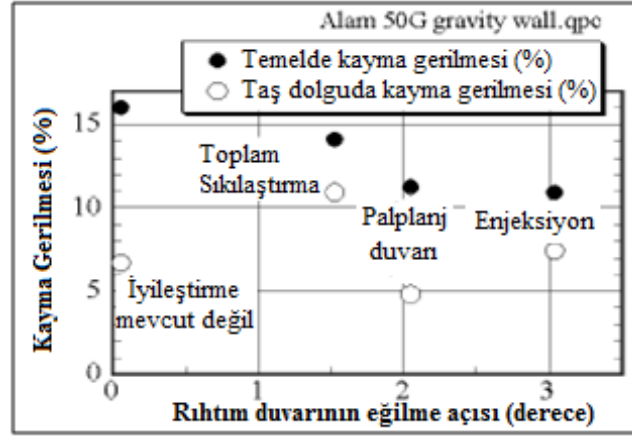
Şekil 2.114 Duvar tepe noktasının zamana bağlı yanal deplasmanı (Towhata [13])



Şekil 2.115 Rıhtım duvarının zamana bağlı eğilme davranışı (Towhata [13])

Bu çalışma kuvvetli sarsma etkisindeki ağırlık tipi rıhtım duvarlarının davranışını anlatmaktadır. 1-g model deneyleri kapsamında doygun geri dolgu zemininde oluşan tahribat ve rıhtım duvarının deplasmanı çoğunlukla sıvılaşmaya bağlıdır. Kuru geri dolgu ve temel zemininde mevcut olan model rıhtım duvarı aynı şiddette sarsmaya maruz kaldığında hasara uğramamaktadır. Sıvılaşmanın olduğu durumda ve hiçbir hasar önleme tedbirinin alınmadığı durumda, hasar derecesi 1g sarsma deneylerinde de santrifüj deneylerinde de bellidir. Hasar önleme tedbirlerinin etkileri 1g sarsma tablası deneylerinde beklendiği gibi gözlenmiştir. Diğer taraftan, tedbirlerin etkileri tam olarak net olmamakla birlikte santrifüj deneylerinde sarsma deneylerinin tam tersidir.

Santrifüj deneylerinde daha farklı sonuçlar gözlenmesinin sebebi tam belli değildir ancak bunun hakkında bazı araştırmalar mevcuttur. Santrifüj deneyleri büyük şiddetli sarsmalar ile gerçekleştirilmektedir. Bu kuvvetli sarsmalar, duvarda ve geri dolguda önemli derecede atalet kuvvetini oluşturmaktadır. Geri dolgu sebebiyle duvar üzerinde dinamik toprak basıncı meydana gelmektedir. Duvar tabanından itibaren stabilite, zeminin sıkılık ve katılığı gömülü palplanşın (Şekil 2.116) varlığına bağlı olarak değişmektedir ve rıhtım duvarı ötelenmekten çok eğilme hareketi göstermiştir. Bu eğilme hareketi duvarın tepe noktasında yanal deplasmana sebep olur. Bu sonuçlara göre mevcut deneyler ağırlık tipi rıhtım duvarının sınırlı stabilitesinin çok kuvvetli deprem sarsıntılarında meydana geldiğini belirtmektedir.

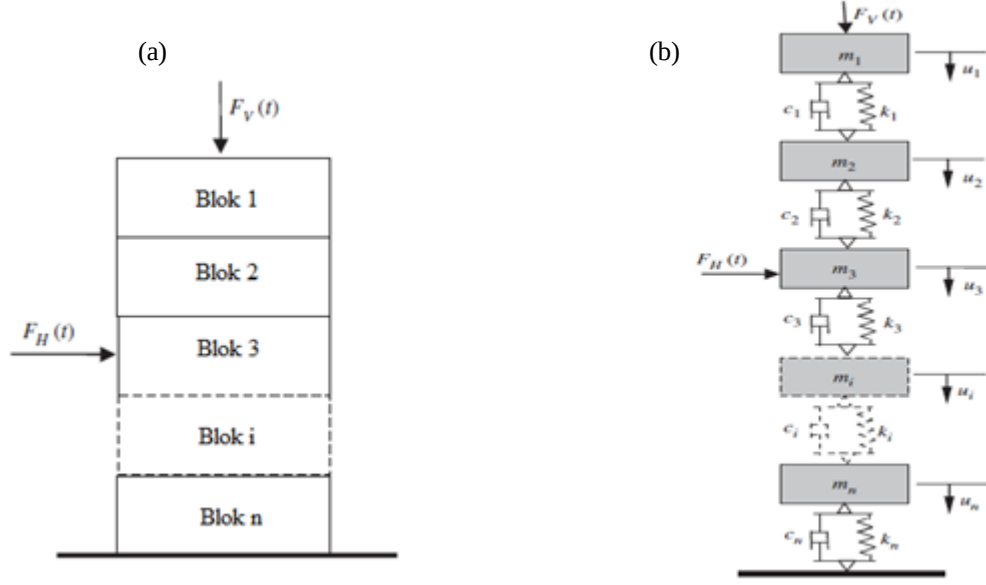


Şekil 2.116 Taş dolgu ve temelde kayma deformasyonu (Towhata [13])

Özetle, yapılan çalışma sonucunda araştırmacı şu sonuçları elde etmiştir. Sarsma tablası deneyleri ağırlık tipi rıhtım duvar tahribatını önleme çalışmaları varlığında gerçekleştirilmiştir. 0.30 g sarsma büyüklüğünde yürütülen deneylerde, zemini sıkılaştırma, iyileştirme ve palplanş kullanımı gibi yapılan hasar önleme çalışmalarının duvarda oluşan tahribatı azaltmaya yardımcı olduğu görülmüş ancak geri dolguda palplanş kullanımının hasarı azaltmadığı belirlenmiştir. Taş veya çakıl filtre varlığı sebebiyle keson duvarı üzerinde önemli derecede atalet kuvveti oluşmuştur ve bu kuvvet duvarı denize doğru itmiştir. Santrifüj deneylerinde sarsma şiddeti 0.43 g'e çıktığında yapılan tedbirler başarılı olmamıştır. Yumuşak temel zemini iyileştirildiğinde rıhtım duvarı kuvvetli atalet kuvvetine tabi tutulmuştur. Bu aşamada, ağırlık tipi rıhtım duvarının sismik stabilitesi kuvvetli sarsma şiddeti etkisinde sınırlı kalmıştır.

Ma vd. [14]

Ma vd. [14] bu çalışmada analitik bir model elde etmek üzere n adet özdeş bloğun sıralı olarak birbirlerine bağlanması ile oluşan blok sistemi ile çalışmıştır (Şekil 2.117a). Blok sistemi düşey yöndeki eksen boyunca dinamik tekil yüklemeye $F_V(t)$ bağlıdır. Deforme olabilir blok sistemi Şekil 2.117b'de gözüken şekilde çok serbestlik dereceli kütle-yay-sönümler sistemi içinde basitleştirilmiştir. $F_H(t)$ ise yatay itme kuvveti olup blok sistemine uygulanan yanal kuvveti temsil etmektedir. Bu sistem düşey yönde n. dereceden serbest kütle-yay-sönümler sistemi olarak davranmaktadır (Şekil 2.117b). Burada m_i ($i=1-n$) kütle, c_i ($i=1-n$) viskoz sönümler katsayısı, k_i ($i=1-n$) sıkılık, u_i ($i=1-n$) düşey deplasman ve alt simgeler ise blok numaralarını temsil etmektedir.



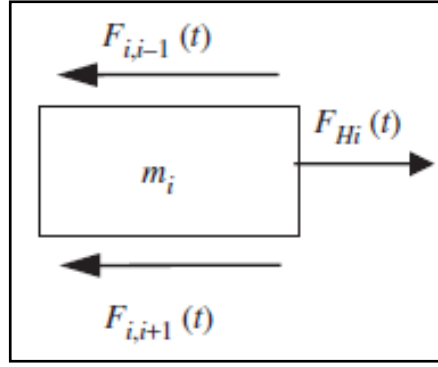
Şekil 2.117 (a) Çoklu blok sistemi, (b) düşey yönde analitik model (Ma vd. [14])

Statik denge pozisyonu olarak başlangıç pozisyonu seçildiğinde kütle-yay-sönümlleme sisteminin n . dereceden serbest denge denklemi aşağıdaki şekilde ifade edilmiştir.

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = p(t) \quad (2.98)$$

burada, m kütle matrisi, c sönümlleme matrisi, k rijitlik matrisi, u yerdeğiştirme vektörü, $p(t)$ düşey yük vektörü, $\dot{u}$ hız vektörü (zamana göre yerdeğiştirmenin türevi) ve $\ddot{u}$ ise ivme vektörüdür. Denklem 2.98'in çözümü, sırasıyla tekil-blok sistemi ve çoklu-blok sistemi için düşey deplasman değerlerini vermektedir.

Yatay yönde, kayan blok bitişik bloklardaki sürtünme kuvvetlerine ve yanal itme kuvvetine bağlı olarak Şekil 2.118'de gösterildiği gibi tek serbestlik dereceli sisteme yaklaşmıştır. Bu şekilde $F_{i,i-1}$ ($i-1$). bloktan i . bloğa kadar sürtünme kuvveti, $F_{i,i+1}$ i . bloktan ($i+1$). bloğa kadar sürtünme kuvveti, $F_{Hi}(t)$ i . bloğa uygulanan yanal itme kuvvetidir. $F_{i,i-1}$ ve $F_{i,i+1}$ blok sisteminin düşey deplasman davranışına bağlı olarak gözlenmiştir. i . bloğun yatay deplasmanı ise Newmark kayan blok teorisi kullanılarak elde edilmiştir. Araştırmacılar yatay deplasmanın detaylı hesabını vermiştir.



Şekil 2.118 Yatay yönde analitik model (Ma vd. [14])

Dinamik sürtünme mekanizmasını araştırmak amacıyla, ilk olarak tekil blok sistemi birinci dereceden serbest sisteme sadeleştirilerek incelenmiştir. Denge denklemi ise aşağıda belirtilen şekilde elde edilmiştir.

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = F_v(t) \quad (2.99)$$

burada, m kütle, c sönümleme katsayısı, k rijitlik, $u(t)$ bloğun düşey yerdeğiştirmesi, $\dot{u}(t)$ hız, $\ddot{u}(t)$ ivme, $F_v(t)$ ise bloğa düşey yönde uygulanan tekil yüküdür. Denklem 2.99 şu şekilde de ifade edilebilir.

$$\ddot{u}(t) + 2\zeta\omega_n\dot{u}(t) + \omega_n^2u(t) = \frac{F_v(t)}{m} \quad (2.100)$$

burada, $\zeta = c / c_r$ sönümleme oranı, $c_r = 2m\omega_n$ kritik sönümleme katsayısı, $\omega_n = \sqrt{k / m}$ birinci dereceden serbest sistemin doğal frekansıdır.

Yarım sinüzoidal yükleme dikkate alındığında,

$$F_v(t) = \begin{cases} P_0 \sin \omega t, & 0 \leq t \leq T \\ 0, & t \geq T \end{cases} \quad (2.101)$$

burada T yükleme süresi, P_0 yükleme genliği, ω yükleme frekansı olup $\omega = \pi / T$ olarak ifade edilir. Denklem $u(0) = u_0$ ve $\dot{u}(0) = \dot{u}_0$ başlangıç koşulları ile bağlantılı olarak deplasman hesabı için çözülmüştür ve burada u_0 ve $\dot{u}_0$ sırasıyla başlangıç deplasman ve hız ifadeleridir. Mevcut çalışmada, başlangıç koşullarında $u(0) = 0$ ve $\dot{u}(0) = 0$ olarak kabul edilmiştir. Birinci dereceden serbest sistemin

davranışı zorlanmış titreşim süreci ve serbest titreşim süreci olmak üzere iki süreçten oluşmaktadır. Bu süreçler sonrasında blok ve zemin arasındaki sürtünme

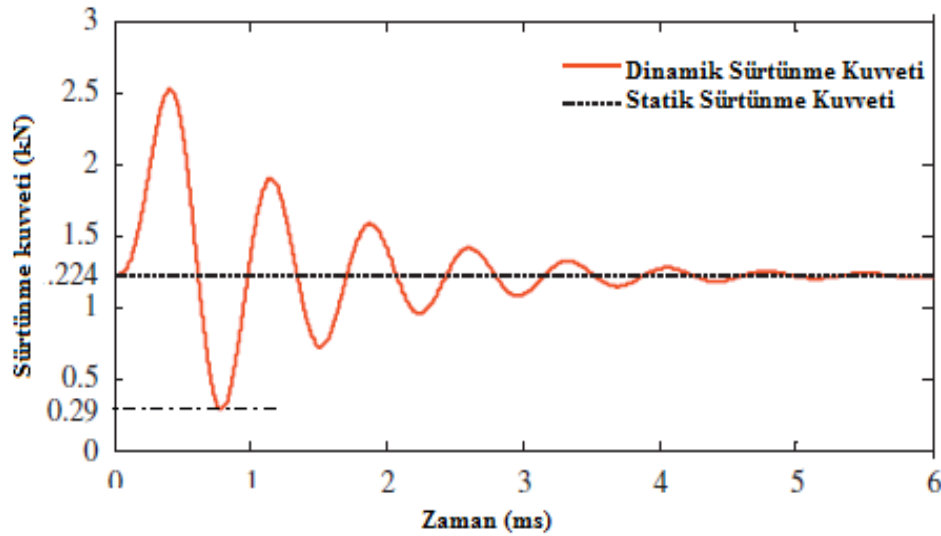
$$F_{hd} = N(t) \tan \phi \quad (2.102)$$

F_{hd} yatay yöndeki dinamik sürtünme, ϕ statik sürtünme açısı, N blok ve zemin arasındaki arayüze etki eden normal kuvvet, t ise süredir.

Mevcut çalışmada blok boyutları birim kalınlık için 0.4mx0.2m olarak kabul edilmiştir. Bloğun birim ağırlığı, Young modülü ve sürtünme açısı sırasıyla, 2650 kN/m³, 80 GPa ve 30° olarak sıralanabilir. Ağırlık yükü ile birlikte statik sürtünme,

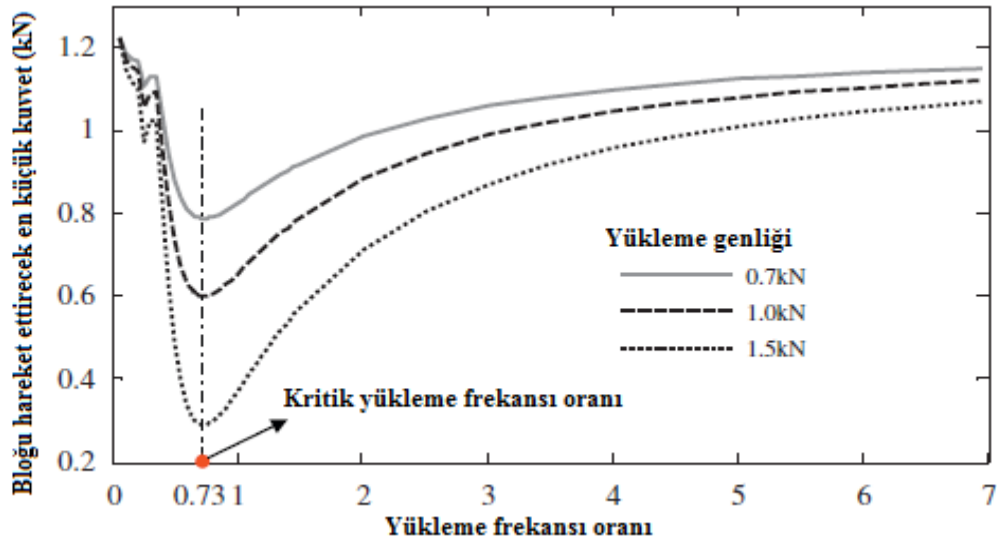
$$F_{hs} = mg \tan \phi = 1.224kN \quad (2.103)$$

Denklem 2.102 ve denklem 2.103'te elde edilen dinamik ve statik sürtünme kuvvetleri Şekil 2.119'da $P_0=1.5kN$ ve $\zeta = 0.1$ koşulları için karşılaştırılmıştır. Statik koşullar için sürtünme kuvveti sabittir. Dinamik koşullarda düşey yönde tekil yük uygulanmış ve dinamik sürtünme kuvveti statik sürtünme kuvveti etrafında salınım yapmıştır. İtme kuvvetinin 0.29 kN olan minimum dinamik sürtünme kuvvetini aşması ile birlikte blok yatay yönde hareket etmiştir. Bu durum, bloğa düşeyde uygulanan kuvvet ile kolaylıkla bloğu yatayda hareket ettirebileceği sonucunu ortaya çıkarmıştır.



Şekil 2.119 Tekil blok sistemi için statik ve dinamik sürtünme kuvvetinin karşılaştırılması (Ma vd. [14])

Daha sonra, titreşim genişliği ve 0-1.9 kN aralığındaki darbe genliğinin etkileri 0.05'ten 6.95'e kadar değişen girdi frekansı oranı β ile incelenmiştir. Buradaki β oranı, girdi frekansının blok doğal frekansına bölünmesi ile elde edilmiştir. Şekil 2.120'de bloğu hareket ettirmek için gerekli olan minimum kuvvet ile 0.7, 1.0 ve 1.5 kN değerlerindeki üç farklı darbe genliği için β girdi frekansı oranı arasındaki ilişkiyi göstermektedir. Şekildeki üç eğri ilk olarak artan girdi frekansı ile düşmekte ve minimum değere ulaştıktan sonra ise artmaktadır. Üç eğri de minimum değerlerine aynı girdi frekansında ulaşmış olup bu değer 0.73'tür. Statik koşullarda bloğu hareket ettirmek için gerekli olan kuvvet 1.244 kN iken dinamik frekans durumunda $\beta=0.73$ olduğunda gerekli kuvvet 0.788 kN'dur. Bu çalışma $\beta=0.73$ iken dinamik koşullarda bloğu hareket ettirecek kuvvetin artan darbe genliği ile doğrusal olarak azaldığını göstermektedir.



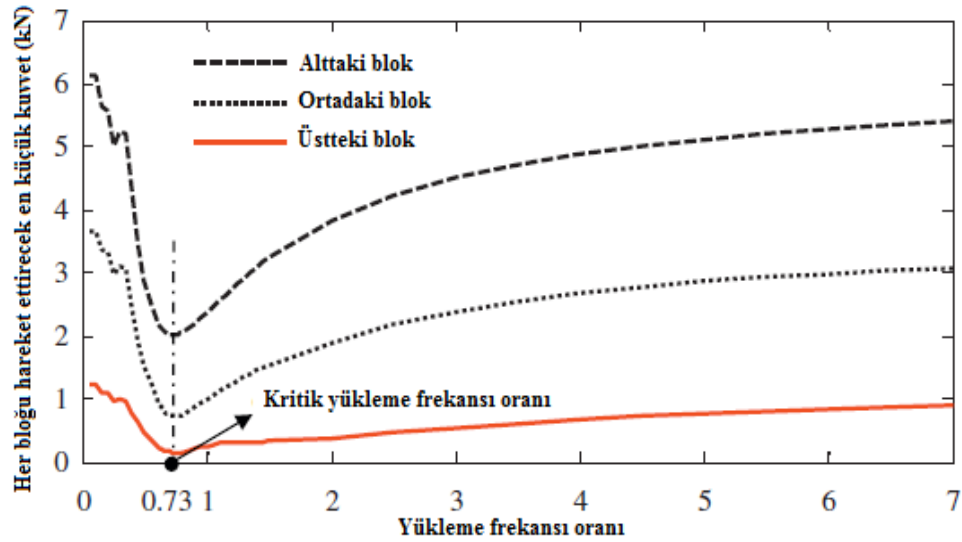
Şekil 2.120 Tekil blok sistemi için bloğu hareket ettirecek minimum kuvvet ile girdi frekansı oranı arasındaki ilişki (Ma vd. [14])

Yapılan çalışma ile sönüm etkisi de araştırılmıştır ve sönümleme oranının kritik frekans oranı üzerinde çok küçük etkisi olduğu görülmüştür. Bunun sebebi ise viskoz sönümlemenin kritik kuvvet üzerinde önemli bir etki yaratabilecek kadar yeterli zamanının olmamasıdır.

Çoklu blok sisteminin dinamik mekanizmasının araştırılmasında üç adet blok kullanılmış bu üç bloklu sistemin düşey davranışı üçüncü dereceden serbest sistem ile çözülmüştür. Çoklu blok sisteminde de blok boyutları birim kalınlık için 0.4mx0.2m

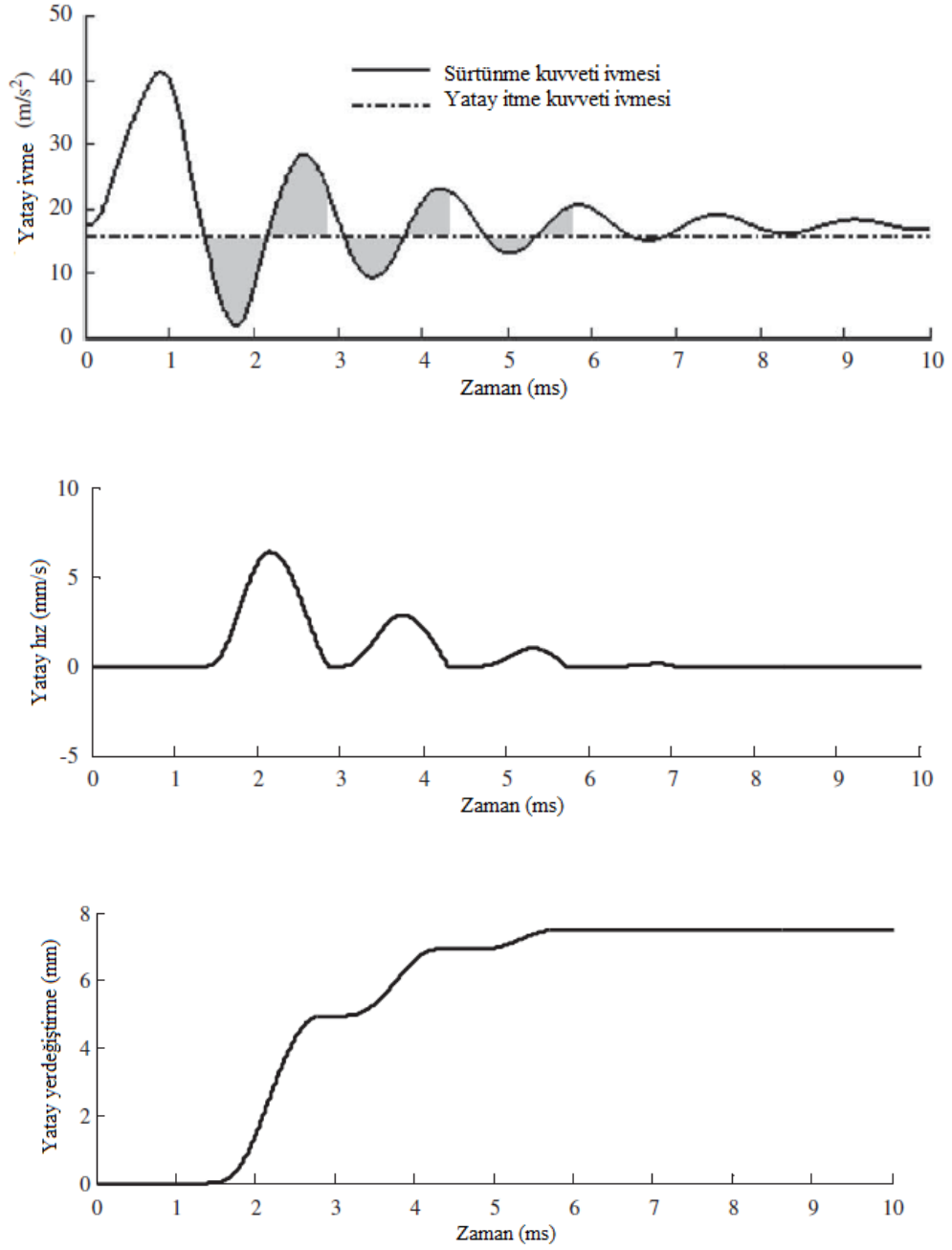
olarak kabul edilmiştir ve bloğun birim ağırlığı, Young modülü ve sürtünme açısı yine sırasıyla, 2650 kN/m³, 80 GPa ve 30° olarak sıralanmıştır.

Bu çalışmada da tekil blok sistemine benzer şekilde her blok için dinamik sürtünme kuvveti kendilerine karşılık gelen statik kuvvetler etrafında salınım yapmaktadır. Şekil 2.121 her bir bloğu hareket ettirmeye yarayan kuvvetler ile girdi frekansı oranı arasındaki ilişkiyi göstermektedir. Bu şekilden tekil blok sisteminde olduğu gibi, her bir eğrinin $\beta=0.73$ iken minimum değerlerine ulaştığı görülmüştür. Her bir bloğu hareket ettirecek kuvvetin yine tekil blok sisteminde olduğu gibi artan darbe genliği ile doğrusal olarak azaldığı da görülmüştür. İki sistem arasındaki tek fark girdi frekansının tanımıdır. Tekil bloklu sistemde girdi frekansı doğal frekanstan büyük iken çok bloklu sistemde ise girdi frekansı birinci doğal frekanstan büyüktür.



Şekil 2.121 Üçlü blok sisteminde her bir bloğu hareket ettirmek için gerekli olan minimum kuvvet ile girdi frekansı oranı arasındaki ilişki (Ma vd. [14])

Newmark kayan blok teoremi sismik harekete bağlı blok yerdeğiştirmesini tahmin etmek amacıyla kullanılmaktadır. Burada bu yöntem yanal yönde bloğun yatay yerdeğiştirmesini elde etmek amacıyla genişletilmiştir ve Şekil 2.122 bu çalışmaya ait örneği açıklamaktadır. Şekle göre yatay deplasman maksimum değerine ulaştığında blok hızı sıfır olmaktadır ve maksimum yatay deplasman, itme kuvveti ve tekil yüklemenin genliği ile birlikte artış göstermektedir.



Şekil 2.122 Newmark kayan blok yöntemine göre sırasıyla ivme, hız ve yerdeğiştirmenin zamana bağlı değişimleri (Ma vd. [14])

Mevcut çalışmada, blok sisteminin dinamik sürtünme mekanizması, çok serbestlik dereceli kütle-yay-sönümleyici sistem kabulü ile analitik olarak incelenmiş ve araştırmacı tarafından şu sonuçlar elde edilmiştir. Statik koşullarda, itme kuvvetinin blok üzerine uygulanan sabit sürtünme kuvvetini aşması durumunda blok hareket etmiştir. Dinamik koşullarda tekil yükleme kabulü yapıldığında ise, dinamik sürtünme kuvveti statik sürtünme kuvveti etrafında salınım yapmış ve itme kuvveti ile birlikte

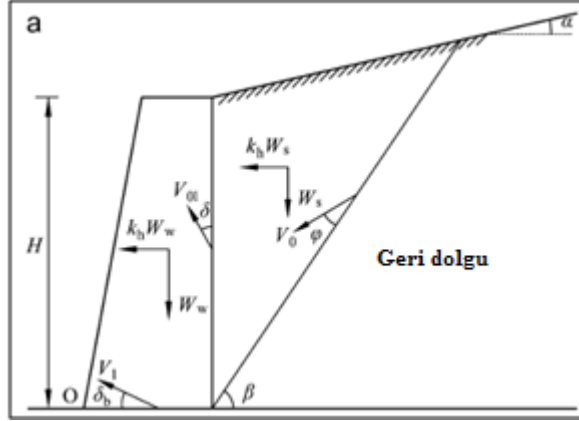
blok minimum sürtünme kuvvetinden daha büyük, statik koşullarda ise daha küçüktür. Özetle, eksenel yönde tekil yükleme kabulü yapıldığında, blok yanal yönde statik koşullara göre çok daha küçük itme kuvveti ile hareket etmiştir. Deney sonuçlarına göre girdi frekansı oranı kritik değere ulaştığında bloğu yanal yönde hareket ettirmek çok kolay olmaktadır. Bu girdi frekans oranı değeri üçgen yk dağılımında 0.67, yarım sinüzoidal dağılımında 0.73, dikdörtgensel yk dağılımında 1.0 olmaktadır. Aynı girdi frekansları ile bloğu büyük genlikte hareket ettirmek daha kolay olmaktadır. Sönümlenme oranının bu olay üzerindeki etkisi çok azdır. Tekil yükleme ya da yzeyssel çalkantının dikey yönde blok sisteminin stabilitesi üzerinde önemli etkisi söz konusudur. Bu sebeple, ev stabilitesi analizinde ve yeraltı kazı çalışmalarında bu faktörün göz önünde bulundurulması gerektiği belirtilmiştir.

Li vd. [15]

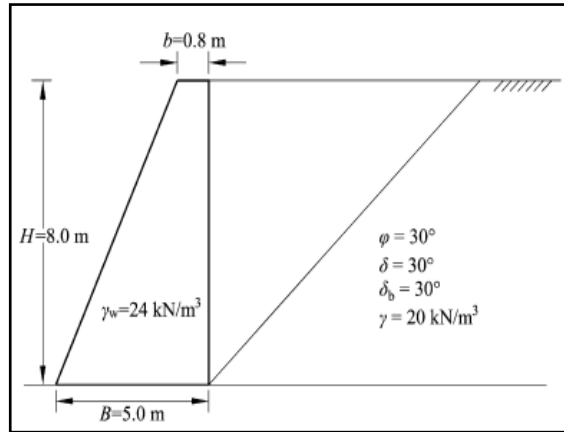
Li vd. [15] limit analizi üst sınır teoremine bağlı olarak, geri dolgu ile birlikte ağırlık tipi istinat duvarlarının sismik davranışını dikkate almış ve stabilite analiz yöntemi geliştirmek amacıyla çalışma yapmışlardır. Limit analizi üst sınır teoremi, zemin-duvar sisteminin kendi ağırlığına ilaveten deprem ya da herhangi bir yükleme sonucu oluşan başlangıç kuvveti etkisi altında kaymaya balayacağını belirtmektedir. Yöntemin tanımlanması için örnek gösterilmiş ve limit denge yöntemi ile kıyaslanmıştır.

Dolgu zemini istinat duvarlarının sismik stabilite analizinde, duvar-zemin sistemi u etkisinin ihmal edileceği kadar yeterli uzunluğa sahip olması; zeminin homojen, kuru ve kohezyonsuz olması; sismik etkinin bütün sistem içerisinde üniform ve yatay dağılması; yenilme kamasının düzlemsel olması gibi varsayımlar göz önünde bulundurulmuştur. Bunlara ilaveten, üst sınır limit analiziyle ilintili akma kuralı ve zemin yenilme koşullarının dıbkeyliğine göre zeminin deformasyona uğrayacağı varsayımı da dikkate alınmıştır. Çalışmada dikkate alınan olası göçme durumu, doğrudan kayma mekanizmasıdır. Bu göçme mekanizması zemin ve istinat duvarı kaması olmak üzere iki adet kamadan oluşmaktadır. Sistem önce yatay sismik yüklemeye maruz bırakılmış, zemin kritik ivmesinin açılmasıyla ağırlık tipi duvarlar ilk olarak alt tabaka üzerinden kaymaktadır. Bu durum istinat duvarının bu noktada doğrudan zemin yüzeyi üzerinde inşa edilmesi olarak idealletirilmitir ancak gerçekte ağır istinat duvarları daima gömme derinliğine sahiptirler (ekil 2.123).

Ağırlık tipi duvarlar betondan ve kuru geri dolgu desteği yapılarak duvar yalnızca yatay yerdeğiştirmeye zorlanmıştır. Kayma yenilme ivmesi faktörünün bu çalışmadaki değerleri sırayla 0.236, 0.112 ve 0.236'dır. Bu faktör için limit analizinin üst sınır teoremi, limit denge yöntemi ile aynı sonuçları vermektedir, oysaki iki yöntemin birbirinden çok farklı olduğu belirtilmiştir. (Şekil 2.124)



Şekil 2.123 İstinat duvarının göçme mekanizması (Li vd. [15])



Şekil 2.124 Destekleyici geri dolgu ile istinat duvarı (Li vd. [15])

İstinat duvarı ve geri dolgu zemini arasındaki sürtünme açısının (λ), k_c kritik sismik katsayı ve $\alpha=0^\circ$, $\delta_b=\phi=25^\circ, 30^\circ, 35^\circ$ ve 40° olan durumlarda yenilme yüzeyi üzerindeki etkisi incelenmiş ve λ artarken k_c 'nin arttığı, β 'nin ise azaldığı görülmüştür. Ayrıca ağırlık tipi duvarların yenilme ivmesi faktörü üzerinde arka duvar pürüzlülüğünün önemli bir etkisi olduğu görülmüştür. Bu yüzden deprem yüklemesi altında olan istinat duvarı tasarımında, duvar pürüzlülüğünün düzgün bir şekilde hesaba katılması gerektiği belirlenmiştir.

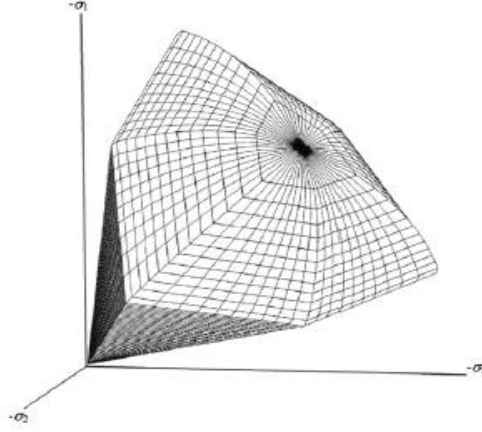
Araştırmacılar yaptıkları çalışma sonucunda şu sonuçlara varmışlardır. Sınırlı parametrik çalışmaya bağlı olarak, duvar pürüzlülüğünün yenilme ivmesi üzerinde önemli bir etkisinin olduğu görülmüştür. Zemin-duvar sisteminin analizinde, kapalı çözümler kullanılarak geçiş yenilme mekanizması çözümlenmiştir. Elde edilen ifadeler ile ağırlık istinat duvarlarının sismik stabilitesini değerlendirmek için kullanılan kritik ivme faktörü k_c hesaplanmıştır. Yürütülen model hesapları, önerilen yöntem ile klasik Mononobe-Okabe çözümünden elde edilen arasında bir uyum göstermiştir. Sonuç olarak, kritik ivme faktörü üzerindeki duvar pürüzlülüğü etkisi analiz edilmiş olup basitlik ve uygunluğundan dolayı güncel uygulamalarda limit analiz yönteminin kullanılabileceği beklenmiştir.

Tiznado vd. [16]

Tiznado vd. [16] bu çalışmada, normal sertlikteki granüler zemin üzerinde yer alan istinat duvarlarının sismik davranışlarını araştırmak amacıyla bir seri 2D sonlu-eleman analizi yapmıştır. Çünkü son zamanlarda müsaade edilebilir deplasmanlara dayalı yöntemler sıklıkla istinat duvarlarının sismik tasarımında kullanılmaya başlanmıştır. Ancak, bu yöntemler istinat duvarı arkasındaki hem temel zemini şekil değiştirilebilirliğini hem de zeminin sismik büyütmesini dikkate almamaktadır. Bu nedenle yapılan çalışmalarda ne dairesel ne de sismik etki nedeniyle meydana gelen yatay yerdeğiştirmelere yönelik tahminler geliştirilememiştir.

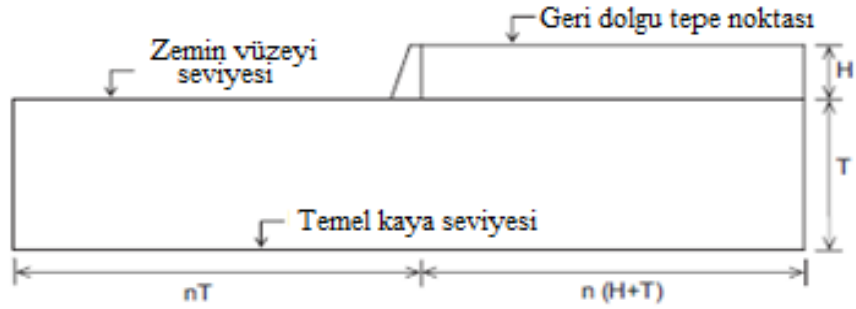
Araştırmacılar tarafından gerçekleştirilen çalışmada, Şili'ye ait kuvvetli yer hareketleri kayıtları ana kaya seviyesine uygulanmıştır. Hem geri dolgu hem de temel zemin davranışı için ileri seviyeli-doğrusal olmayan yapısal bir model kullanılmıştır. Bu elastoplastik model hem zemin sıklığının gerilme bağımlılığını hem de gerilme ve hacimsel deformasyon arasındaki kavramı dikkate almıştır. Yükün kaldırıldığı ve yeniden yüklendiği periyotlarda, doğrusal olmayan kayma modülleri azalması, kayma gerilmesi genliği ile birlikte dikkate alınmıştır. Ara yüzeye ait elemanlar model-zemin-yapı etkileşimi için kullanılmıştır. Sayısal çalışmada, Şili dalma-batma zonuna ait sismik özelliklere benzer bir dinamik kayıt oluşturulmuştur ve buna bağlı olarak istinat duvarının taban ve tepe noktalarında meydana gelen yerdeğiştirmeler tespit edilmiştir. Böylelikle duvarda sismik etki nedeniyle gelişen dönme hareketi gözlenmiştir. Akış diyagramında duvar boyutları, granüler zemin özellikleri, ana kaya derinliği ve sismik girdi hareketi karakteristikleri de dikkate alınmıştır.

HSsmall modeli elastoplastik yapısal bir modeldir ve bu model çevrimsel yükleme sırasındaki plastik deformasyonlara bağlı olarak gelişen kayma sertleşmesini ifade etmektedir. Yükleme sırasındaki plastik gerilmeye bağlı olarak kayma sertleşmesi meydana gelmiştir. Yenilme yüzeyine ait açıklama Şekil 2.125 ile ifade edilmiştir.

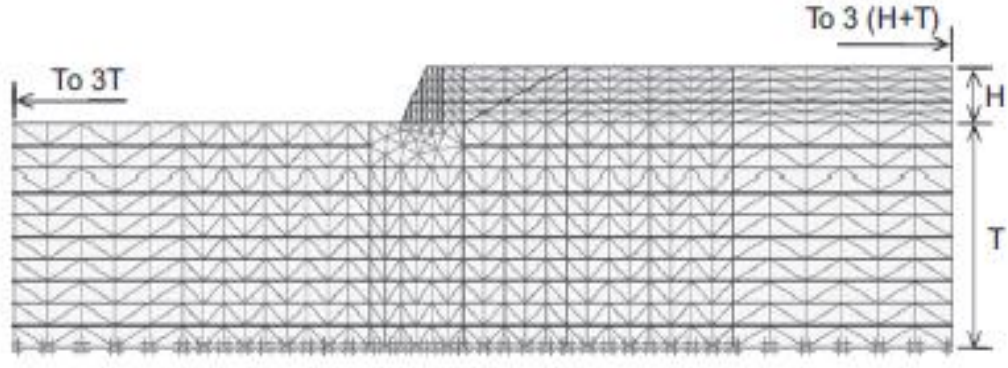


Şekil 2.125 Kohezyonsuz zemin için asal gerilmeye ait yenilme yüzeyi
(Tiznado vd. [16])

İki boyutlu düzlemsel deformasyon FE analizleri altı-düğümlü üçgen elemanlar kullanılarak gerçekleştirilmiştir. İlk analizler yapıldıktan sonra, ağ boyutu olarak $n=5$ seçilmiştir (Şekil 2.126). Bölümlere ayrılan FE analiz modeli ise Şekil 2.127'de gösterilmiştir.

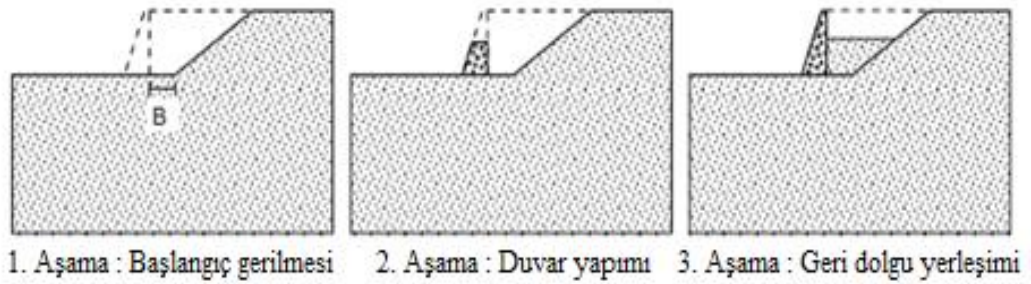


Şekil 2.126 FE ağının boyutları (Tiznado vd. [16])



Şekil 2.127 İstinat duvarlarına ait analizlerin bölümlere ayrılması
(Tiznado vd. [16])

Sismik etkiden önce ortalama başlangıç efektif gerilme alanı, hem duvarın hem de geri dolgunun belirli bir inşaat sürecinin benzeştirilmesi ile gözlenmiştir. Üç farklı inşaat aşaması Şekil 2.128'de gösterildiği gibi dikkate alınmıştır. 1. aşama, duvardan yaklaşık B noktası kadar uzaklığa yerleştirilen mevcut eğimin topuğunun yer aldığı başlangıç durumudur (B duvarın taban genişliği). Başlangıçta gerilmeler, artan şekilde ağırlık yüklemesi yapılarak tüm elemanlarda gözlenmiştir. FE analizi sonrasında, hem deplasman hem de deformasyon değerleri sıfır olarak bulunmuştur. 2. aşama ise yükselen duvar inşaatına karşılık gelmektedir. 1m kalınlıktaki tabakanın yerleştirilmesi kademeli bir şekilde gerçekleştirilmiştir. 3. aşama da artan geri dolgu yapısını açıklamaktadır. Burada da 1m kalınlıktaki tabaka kademeli bir şekilde yerleştirilmiştir.



Şekil 2.128 İstinat duvarlarının yapısal aşamaları (Tiznado vd. [16])

HS modeli çok küçük deformasyonlarda histerik sönümlenme olmadığı için yaklaşık olarak lineer davranışı sergiler dolayısıyla bu durum dalga yayılımının sayısal modeli sırasında gerçek olmayan bir rezonansa neden olabilmektedir.

Bu çalışmada analiz için üç farklı temiz kum kullanılmıştır. Bunlar, göreceli sıkılığı %60 olan M kumu, orta sıkılıktaki ($D_r = \%70$) MD kumu ve yoğun ($D_r = \%80$) D

kumudur. HSsmall modelinde kullanılan bu kumlara ait diğer özellikler Çizelge 2.23'te açıklanmıştır.

Çizelge 2.23 HSsmall modelinde kullanılan kumlara ait parametreler
(Tiznado vd. [16])

Paremetre	M kumu	MD kumu	D kumu	Birim
G_s	2.7	2.6	2.7	-
γ	16	17	18	kN/m ³
c	0.0	0.0	0.0	-
ϕ	35°	37°	40°	-
ψ	5°	7°	10°	-
ν_{ur}	0.2	0.2	0.2	-
K_o	0.426	0.398	0.357	-
m	0.5	0.5	0.5	-
R_f	0.9	0.9	0.9	-
E_{50}^{ref}	3.50E+04	4.000E+04	4.50E+04	kPa
E_{oed}^{ref}	3.50E+04	4.000E+04	4.50E+04	kPa
E_{ur}^{ref}	1.05E+05	1.20E+05	1.35E+05	kPa
G_0^{ref}	7.45E+04	9.57E+04	9.82E+04	kPa
$\gamma_{0.7}$	2.00E-04	2.00E-04	2.00E-04	-

3 Mart 1985'te kaydedilen Şili depremi ($M_s=7.8$) Sonlu Eleman modelinde girdi verisi olarak kullanılmıştır. Maksimum ivmeler, hızlar ve deplasmanlar Çizelge 2.24'te verilmiştir.

Çizelge 2.24 1985 Şili deprem kayıtları (Tiznado vd. [16])

Konum	Bileşen	$a_{\max}$ (g)	$v_{\max}$ (m/s)	$d_{\max}$ (m)
Zapallar	NS	0.270	0.1122	0.0115
Zapallar	EW	0.304	0.1346	0.0169
UTFSM	S20E	0.165	0.0631	0.0125
UTFSM	N70E	0.176	0.1460	0.0311
Quintay	NS	0.236	0.1251	0.0282
Quintay	EW	0.260	0.1934	0.0348
Pichilemu	NS	0.259	0.1168	0.0373

Uygulamalarda karşılaşılan durumları elde etmek için farklı duvarlar analiz edilmiştir. Bu duvarların geometrileri ve boyutları sırasıyla Şekil 2.129 ve Çizelge 2.25'te ifade edilmiştir. Ayrıca, farklı homojenlikte sıkıştırılmış granüler dolgular dikkate alınmıştır. Bu dolgular 8 m'den 20 m'e olan aralıkta değişen farklı kum karakteristiklerinden meydana gelmiştir. Her bir duvar modelinde 14 farklı ivme kaydı kullanılarak dört farklı model için toplam 56 adet sayısal analiz gerçekleştirilmiştir (Çizelge 2.26).

Çizelge 2.25 Çalışılan duvar modelinin boyutları (Tiznado vd. 2010)

	W_1	W_2	W_3
Duvar Yüksekliği, H (m)	3	5	8
Taban genişliği, B (m)	1.8	3	4.5
Tepe genişliği, B' (m)	0.3	0.5	0.5



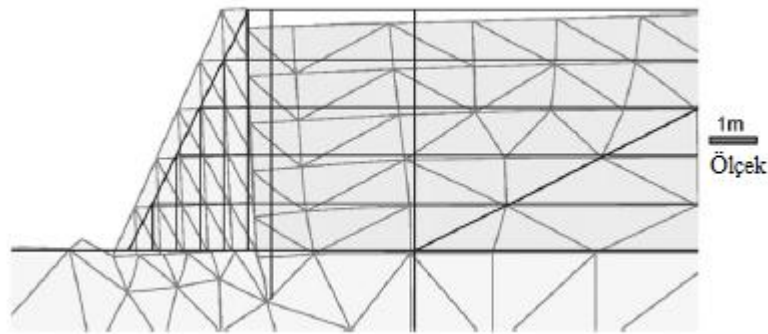
Şekil 2.129 Duvar geometrisi (Tiznado vd. [16])

Çizelge 2.26 Duvar modellerinin karakteristikleri (Tiznado vd. [16])

	Model I	Model II	Model III	Model IV
Duvar geometrisi	W_1	W_2	W_2	W_3
Geri dolgu	M kumu	M kumu	M kumu	M kumu
Temel zemini	MD kumu	D kumu	M kumu	MD kumu
Temel-zemin kalınlığı (m)	8	20	20	12
Duvar tabanındaki arayüzey için δ_1/ϕ	1	2/3	2/3	1
Duvar -geri dolgu arayüzeyi için δ_1/ϕ	0.5	0.5	0.5	0.5

Zemin hareketi büyütmesi istinat duvarlarının dinamik analizinde önemli rol oynamıştır. Beklendiği gibi, ana kaya hareketi yalnızca duvar temelindeki yatan zeminin dinamik davranışı tarafından değil, aynı zamanda geri dolgunun sismik büyütmesi tarafından da değişime uğratılmaktadır. Duvar arkasında yer alan zemin üzerindeki ivmelerde meydana gelen artış istinat yapıları üzerinde etkili olan sismik yanal basınçların artmasına sebep olmuştur.

Şekil 2.130'da duvar-model III'ün UTFSM-N70E kayıtlarına ait ($a_{\max}=0.3g$) deformasyona uğramış ağı gösterilmektedir. Orta yükseklikli bu duvarın tepe ve taban noktalarındaki kalıcı yatay deplasmanlar sırasıyla 0.55 ve 0.33 m olarak elde edilmiş ve 2.5°'lik bir eğilme gözlenmiştir. Bu deplasmanlar FE analizi ile basitleştirilmiş bir şekilde 0.33-0.55 m aralığında olmak üzere verilmiştir.



Şekil 2.130 Duvar modeli III analiz ağı (Tiznado vd. [16])

Yukarıda bahsedildiği gibi, istinat duvarlarının sismik davranışı oldukça karmaşıktır. Bu davranış, temel ve geri dolgu zeminlerinin dinamik davranışı, duvarın atalet davranışı, zemin-yapı etkileşimi ve sismik hareketin karakteristikleri gibi birçok değişkene bağlıdır. Bu sebeple deneme yanılma yöntemi ile 56 adet sayısal model denenmiş, korelasyon katsayısı incelenmiştir.

Araştırmacılar yaptıkları çalışma sonucunda kuvvetli sismik hareketlerin etkisinde olan granüler zemin üzerindeki ağırlık tipi istinat duvarlarının davranışı hakkındaki şu sonuçları elde etmişlerdir.

Duvarın kalıcı deplasmanları üzerinde önemli rol oynayan temel zemini ve geri dolgunun her ikisinde de sismik büyütme etkisi bulunmuştur. Duvar arkasında zemin üzerinde etkin olan ivmeler ana kaya seviyesinde uygulanmış ivmelerden oldukça farklı bulunmuştur. Bu ivmeler daha önceden tanımlanamamıştır çünkü temel ve geri dolgu zeminlerinin dinamik özellikleri, deprem karakteristikleri ve duvarın atalet davranışı gibi çeşitli değişkenlere bağlı olduğu belirtilmiştir. Ayrıca zeminde oluşan deformasyonlara bağlı olarak istinat duvarında meydana gelen dönme ve yatay yerdeğiştirmeler tespit edilmiştir. Böylece tüm değişkenleri kapsamak amacıyla tasarım faktörü F_d 'e dayanarak yaklaşık bir yöntem geliştirilmiştir.

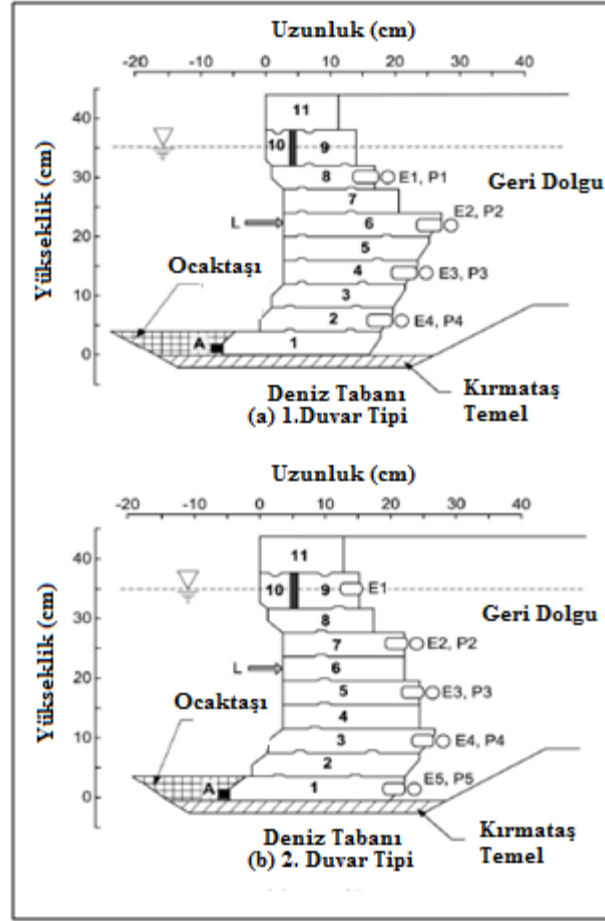
Sadrekariimi [17]

Sadrekariimi [17] bu çalışmada kambur tipi rıhtım duvarlarının sismik yerdeğiştirmelerini sekiz adet küçük ölçekli sarsma tablası model deneyleri aracılığıyla çalışmıştır. Çünkü rıhtım duvarları, büyük hasar ve ekonomik sonuçlara sebep olan depremler sırasındaki göçme ve beklenmedik yerdeğiştirmelere rağmen liman hizmetlerinin en önemli elemanlarından biridir. Bu sebeple, uygun tasarım ve rıhtım duvarlarının sismik performansını belirlemede, deniz yolu ile taşımacılık sektöründe bir sorun olmaya devam etmektedir. Deneysel sonuçlar geri dolgu oturmasının, kıyı ve liman tesislerinin yer aldığı ve deprem esnasında daha az zarar ve deformasyona maruz kalan kambur tipi rıhtım duvarlarının arka bölgesinde küçük olduğunu belirtmektedir. Aynı zamanda gevşek deniz tabanı malzemeleri yerleştirilmiş duvarlar için, model deneylerden elde edilen gözlemlere göre zeminin dayanımını yitirmesi, rıhtım duvarının yatay deplasmanına ve dönmesine sebep olmaktadır. Ayrıca kayma deplasmanları, geliştirilmiş kayan blok modelinin kullanımı ile belirlenmiştir. Burada kullanılan yöntem yanal toprak basıncı için statik olmayan Mononobe-Okabe yöntemini de

kapsamakta olup, rıhtım duvarlarının sarsma tablası model deneylerinde ölçülen kayma deplasmanları ile oldukça uyum sağlamaktadır.

Küçük ölçekli rıhtım duvarları üzerinde 1g sarsma tablası model deneyleri, araştırmacı (Sadrekarimi [64]) tarafından gerçekleştirilmiş ve rıhtım duvarlarının sismik olarak uyarılmış deplasman mekanizmasını araştırmak ve basitleştirilmiş analitik teknikler geliştirmek amacıyla kullanılmıştır. Bazı sınırlamalara rağmen (örneğin, azalan gerilmeler, sınır koşulları, girdi hareketleri), 1g sarsma tablası model deneyleri zeminin dinamik davranışına ait önemli özellikler ile ilgili faydalı bilgiler ortaya koymaktadır ve bu özelliği ile geoteknik mühendisliği çalışmalarında sayısal ve analitik yöntemlerin kalibrasyonları için kullanılmaktadır.

Şekil 2.131'de model rıhtım duvarlarının enkesiti ve deney süresi boyunca davranışlarını kaydeden aletler gösterilmiştir. 1. duvar tipinde bloklar karaya doğru olacak şekilde daha uzun yerleştirilmiştir, en uzun blok Şekil 2.131(a)'dan görüldüğü gibi 6. bloktur. 2. duvar tipinde ise bloklar karaya doğru nispeten daha kısa iken, Şekil 2.131(b)'den görüldüğü gibi tabana yakın 3. blok karaya doğru en uzun bloktur. Her iki duvar da 4 cm yükseklik ve 4 cm genişlikteki ve farklı uzunluk değerlerine sahip beton bloklardan (birim ağırlığı 24 kN/m^3) meydana gelmiştir (Şekil 2.131). Bir adet beton kronman (Blok Numarası 11) 6 cm yüksekliğinde ve 44 cm genişliğinde olup duvarın en üstüne yerleştirilmiştir ve sonuç olarak, her bir duvarın toplam yüksekliği 44 cm olmuştur. 1. duvar tipi ağırlığı 200 kgf (birim metre için) ve genişliği tepe noktasında 11.2 cm taban noktasında ise 22.5 cm'dir. Diğer taraftan 2. tip duvar ise 172 kgf (birim metre için) ağırlığında, tepe ve taban noktasındaki genişlikleri sırasıyla de 12.8 cm 24.5 cm'dir. Kayma kilitleri (0.45 cm yüksekliğinde ve 1 cm uzunluğunda, (Şekil 2.131) beton bloklar arasındaki göreceli yerdeğiştirmeyi engellemek ve duvarın yapısal bütünlüğünü muhafaza etmek için her bir beton bloğun taban ve tepe yüzeylerine yerleştirilmiştir.



Şekil 2.131 Model deney duvarları ve aletler (Sadrekarimi [17])

Model rıhtım duvarları altında deniz tabanı olarak silika kumu ($G_s=2.568$, $e_{max}=0.943$, $e_{min}=0.603$, $D_{50}=0.3$ mm) kullanılmıştır. Duvarlar arkasında kullanılan kırma kireçtaşı [$G_s=2.690$, $e_{max}=0.960$, $e_{min}=0.670$, $D_{50}=12$ mm, k (hidrolik iletkenlik) = 0.5 m/s] geri dolguda drenajlı bir yapıyı sağlamaktadır. Benzer kalın geri dolgular Cezayir Limanı, Cezayir; Derince Limanı, Türkiye; Kalamata Limanı, Yunanistan (PIANC [18]); Island Limanı, Japonya (Inagaki vd. [47]); Taichung Limanı, Tayvan (Lee ve Chen [65]); ve Tuzla Limanında, Türkiye (Boulanger ve Iai [66]) olmak üzere birçok rıhtım duvarları arkasında kullanılmıştır. Şekil 2.131 (a)'da belirtildiği gibi 2 cm kalınlıkta orta kaba ($D_{50} = 3$ mm) kırma kireç taşı duvar ağırlığını üniform bir şekilde tabana aktarmak için kum taban üzerine yerleştirilmiştir. 4 cm kalınlıktaki maksimum tane çapı 40 mm olan ocaktaşı tabakası duvar topuğu önüne yerleştirilmiştir (Şekil 2.131).

Model davranışları ise boşluk suyu basıncı ölçer (P), toplam basınç (E), ivme (A), ve yüksek çözünürlüklü deplasman ölçerlerin (L) duvarın orta noktasına yerleştirilmesi ile gözlenmiştir. Toprak basıncı ölçerlerin ($d=25$ mm) kapasitesi 98.1 kPa, boşluk suyu

basınç ölçerlerin ($d=20$ mm) kapasitesi 50 kPa iken ivme ölçerlerin kapasitesi ise 19.6 m/s^2 'dir. Deplasman ölçerlerin maksimum kapasitesi ise 500 mm'dir.

Plexiglas model konteynerı 180 cm uzunluğunda, 45 cm genişliğinde ve 70 cm yüksekliğinde olup, su giriş ve çıkışına ek olarak karbondioksit ile beslenmiştir. Düzlemsel gerilme koşullarını benzeştirmek amacındaki modelde, asıl sorun deney konteynerının yan etkilerinden kaçınmaktır. Bu her bir deney öncesinde konteynerın Plexiglas kenarlarını cilalama ve yağlama ile başarılmıştır. Geri dolgu uzunluğunun (≈ 100 cm) yüksekliğine (≈ 44 cm) oranı yeterince büyük olup (>2) model konteynerın en uç sınırları model duvar davranışı üzerinde önemli bir etkiye sahip olmadığı belirtilmiştir (Whitman ve Lambe [67]; Dewoolkar vd. [68]).

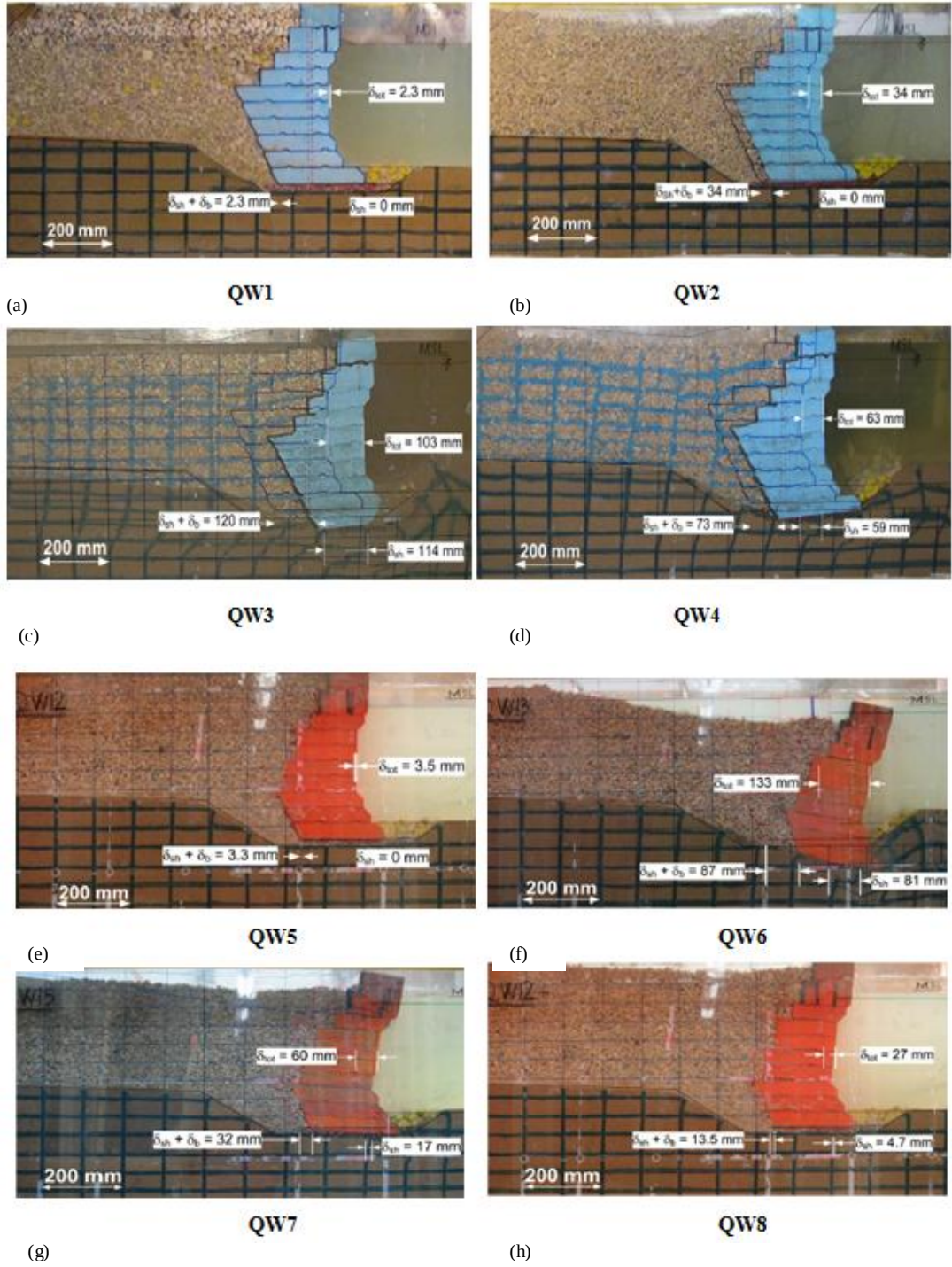
Silika kumunun 22 cm kalınlığındaki tabakası deniz tabanına temel olarak yerleştirilmiştir. Üniformluğu bozmadan göreceli deniz tabanı yoğunluklarına ait geniş aralık elde etmek ve deniz tabanını hazırlamak için kompaksiyon (sıkıştırma) yöntemi (Ladd [69]) uygulanmıştır. Deniz tabanının deformasyonunu açıklamak için konteynerın şeffaf olan yan yüzleri işaretlenerek karelej hazırlanmıştır. Drenajsız üç eksenli deneyde (örn., Lacasse ve Berre [70]) karbondioksit gazı, kum numunesinin doygunluk prosedürüne benzer şekilde daha iyi doygunluk sağlamak amacıyla alt girişten su ile model boyunca yayılmıştır. Beton blokların yerleşiminden sonra, modelin tamamlanması için duvar arkasındaki konteyner içine geri dolgu dökülmüştür. Model deneylerde geri dolgu içinde, yağmurlama yöntemi ve düşme yüksekliğinin kullanılması ile %52 göreceli üniform yoğunluk elde edilmiştir. İnşaat alanında rıhtım duvarı sıkı deniz tabanı üzerine yerleştirmek için çok gevşek olan deniz tabanı genellikle taranmaktadır.

Deney prosedüründe, 2 farklı şekle sahip kambur tipi rıhtım duvarı farklı şiddetlerde sarsma ivmeleri ve deniz tabanı göreceli yoğunlukları D_r ile birlikte test edilmiştir (Şekil 2.131). 2.8 Hz sabit frekans ile birlikte yatay sinüzoidal tahrik yaklaşık 10 s boyunca uygulanmıştır. Bu frekansın birçok depremde gözlenen etkin frekans aralığının içinde olduğu belirtilmiştir. (Psarropoulos vd. [71]). Çizelge 2.27 gerçekleştirilen her model deneyin ayrıntılarını göstermektedir.

Çizelge 2.27 Model deneylerin özellikleri (Sadrekarimi [17])

Test No	Duvar Tipi	Pik Duvar İvmesi (g)	Deniz Tabanı Göreceli Yoğunluğu, Dr (%)
QW1	I	0.248	90
QW2	I	0.414	90
QW3	I	0.184	10
QW4	I	0.350	35
QW5	II	0.201	90
QW6	II	0.243	35
QW7	II	0.393	70
QW8	II	0.447	90

Rıhtım duvarlarının yanal deplasmanlarında farklı parametreler etkili olmaktadır. Bu mekanizmalar, duvar tabanı üzerinde kayma (δ_b), deniz tabanı altında yatay kayma deformasyonu (δ_{sh}) ve bunların sebep olduğu duvarın eğilmesi (δ_{ro})'dır. Bu çalışmada rıhtım duvarları sarsma yoğunluğuna ve deniz tabanı göreceli yoğunluğuna bağlı olarak (farklı duvar tipleri için) yerdeğiştirmiş ve yenilme mekanizması oluşturmuştur. Özellikle, 1. duvar tipi (Şekil 2.131(a)) karaya doğru eğilirken diğer yandan 2. duvar tipi (Şekil 2.131(b)) denize doğru eğilmiştir. $\delta_{sh} + \delta_b$ 'nin yaklaşık değerleri (= duvar tabanının yatay deplasmanı) ve δ_{sh} (= duvarın hemen altındaki renkli kum karelaajının yatay distorsiyonu) modelin görünür kenarları aracılığıyla ölçülmüş ve δ_{ro} , 6. blokta deplasman ölçer ile elde edilen toplam yanal deplasman değerlerinden (δ_{tot}) ölçülen distorsiyon değerlerinin çıkartılması ile belirlenmiştir (L Şekil 2.131). Şekil 2.132 (a)-(h)'de Sadrekarimi [64] tarafından deneyleri yapılan küçültülmüş modelin rıhtım duvarlarına ait sarsma öncesi ve sonrası fotoğrafları gösterilmiştir.



Şekil 2.132 Model deneylerin sarsma sonrasına ait görünüşleri (Sadrekarimi [17])

Kambur tipi rıhtım duvarlarının inşaatı sırasında, geri dolgu zemininde kendi ağırlığından dolayı oturmalar meydana gelmiş ve duvar ile geri dolgu zemini arasındaki sürtünme kuvvetine bağlı olarak duvar üzerinde aşağı doğru çekme kuvveti harekete geçmiştir. Bu, kuvvet ve kambur tipi rıhtım duvarının karaya doğru uzanan kısmındaki zeminin devrilmeye karşı stabilitesini sağlamaktadır. Bu nedenle, büyük olasılıkla 1. duvar tipinde daha büyük dinamik devrilme momentleri (1. duvar tipinin daha ağır

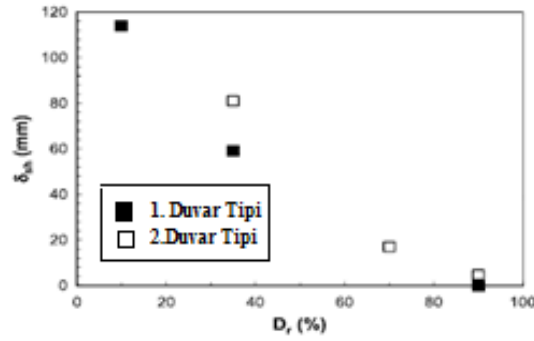
kütlesi sebebiyle) elde edilmiş, büyük stabilizeedeki jeolojik yük sebebiyle karaya doğru yönelmiş ve aynı zamanda geri dolgu ve deniz tabanı ile birlikte hareket etmiştir. Bu temel zemini boyunca geçen dairesel kayma yüzeyi üzerindeki klasik kama yönü ile benzer durumdur. 1995 Kobe depremi sırasında, Kobe Limanı'ndaki yalnızca iki (düşey düzlemlili) rıhtım duvarı ile göçme modu deneye tabi tutulmuştur (Dakoulas ve Gazetas [72]). Diğer taraftan, 2. tip duvar büyük bir ihtimalle küçük karşı koyan moment ve büyük temas basıncı sebebiyle topukta denize doğru eğilmiş ve deniz tabanındaki topuğun yerel kayma yenilmesine ve penetrasyona sebep olmuştur. Benzer davranış aynı zamanda birçok düşey düzlemlili rıhtım duvarlarının denize doğru döndüğü Kobe'de de meydana gelmiştir (Inagaki vd. [47], Ishihara [73], Dakoulas ve Gazetas [72]). Çok gevşek deniz tabanı ile gerçekleştirilen bazı model deneylerde (QW3, QW4 ve QW6 Modelleri) rıhtım duvarları deniz tabanına gömülmüş ve bir miktar kum ve ocak taşlarını dışarıya doğru itmiştir. Oysa çok sıkı deniz tabanında (QW1, QW2, QW5 ve QW8) yalnızca yatay taban kaymasının ölçümleri yapılmıştır.

Çizelge 2.28'de her bir deney sonrası ölçülen δ_b , δ_{sh} , δ_{ro} , δ_{tot} ve duvar dönme açısının (θ) yaklaşık değerleri gösterilmektedir. δ_{ro} değerleri duvar yüksekliği boyunca farklılık göstermiş ve bunlar Çizelge 2.28'de duvar orta yüksekliğinde (6. blok, Şekil (2.131)) ölçülen δ_{ro} değerine karşılık verilmiştir. 1.tip duvarlar (QW1, QW2, QW3 ve QW4 Modelleri) sarsma boyunca karaya doğru eğilmiştir. δ_{ro} ve ρ değerleri negatif olduğundan dolayı δ_{tot} azalmıştır.

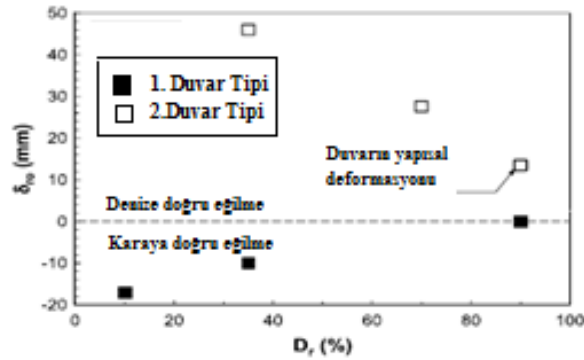
Çizelge 2.28 Deneylerdeki yaklaşık δ_b , δ_{sh} , δ_{ro} , δ_{tot} ve δ değerleri (Sadrekarimi [17])

Model	δ_b (mm)	δ_{sh} (mm)	δ_{ro}	δ_{tot}	$\theta(^{\circ})$
QW1	2.3	0.0	0.0	2.3	0.0
QW2	34.0	0.0	0.0	34.0	0.0
QW3	6.0	114.0	-17.0	103.0	-4.4
QW4	14.0	59.0	-10.0	63.0	-2.6
QW5	3.3	0.0	0.2	3.5	0.1
QW6	6.0	81.0	46.0	133.0	11.8
QW7	15.0	17.0	27.6	59.6	7.2
QW8	8.8	4.7	13.5	27.0	3.5

Zeminin dayanımını yitirmesine karşı duyarlı olan gevşek deniz tabanı, taban kayma deformasyonu ve sıvılaşma sonucu elde edilen δ_{sh} duvar hareketinin Şekil 2.132 (a)'dan (h)'e kadar gösterildiği üzere önemli bir kısmını oluşturmaktadır. Şekil 2.133 ve 2.134 ise deniz tabanının daha gevşek olduğunun (göreceli yoğunluğun azaldığını), taban kayma deformasyonu (δ_{sh}) sonucunda oluşan duvar yanal hareketinin artmakta olduğunun daha ileri seviyedeki göstergeleridir. Bu göstergeler daha büyük kademeli oturmaları ve eğilen duvarın yatay deplasmanını oluşturmaktadır. Bu yüzden deniz tabanının dayanımını yitirmesi ve duvar eğilmesi sebebiyle oluşan hasar ve deformasyon, duvar tabanı kayması sebebiyle oluşan hasardan daha büyük olmakta ve eğer duvarın eğilmesi yeteri kadar büyük olursa rıhtım duvarının devrilme ya da çökme ihtimali doğmaktadır (PIANC [18]).



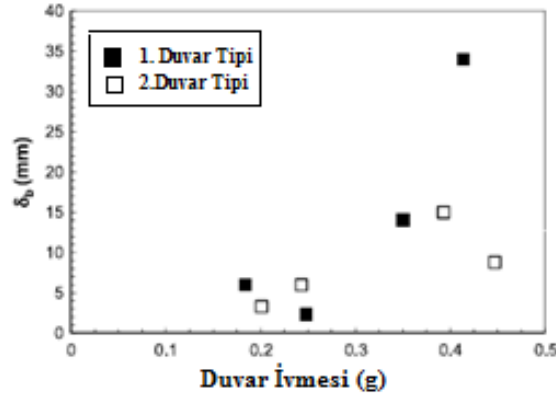
Şekil 2.133 Deniz tabanı sıkılığı ile δ_{sh} değişimi (Sadrekarimi [17])



Şekil 2.134 Sarsma üç sonrası keson δ_{ro} değişimi (Sadrekarimi [17])

QW8 model deneylerinde güçlü sarsma sebebiyle (duvar ivmesi 0.447 g) bazı duvar blokları birbirinden ayrılmış (örn., duvarın yapısal deformasyonu, Şekil 2.132 (h)'de görülmektedir.) ve bu ($Dr=90\%$) olan çok sıkı deniz tabanında kademeli oturmanın ihmal edilebilir olmasına rağmen oldukça büyük δ_{ro} 'e sebep olmaktadır.

Kayan blok yöntemi (Newmark [74]) farklı geoteknik parametreler için uygulanmış (örn., Richard ve Elms [37], Cai ve Bathurst [75], Rathje ve Bray [76], Pradel vd. [77], Wartman vd. [78], Olson ve Johnson [79]) ve çeşitli standartlar tarafından liman ve rıhtım yapılarında kullanılmak üzere tavsiye edilmiştir (örn., OCDI [80]). Şekil 2.135'e göre, δ_b doğrudan duvar ivmesi ile ilişkili olup böylelikle Newmark tipi kayan blok yöntemi yaklaşık δ_b değerini tahmin etmek için uygun olmaktadır.



Şekil 2.135 Rıhtım duvarı ivmesi ile δ_b değişimi (Sadrekarimi [17])

Hidrostatik kuvvetler rıhtım duvarının her iki kenarına etki etmekte iken duvar topuğu önündeki ocaktaşı sebebiyle oluşan pasif kuvvet, küçük kalınlığı ve ihmal edilebilir miktarı sebebiyle göz ardı edilmiştir (Şekil 2.131).

Model deneyi ve hesaplamalarda blok yüksekliğinin yarısında (6. Blok) ölçülen rıhtım duvarı deplasmanları karşılaştırılmış ve rıhtım duvarının hareketine δ_b , δ_{sh} , ve δ_{ro} gibi farklı bileşenlerin katkısı olduğu belirtilmiştir. Kullanılan denklemlere göre deplasmanlar model deneylerde ölçülen δ_b değerleri ile oldukça uyumludur. Bu denklemler yalnızca iyi tanımlanmış kayma düzlemi üzerinde olan kaymayı dikkate almıştır ancak deniz tabanı sıvılaşması sonucu oluşan deplasmanları ile ardından gelen kademeli oturma ve duvar devrilmesini modelleyememektedir. Tahmin edilen ile ölçülen δ_b değerleri arasındaki küçük fark, büyük olasılıkla duvarın sarsma hareketine dayandırılmıştır.

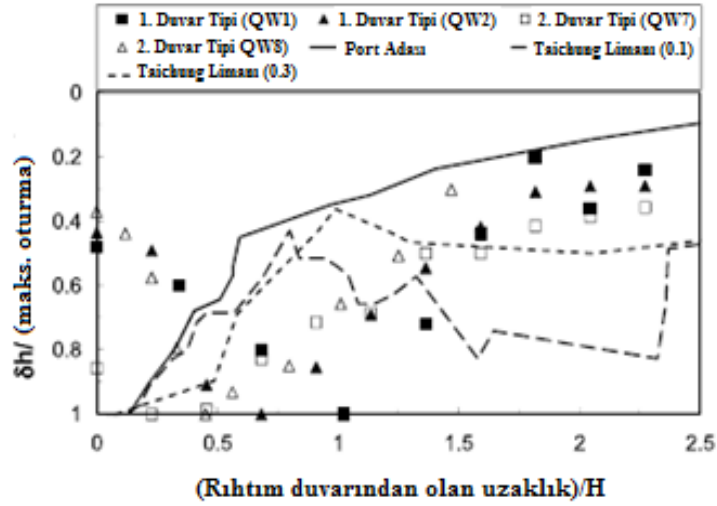
Şekillere göre ağırlık tipi rıhtım duvarları deprem sırasında adım adım hareket etmekte ve karaya doğru olan yerdeğiştirmeler özellikle yüksek duvar ivmelerinde rıhtım duvarının toplam deplasmanına katkıda bulunmaktadır. Ayrıca deneylerin başlangıç aşamasında büyük ölçülen δ_{sh} , deniz tabanı dayanımının azalmasının duvar tabanının açılmal kaymasından daha küçük ivme değerlerinde olduğu görülmüştür.

Benzer yöntemlerin eksikliklerine rağmen (örn., Kramer ve Smith [81], Rathje ve Bray [76], Wartman ve diğ. [82]) kayan blok yaklaşımı mühendislik uygulamalarında hala geniş kullanıma sahiptir. Bu yüzden, deniz tabanı dayanımının azalması ve sıvılaşmanın daha az olduğu yerlerde, kayan blok yöntemi rıhtım duvarlarının deprem kaynaklı kalıcı deplasman ön değerlendirmesinde güvenle kullanılabilir. Çünkü bu yöntem kolay, hızlı, ekonomik ve basit girdi parametreleri (geometri, birim ağırlık ve kayma gerilmesi) ve bilgisayarlı bir süreç olması ile de güvenilir bir yöntemdir. Gevşek deniz tabanının dayanımını yitirmesine ve sıvılaşmaya karşı duyarlı olduğu durumlarda, rıhtım duvarlarının deplasmanlarının hesabında daha sofistike yöntemler (örn., sonlu elemanlar, lineer olmayan zemin modelleri) kullanılmalıdır.

Geri dolgunun farklı oturması ve zemin bozulması deprem sırasında rıhtım duvarlarının hareketinin en büyük hasarıdır. Örneğin, 1999 Chi-Chi depremi sonucunda ($M_w = 7.7$), Tayvan'daki Taichung Limanına ait rıhtım duvarları denize doğru yaklaşık 1.7 m hareket etmiş ve duvarlar arkasındaki hizmet alanında büyük düşey oturmalara, çatlaklar ve kalıcı yerdeğiştirmelere sebep olmuştur. Meydana gelen bu kalıcı hareketler geri alanda 100-120 metrelik bir kısımda oluşmuştur. Bununla birlikte geri dolgudaki oturma miktarı ise yaklaşık 94 cm'dir. Bu yanal deformasyon ve yüzey oturmaları krenler, konveyörler ve ambarlar gibi hizmetleri yıkmıştır. Benzer şekilde, 1995 yılında Kobe depremi sırasında, Ada Limanı'ndaki rıhtım duvarlarının keson blokları batmış ve geri dolguda meydana gelen maksimum 193 cm'lik oturma ile denize doğru hareket etmiş olup zemin yüzeyi üzerinde yerleştirilen depolama tankları ve endüstriyel hizmetlerin farklı boyutlarda zarar görmesine sebep olmuştur (Ishihara vd. [83]). Bu çalışmada, geri dolgu oturmaları QW1, QW2, QW7 ve QW8 modellerinde ölçülmüş ve maksimum oturmalar sırasıyla 2.5, 5.5, 7.0 ve 2.5 cm olarak belirlenmiştir. Bu değerler prototipin 63, 138, 175 ve 62 cm'lik geri dolgu oturmalarına (geometrik küçültme faktörünün 2.5 olarak kullanıldığı) karşılık gelmektedir. Prototipin bu oturma değerleri ise maksimum oturma aralığında (60-193 cm) olup, Taichung ve Island Limanlarındaki rıhtım duvarları arkasında gözlenmiştir.

Rıhtım duvarlarında geri dolgu oturmasının modelini tanımlamak için bu çalışmada model deneyler yeniden incelenmiş başlangıç (sarsma öncesi) geri dolgu yüzey profiline göre sarsma sonrası geri dolgu yüzey profili ölçülmüştür. Şekil 2.136 geri dolgu yerleşim profillerinin (δ_h), büyük δ_{sh} değerlerinin kullanılmadığı (sıkı deniz tabanı) QW1, QW2, QW7 ve QW8 modelleri için normalize edilmiş (duvar yüksekliği ile, H)

duvardan uzaklıklara karşılık maksimum geri dolgu oturması ile boyutsuzlaştırılmıştır. 1995 Kobe depremi sonrasında (Ishihara vd. [83]) ve 1999 Chi-Chi depreminden sonra (Lee [84]) Taichung Limanı'ndaki deplasman yapan rıhtım duvarları için benzer veriler Şekil 2.136'da gösterilmiştir.



Şekil 2.136 Rıhtım duvarı model deneylerinde geri dolgu oturması profilleri
(Sadrekarimi [17])

Bu veri maksimum kambur tipi ve düşey düzlemli duvarların arkasında oluşan geri dolgu oturmalarının kıyaslanabilir olmasına rağmen, normalize edilmiş zemin oturmaları kambur tipi rıhtım duvarlarının hemen arkasında nispeten daha küçüktür. Ayrıca Port ve Taichung Limanlarında düşey düzlemli rıhtım duvarlarına göre kambur tipi olanlarda maksimum oturmaya duvardan daha uzak mesafede ulaşılmıştır. Bu kambur tipi duvar ve onun geri dolgusu arasındaki küçük göreceli yerdeğiştirme sebebinden oluşmuştur. Buna ilaveten düşey düzlemli duvarların arkasındaki derin geri dolgunun büyük oturması ile karşılaştırıldığında daha sıkı geri dolgunun küçük konsolidasyon değerlerinde oturması sonucu kambur tipi duvarların karaya doğru uzanmasına dayanmaktadır. Deformasyona karşı hassas olan kren, konveyör bantlar, demiryolları ve kargo gibi endüstriyel ve liman yapıları yeterli miktardaki karaya doğru uzanan kısım ile birlikte kambur tipi ağırlık rıhtım duvarlarının hemen arkasındaki küçük geri dolgu oturmuş zeminine emniyetli bir şekilde yerleştirilebilmiştir. Model duvarlarından uzaklaştıkça geri dolgu oturması artmış ancak duvardan olan uzaklığın daha da artması sonucunda düşmüş ve model konteynerin her yerine yayılmıştır.

Yapılan bu çalışma sonucunda araştırmacı şu sonuçları elde etmiştir. Ağırlık rıhtım duvarları güçlü bir sarsmaya tabi tutularak deniz tarafına doğru önemli bir yerdeğiştirmeye uğramıştır. Bu çalışmada, kambur tipi ağırlık rıhtım duvarları sarsma tablası model deneyleri ve basit analitik yöntemler aracılığıyla çalışılmıştır.

Mevcut model deney sonuçları duvar kayma deplasmanının duvar ivmesinin bir fonksiyonu olduğunu belirtmiş ve böylelikle kaymanın belirlenmesinde Newmark-tipi blok analizi uygulamasını doğrulamıştır. Sonradan, yanal gerilmelerin hesaplanması için Westergaard ve Mononobe-Okabe gibi statik olmayan yöntemlerin kullanılması ile karaya doğru hareket dikkate alınmış ve kayan blok yaklaşımı geliştirilmiştir. Duvar ivmesinin tamamının zamansal değişimi dikkate alınmış (böylelikle, sarsma hareketinin yoğunluk ve frekans bileşeni) ve duvarların atalet kuvvetleri de değerlendirilmiştir. Kayma deplasmanları geliştirilmiş kayan blok modeli ile tahmin edilmiş ve bu değerlerin model deneylerde ölçülen sonuçlar ile oldukça uyumlu olduğu tespit edilmiştir.

Model deneyler ile elde edilen görsel gözlemlere ilaveten kayan blok hesaplamaları, sağlam deniz tabanı (zemin dayanımının azalmadığı) ağırlık tipi rıhtım duvarları için deprem sırasındaki hakim göçme modu denize doğru temelin kayma deplasmanı şeklindedir. Diğer taraftan, gevşek zemin için sıvılaşabilir deniz tabanı göçme modu duvar altındaki ve eğilmesindeki deniz tabanı temelinin deformasyonunu kapsamaktadır. Bu durumda, yerdeğiştirmenin en önemli kısmı deniz tabanı deformasyonu ve dayanımını yitirmesi ile ilgilidir. Dolayısıyla, sıvılaşabilir deniz tabanı durumunda rıhtım duvarının sismik performansını geliştirmek için uygun sıvılaşmayı iyileştirme önlemlerini uygulamak şiddetle tavsiye edilmiştir. Kambur tipi rıhtım duvarındaki model gözlemleri, maksimum geri dolgu oturmasına duvardan uzaklık arttıkça ulaşmıştır. Sınırlı geri dolgu oturmasında duvarın hemen arkasında krenler, konveyör bantlar, demiryolları ve kargolar gibi endüstriyel ve liman yapılarının emniyetli bir şekilde yerleşimi için pay bırakılmıştır.

BÖLÜM 3

DENEYSEL ÇALIŞMA

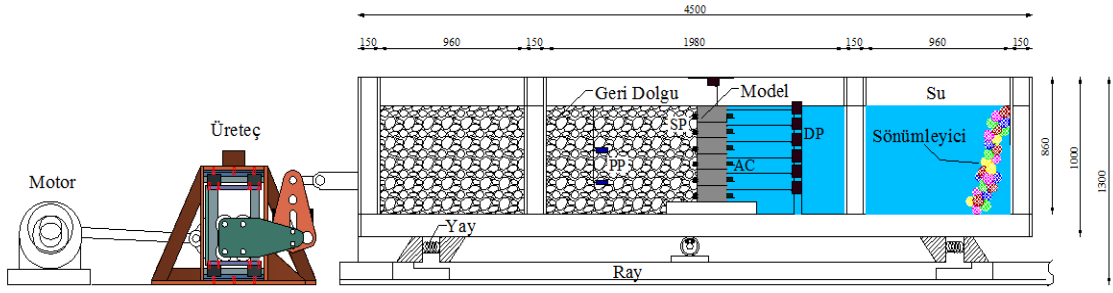
3.1 Deney Sistemi

3.1.1 Sarsma Tankı

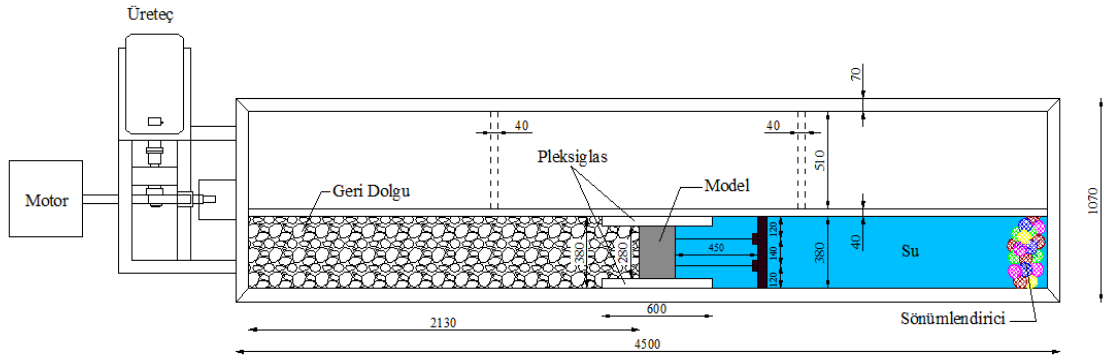
Deneysel çalışma Yıldız Teknik Üniversitesi Hidrolik ve Kıyı-Liman Mühendisliği Laboratuvarı'nda kurulu bulunan sarsma tankında gerçekleştirilmiştir. Plan ve kesiti Şekil 3.1'de görülen bu sarsma tankı, 4.5 m uzunluğunda, 1.0 metre genişliğinde ve 1.0 m yüksekliğindedir (Şekil 3.1). Ancak tankın içi çelik panel ile bölünerek model 0.38 m genişliğindeki kısımda kurulmuştur (Şekil 3.2). Deneylerde tankın içine bloklu rıhtım modelin üst kotu sınırına kadar su doldurulmuştur. Sarsma tankına ait özellikler Çizelge 3.1'de sunulmuştur.

Çizelge 3.1 Sarsma tankına ait özellikler

Genlik Aralığı (mm)	Frekans (Hz)	Tahrik Mekanizmanın Motor Özellikleri	Servo Motor	Tank Ağırlığı (kg)	Dikkate alınan maksimum ağırlık (kg) (Dolu hal)
1-5	0-9	1500 RPM 380 Volt 7.5 KW (İnverter kontrollü sürücü)	3000RPM 3x220 Volt 1.5 kW	1000	7000



Şekil 3.1 Sarsma tankının boyuna kesiti



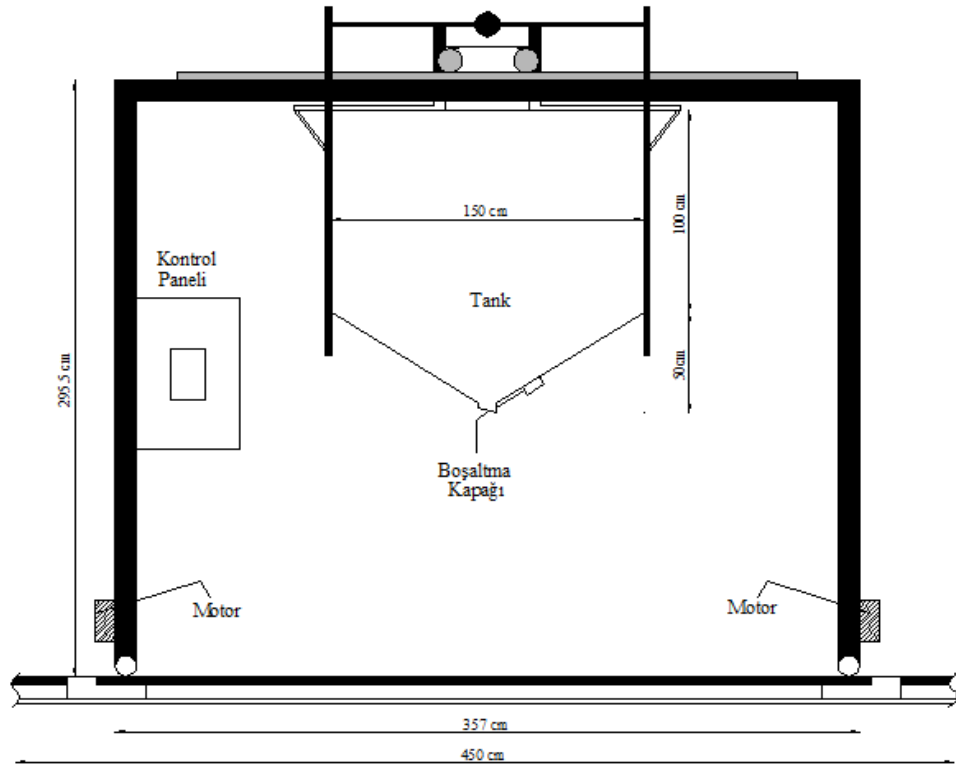
Şekil 3.2 Sarsma tankı planı

Sarsma tankı PLC kontrolü ile kumanda edilmektedir. Bu kontrol sisteminin özellikleri; HSC giriшли (High speed counter), Pulse çıkışlı, 0-10 V analog çıkış ünitesi, I/O 8 giriş, 8 çıkışlı, 9" touch sensitive 16x10⁶ renkli bir operatör panellidir. Sistem bir yazılım ile kontrol edilmektedir.

3.1.2 Otomatik Serme Sistemi

Bloklı tip rıhtım yapıları üzerine yapılan bu deneysel çalışmada, modelin arkasındaki geri dolgunun her deneyde aynı sıklığa sahip olması için Şekil 3.3'te görülen otomatik serme sistemi kullanılmıştır.

Hareket halindeki tankın sarsılmasını önlemek için dört adet yataklı kolon kullanılmış olup her iki baştan çelik mekanizma ile aşağı ve yukarı iki boyutlu hareket sağlanmaktadır. Bu hareket aynı anda ve devirde çalışma senkronizasyonu ile yapılmaktadır. Serme sistemi tank kolonlar ile bir köprüye bağlanmıştır ve bu köprü sayesinde karşılıklı hareket edebilmektedir. Tanka yürüyen bant vasıtasıyla geri dolgu yüklenmektedir (Şekil 3.4).



Şekil 3.3 Serme sistemi şematik gösterimi

Yataydaki köprü sağ-sol hareketleri için kasıntı ve sarsıntıyı önleyebilmek için köprünün her iki başına birer adet asenkron motor-redüktör ve dişli grubu konulmuştur. Dişliler ray üzerinde bulunan düzlem dişliye oturarak köprünün senkronize hareket edebilmesini sağlamaktadır. Serme sisteminde kullanılan mekanik imalatlar ile otomasyon donanımı Çizelge 3.2’de özetlenmiştir. İstenilen sıklık dokunmatik bir panele sahip bilgisayar yardımıyla sağlanmaktadır. Deneylerin yapıldığı sarsma tankına ait genel görünüm Şekil 3.4’te verilmiştir.

Çizelge 3.2 Serme sisteminin mekanik ve otomasyon donanımı

Otomasyon Donanımı	Adet	Mekanik İmalatlar	Adet
Touch screen operatör panel	1	Köprü konstrüksiyon mekaniği	1
PLC_CPU	1	Gezer köprü mekaniği	1
PLC_Analog modül	2	Kolonlu bunker mekaniği	1
Frekans İnv. Motor sürücü	3	Bunker ağzı kontrol mekaniği	1
Encoder	2		
Asenkron motor trifaze 1.5 kw	7		
Redüktör 1/26	7		
Otomasyon panosu	1		

3.1.3 Ölçüm Sistemleri

3.1.3.1 Veri Toplama Cihazı

Sarsma tankında yapılan deneylerde ivme, toprak basıncı, boşluk suyu basıncı ve konum (deplasman) ölçüm cihazları IMC markasına ait Spartan-2 adlı iki adet veri toplama cihazına bağlı olarak çalışmıştır (Şekil 3.5). Bu cihazın teknik özellikleri Çizelge 3.3’te görülmektedir.

Çizelge 3.3 Veri toplama (Spartan-2) sisteminin teknik özellikleri

Çalışma Sıcaklığı	-10°C ~ 55°C yoğuşmasız (-40°C ~ 85°C yoğuşmalı)
AI (Analog Giriş) Sayısı	32
AI Çözünürlük	16-bit (dahili 24-bit DAC)
AI Maksimum Örnekleme	5Hz kanal başı (dahili ek interpolasyon ile 2Hz)
AI Range	±50mV±60V, ±1mA±40mA
Dijital Giriş Sayısı	16
Dijital Çıkış Sayısı	8



Sarsma Tankı



Serme vinç sistemi sarsma tankı üzerinde



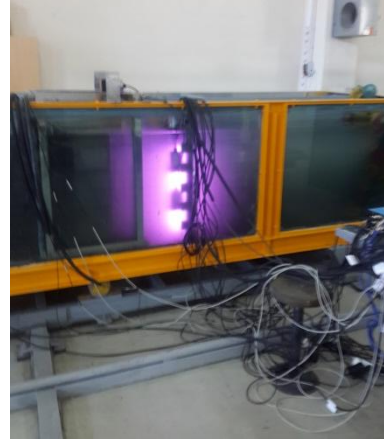
Geri dolgu malzemesini dolduran yürüyen bant



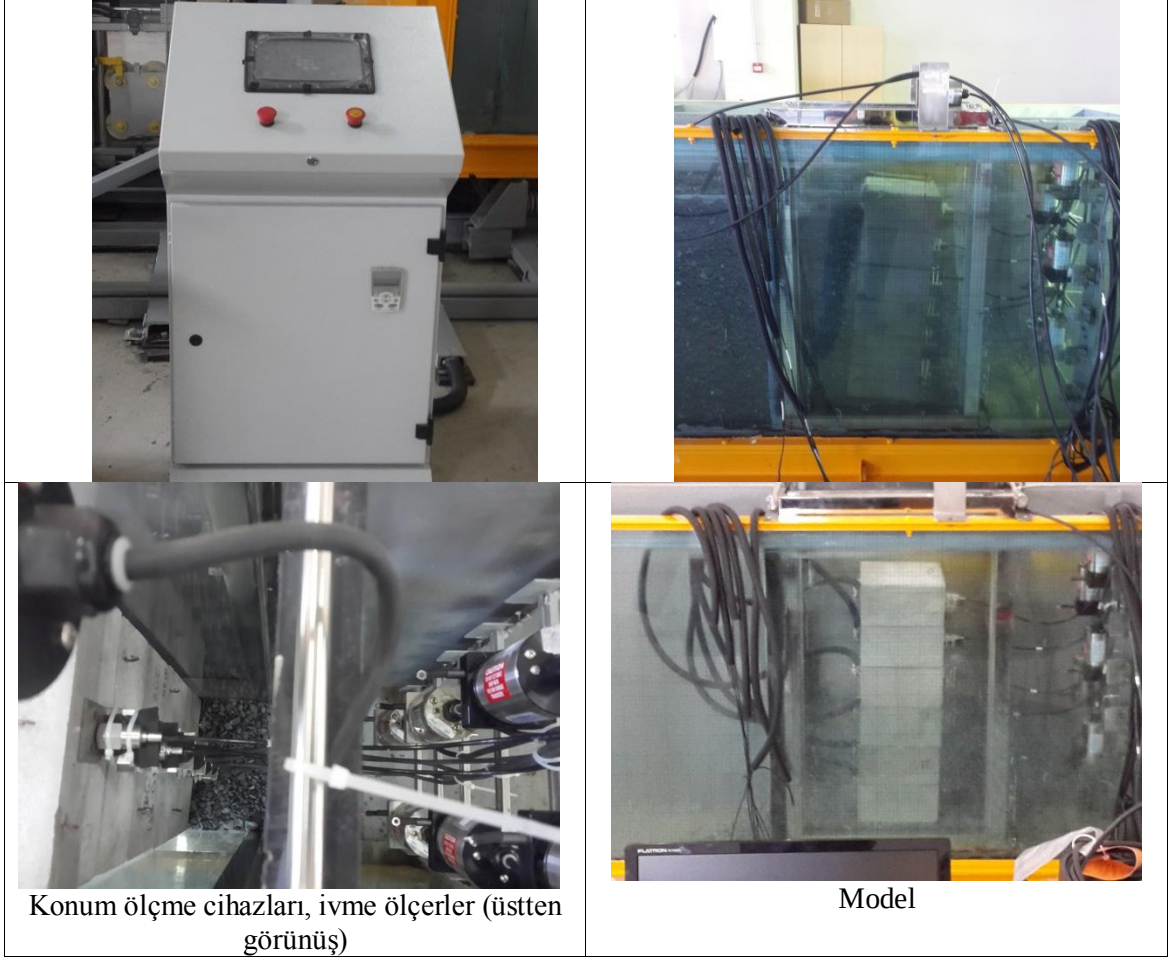
Serme vinç



Sarsma üreteç sistemi



Şekil 3.4 Sarsma tankı ve serme sistemine ait görünüm



Şekil 3.4 Sarsma tankı ve serme sistemine ait görünüm (devamı)



Şekil 3.5 Veri toplama cihazı

3.1.3.2 İvme Ölçümleri

Sarsma deneyleri sırasında IMI Sensors (USA)’ın üretmiş olduğu IMI 626A13 ICP model yedi adet ivme ölçer (Şekil 3.6) kullanılmıştır. Bunlardan biri sarsma tankı üzerinde, diğer altısı ise model bloklar üzerinde bulunmaktadır. Bu ivme ölçerler 1000 mV/g hassasiyete, ± 5 g ölçüm seviyesine, 0.2-6000 Hz frekans aralığına, $\pm \%1$ doğruluğa sahiptir. Sertifikalı ivme test cihazı ile tüm ivme ölçerlerin kalibrasyonu yapılmıştır. Teknik özellikleri Çizelge 3.4’de verilmiştir. İvme ölçerler sinyalleri güçlendiren sinyal koşullayıcılara bağlanmış ve buradan çıkan sinyaller ise veri toplama cihazına yönlendirilmiştir.

İki adet sinyal koşullayıcı kullanılmıştır, çünkü 7 adet ivme ölçerin bağlanması için kanal sayısı iki koşullayıcı ile sağlanabilmektedir. Herbir koşullayıcıda 4 adet kanal mevcuttur. Sinyal koşullayıcı PCB piezotronics (USA) marka 442B104 modelidir.

Çizelge 3.4 İvme ölçerlere ait kalibrasyon değerleri

İvme Ölçer No	İvme Ölçer	mV/a (g)	mV/a (m/s ²)	Kalibrasyon değeri (g)
1	Model no: 626B13	998	102	1.002
2	Model no: 626B13	1018	104	0.982
3	Model no: 626B13	995	101	1.005
4	Model no: 626B13	1003	102	0.997
5	Model no: 626B13	1027	105	0.973
6	Model no: 626B13	1035		0.966
7	Model no: 626B13	1030		0.970



Şekil 3.6 İvme ölçerler

3.1.3.3 Profil Ölçümleri

Deneyisel çalışma sırasında, sarsma tankının çalıştırılmasından önce ve sonrasında geri dolgunun oturma nedeniyle değişimi HR Wallingford'un üretmiş olduğu profil kaydedici ile gözlemlenmiştir. 4 metre uzunluğa sahip olan ve yatayda hareket edebilen profil kaydedici (Şekil 3.7), 0.104x0.2x0.15 m ebadında ve 4.3 kg ağırlığında bir taşıyıcı ile düşeyde aşağı yukarı hareket eden 1.5 m uzunluğunda ve 0.4 kg ağırlığında sudan etkilenmeyen ve herhangi bir süreksizliğe sebep olmayan bir probdan oluşmaktadır. Bahsedilen bu probun alt ucunda, 20 mm çapındaki bir silindir içinde rahatça aşağı yukarı hareket edebilen, kum çakıl ve taş gibi zeminlerde ölçüm alabilecek dokunmatik algılayıcı bulunmaktadır.



Şekil 3.7 Profil kaydedici

Profil kaydedici bir bilgisayar tarafından kontrol edilmekte ve yatayda ± 1 mm ve düşeyde ± 0.5 mm hassaslıkta ölçüm yapabilmektedir. Ek olarak algılayıcı prob dokunmatik olduğundan tabanda bir deformasyona sebep olmamaktadır.

3.1.3.4 Deplasman Ölçümleri

Blok modellerin deney sırasında yapabileceği yer değiştirmelerin (deplasmanların) ölçümü için yedi adet UniMeasure (USA) markasının HX-PA-20-N6-L5M serisi makaralı pozisyon ölçer kullanılmıştır (Şekil 3.8). Bunlardan altısı yatay, biri ise düşey

ölçüm yapabilecek şekilde model üzerine yerleştirilmiştir. Ayrıca bir adette yedek deplasman ölçer mevcuttur. Bu sayede blok modellerin yatay yer değiştirme ile eğilme miktarı da belirlenebilmektedir. Pozisyon ölçerin ipi sert plastikten, cihazın koruyucu kısmı ise paslanmaz çelikten yapılmıştır. Bu sayede pozisyon ölçerler hem suda hem suyun dışında ölçüm yapabilmektedir. Her bir pozisyon ölçer 0.9 kg ağırlığında ve her bir pozisyon ölçerin ip uzunluğu 50 cm'dir. Ayrıca her pozisyon ölçer yaklaşık % 0.1 hassasiyetle çalışmaktadır. Ölçüm cihazlarının özellikleri Çizelge 3.5'te verilmiştir. Deplasman ölçerlerin ayrı ayrı herbiri için ölçüm değerleri test edilmiştir.



Şekil 3.8 Deplasman ölçer

Çizelge 3.5 Deplasman ölçerler

Deplasman ölçer	Hassasiyet (mV/mm)
DP43100060	1.91483
DP43100059	1.91443
DP43100061	1.91271
DP43100058	1.91596
DP41031124	1.911
DP41031122	1.915
DP41031123	1.914
DP41031125	1.914

3.1.3.5 Toprak Basıncı Ölçümleri

Deneyssel çalışmada, blok modeller üzerinde geri dolgudan kaynaklanan statik ve dinamik toprak basınçlarını ölçmek için altı adet Tokyo Sokki Kenkyujo markasının KDA-PA model toprak basınç ölçeri (Şekil 3.9) kullanılmıştır. Toprak basıncı ölçerler blok modellerin geri dolgu ile temas eden yüzeylerine yerleştirilmiştir. Teknik özellikleri Çizelge 3.6’da verilmiştir.

Çizelge 3.6 Basıncı ölçerin teknik özellikleri

Model	Kapasite	Çap (mm)	Ölçüm Yapan Alanın Çapı (mm)	Ağırlık (gr)	Hassasiyet (μ V/V)
KDG-200KPA	200 kPa	50	34	160	354



Şekil 3.9 Basıncı ölçer

3.1.3.6 Boşluk Suyu Basıncı Ölçümleri

Deney sisteminde geri dolgu içindeki boşluk suyu basınçları Measurement Specialities (USA)’ın üretmiş olduğu iki adet 730S4HE0A028.919000.480A10016C model sensörlerle ölçülmüştür (Şekil 3.10). Ölçüm aralığı 0.34 mH₂O ile 20.34 mH₂O arasında olan bu sensörlerin hassasiyeti yaklaşık 2.0313 mH₂O/VDC’tir.



Şekil 3.10 Deney sisteminde kullanılan boşluk suyu basıncı ölçen sensör

3.1.3.7 Geri Dolgu Özellikleri

Geri dolgu malzemesine ait zemin parametreleri YTÜ Zemin Mekaniği laboratuvarında yapılan deneyler yardımıyla belirlenmiştir. Yapılan deneyler sırasıyla;

1. Granülometri deneyi
2. Permeabilite deneyi
3. Özgül yoğunluk
4. Rölatif sıkılık
5. Bender element

Deneylerde geri dolgu malzemesi olarak içsel sürtünme açısı $\Phi=40^\circ$, nominal çapı (D_{n50}) 0.8 cm olan çakıl malzeme kullanılmıştır (Şekil 3.11). Granülometri testlerinde 5 farklı numune dikkate alınarak tane çapları elek analizi testi ile belirlenmiştir (Şekil 3.12).

Permeabilite deneyleri geri dolguda istenilen sıkılık değeri için yapılmıştır (Şekil 3.13). Bu deneylerden permeabilite $k=0.018$ cm/s olarak elde edilmiştir. Bu değer çakıl malzeme için literatürde verilen 0.01-1.00 cm/s aralığında kalmaktadır.

Grovak kayaktan oluşan çakıl geri dolgu malzemesinin özgül yoğunluğu $G_s=2.77$ olarak belirlenmiştir.

Rölatif sıkılık deneyleri yardımıyla malzemenin maksimum kuru birim hacim ağırlığı $\gamma_{\max}=17.26 \text{ kN/m}^3$ ve minimum kuru birim hacim ağırlığı $\gamma_{\min}=14.72 \text{ kN/m}^3$ olarak belirlenmiştir.

Serme sistemi kullanılarak yapı arkasına serilen malzemenin sıkılığı (D_r) %70 olarak belirlenmiştir ve bu sıkılık için geri dolgunun boşluk oranı %63.1 olarak elde edilmiştir. Bu sıkılığa karşılık gelen malzeme özellikleri ise Çizelge 3.7’de gösterilmiştir. Geri dolguda porozite %40’tır.

Zeminlerin sıkılık derecesini tanımlamakta rölatif sıkılık kavramı kullanılmaktadır. Zeminin tabii haldeki sıkılık derecesinin aynı zeminin tanelerinin en gevşek ve en sıkı yerleşim konumlarına karşılık gelen sıkılık dereceleri ile karşılaştırılması rölatif sıkılığı vermektedir. Yerleşim sıkılığını aşağıdaki ifade yardımıyla hesaplanmıştır:

$$D_r = \frac{\frac{1}{\gamma_{\min}} + \frac{1}{\gamma}}{\frac{1}{\gamma_{\min}} + \frac{1}{\gamma_{\max}}} \quad (3.1)$$

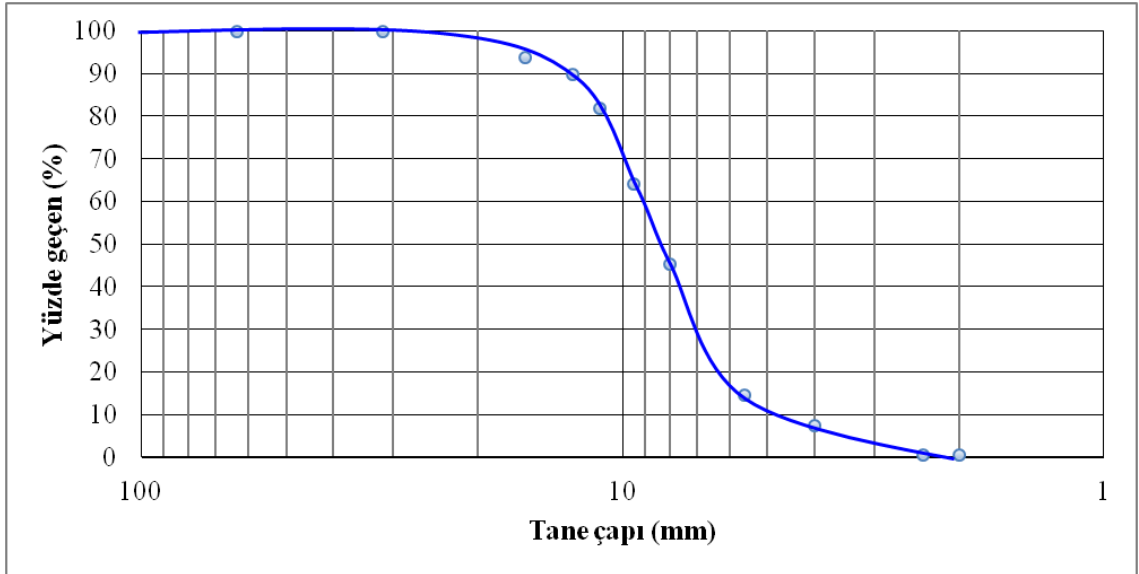
Burada $\gamma_{\min}$: malzemenin en gevşek şekilde serildiği durumdaki özgül ağırlığı, $\gamma_{\max}$: malzemenin en sıkı şekilde serildiği durumdaki özgül ağırlığı ve γ : deney sırasındaki malzemenin özgül ağırlığıdır. $\gamma_{\min}$ ve $\gamma_{\max}$ değerleri hacmi ve kütlesi belli bir kapta yapılan ölçümlerle hesaplanmıştır. Malzemenin serimi için ise kullanılan serme sisteminin altına, boyutları 26.5x26.5x30 cm olan 7.5 kg ağırlığında boş bir ahşap kap yerleştirilmiştir. Böylece deneylerde geri dolgu serimi sırasında her test için aynı sıkılığın elde edileceği serme sistemine ait özellikler yapılan deneyler sonucunda elde edilmiştir.

Bütün deneylerde model bloklarının altına taban malzemesi olarak kalınlığı 8 cm’e ulaşacak şekilde geri dolguda kullanılan çakıl malzeme ($d_{50}=0.8 \text{ cm}$) kullanılmıştır. Malzeme tokmaklanmak suretiyle sıkıştırılmıştır.

Çakıl malzemenin kayma modülünün elde edilmesi oldukça zor bir işlemdir. Bu amaçla oldukça hassas çalışılarak bender element testi yapılmıştır. Malzemenin kayma modülü $G_{\max}=88452 \text{ kPa} \approx 90 \text{ Mpa}$ bulunmuştur (Şekil 3.14).

Çizelge 3.7 Dr=%70 için zemin parametreleri ve elek analizi değerleri

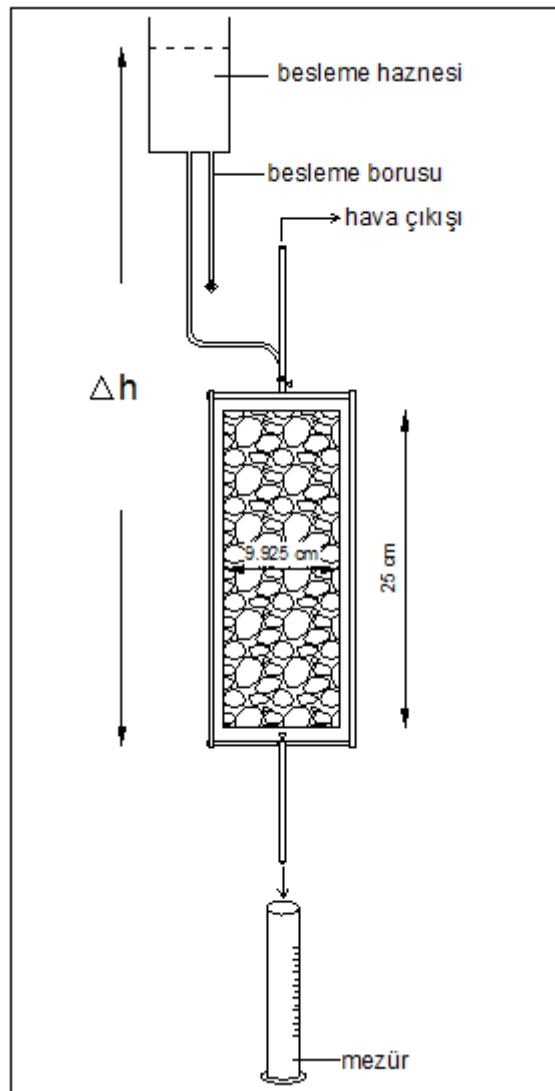
Zemin Parametreleri	Değerler
Boşluk Oranı, (e)	0.631
Porozite, (n)	0.386
Kuru birim hacim ağırlık, (γ_k)	16.413 kN/m ³
Doygun birim hacim ağırlık, (γ_d)	20.230 kN/m ³
Özgül Yoğunluk, (G_s)	2,730
Ortalama tane çapı, (D_{50})	0.8 cm
Efektif tane çapı, (D_{10})	0.3 cm
Uniformluk katsayısı, (C_u)	3
Derecelenme katsayısı, (C_c)	2.57



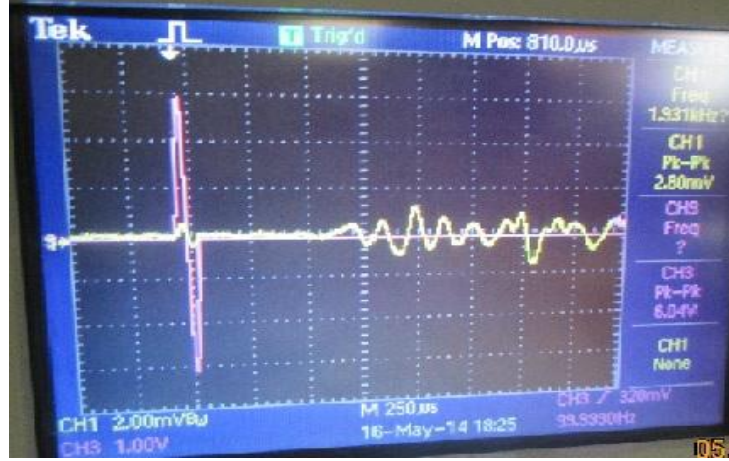
Şekil 3.11 Geri dolgu malzemesi ortalama granülometri eğrisi



Şekil 3.12 Elek üstü ve elek altı tartılan malzemeler



Şekil 3.13 Permeabilite deney sistemi



Şekil 3.14 Bender element deney sonucu

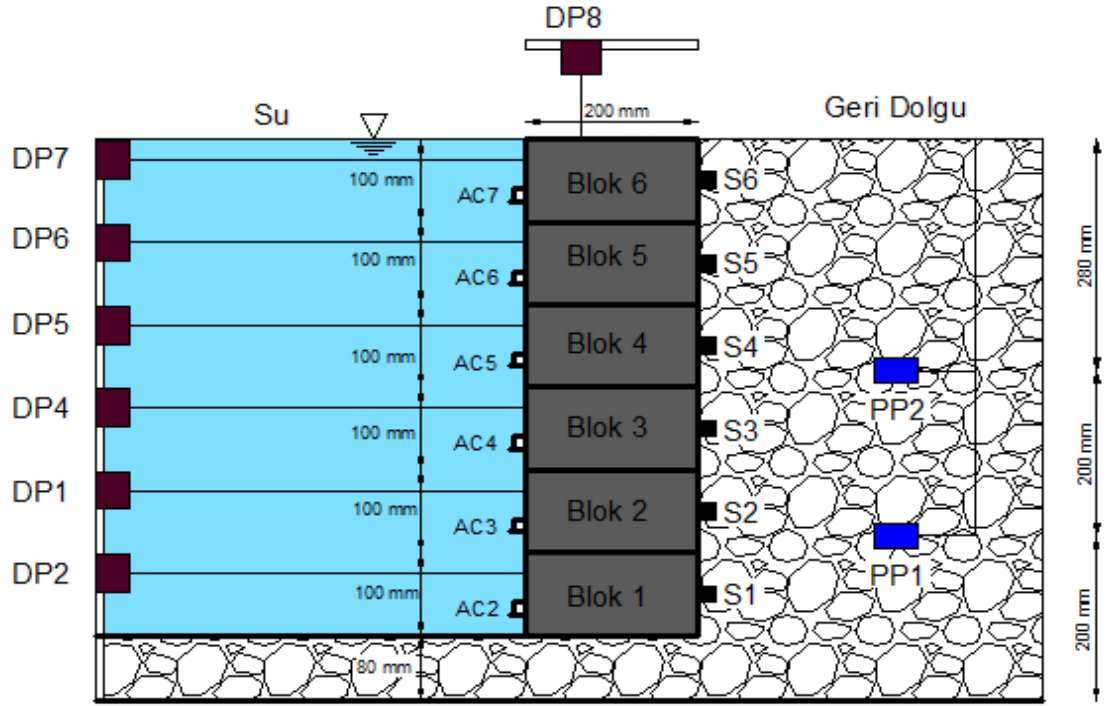
3.1.3.8 Blok Modellerin Özellikleri

Bloklı yavaşma yapılarının sismik stabilitesini incelemek için yapılan deneylerde Şekil 3.15’de gösterilmiş olan betondan imal edilmiş modeller kullanılmıştır. Beton blokların özellikleri Çizelge 3.8’de verilmiştir.

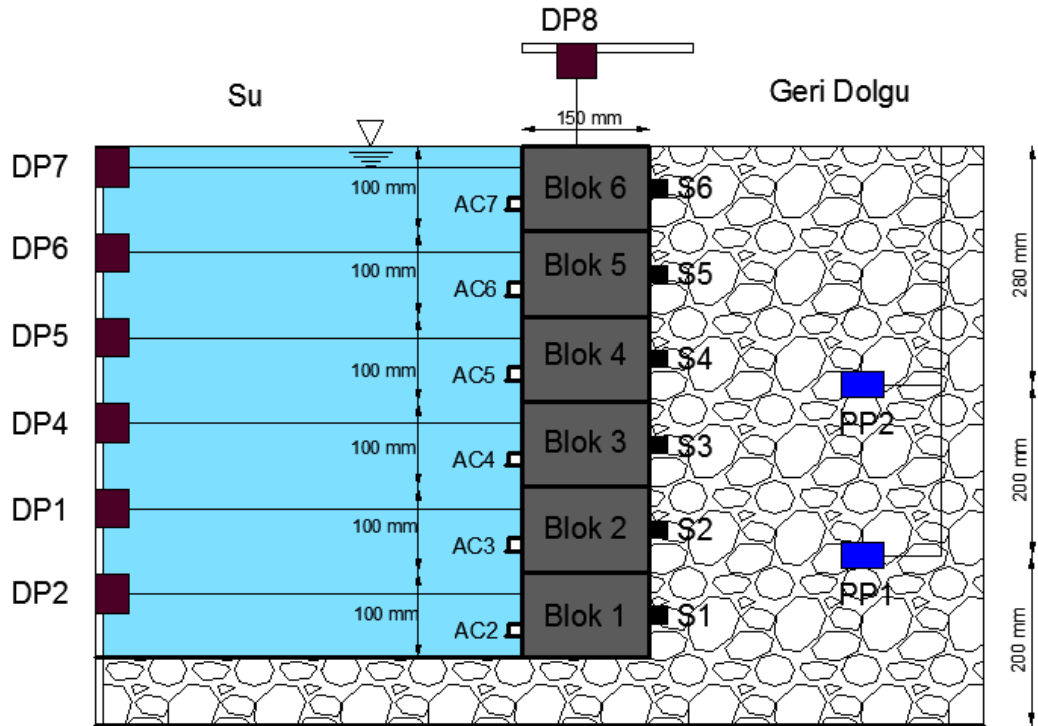
Çizelge 3.8 Model blokları ve özellikleri

Boyut (cm)	Ağırlık (kg)	Yoğunluk	Malzeme	Adet
10x20x25	10.80	2.16	Beton	6
10x15x25	7.987	2.13	Beton	6

Beton bloklar Şekil 3.15’de görüldüğü gibi iki farklı düzende yerleştirilmesi planlanmıştır. Böylece blokların genişlik yükseklik oranlarının stabilite üzerine olan etkisi belirlenebilecektir.



(a) Birinci tip model



(b) İkinci tip model

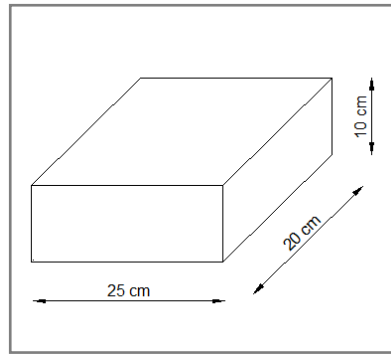
Şekil 3.15 Beton blokların yerleşim düzenleri

Şekil 3.16’da ayrı ayrı gösterilen temel zemini üzerine yerleştirilen beton model blokların doğal frekansları belirlenmiş ve elde edilen sonuçlar Çizelge 3.9’da özetlenmiştir.

Çizelge 3.9 Temel zemini üzerine yerleştirilen blokların doğal frekansları

Blok Boyutları (cm)	Doğal Frekanslar (Hz)
20x10	87.0
15x10	-

Blok boyutları 20x10 cm olan bloklardan 6 adet üst üste zemin üzerine dizildiğinde her bir bloğun doğal frekansı aynı çıkmıştır. 6 bloğun üst üste temel zemini üzerine düzenli yerleştirilerek yapılan model rıhtım duvarının (geri dolgusuz) doğal frekansı ise 15.5 Hz olarak bulunmuştur.



Şekil 3.16 Beton model bloklar

Deneylerden keson modellerin taban malzemesi ile olan sürtünme katsayısı yaklaşık olarak $\mu=0.5$ olarak belirlenmiştir. Bu değer DLH [22] şartnamesinde tanımlanan beton blokların sert zeminle olan sürtünmesine karşılık gelmektedir.

3.2 Deney Sistemi

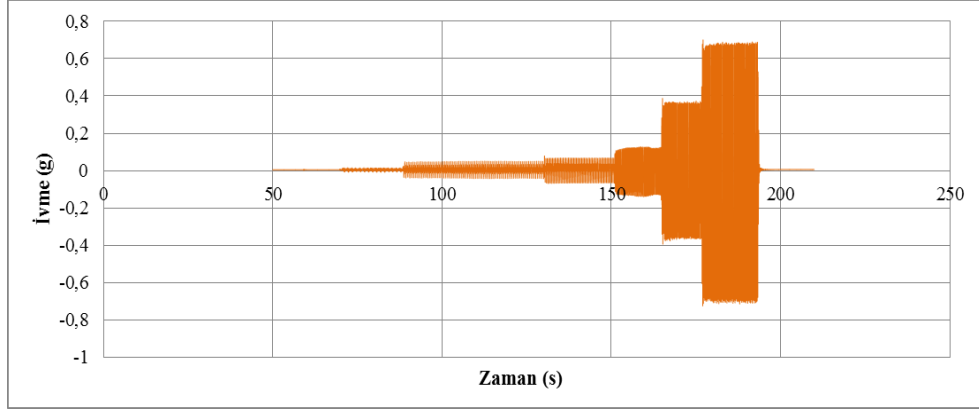
Öncelikle sarsma tankındaki deney koşullarının belirlenmesi amacıyla sarsma tankının kalibrasyonu farklı deplasman ve frekanslar için içi boş ve içi dolu (blok, geri dolgu, su dolu ağırlığı sağlayacak) biçimde yapılmıştır. Tankın içi dolu olması durumunda tankın kendi ağırlığı hariç dikkate alınan ağırlık 3.2 tondur. Tank 1-5 mm deplasman genliğine ve 1-9 Hz frekans aralığına sahiptir. Tank testi tekrar edilerek tank ivmesi ve deplasmanları ölçülmüştür (Çizelge 3.10). Elde edilen değerler model bloklar ve geri dolgu yerleştirilmek suretiyle kontrol edilmiştir. Böylece sarsma tankına girilen frekans

ve deplasman değerlerinin sarsma sırasında alınıp alınmadığı da kontrol edilmiştir. Yapılan deneylerden girilen değerlerin tanktan aynen alındığı belirlenmiştir. İvme; ivme ölçer, tank deplasmanı ise; deplasman ölçer yardımıyla belirlenmiştir. Tipik ölçüm sonuçları Şekil 3.17’da gösterilmiştir.

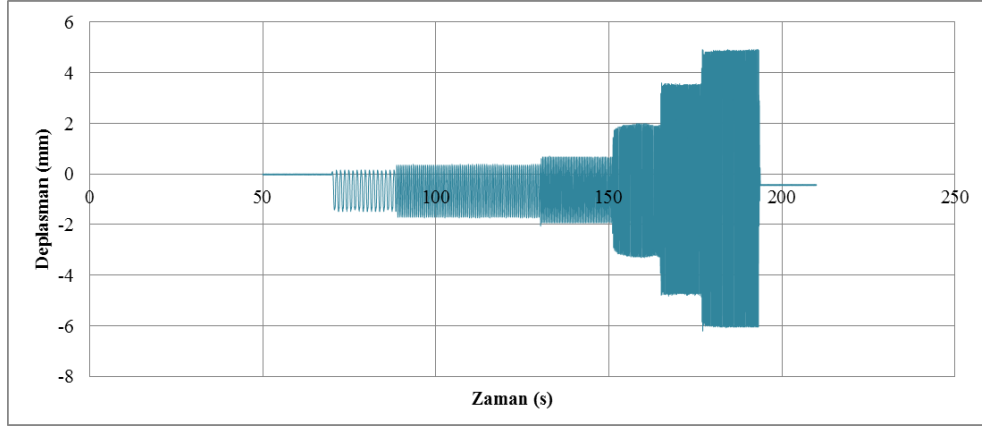
Çizelge 3.10 Tank kalibrasyonunda dikkate alınan test değerleri

Tank Genliği %25		
Frekans	Ortalama Deplasman (mm)	Ortalama İvme (g)
1 Hz	0.685	0.00925
2 Hz	0.69	0.0249
3 Hz	0.645	0.03645
4 Hz	0.705	0.0415
5 Hz	2.935	0.2515
6 Hz	6.88	0.768
7 Hz	1.525	0.255
8 Hz	0.64	0.123
9 Hz	0.625	0.1155
Tank Genliği %50		
Frekans	Ortalama Deplasman (mm)	Ortalama İvme (g)
1 Hz	0.805	0.00765
2 Hz	1.73	0.033
3 Hz	0.95	0.0495
4 Hz	0.882	0.06085
5 Hz	3.28	0.28
6 Hz	5.26	0.624
Tank Genliği %75		
Frekans	Ortalama Deplasman (mm)	Ortalama İvme (g)
1 Hz	0.415	0.01195
2 Hz	0.615	0.035
3 Hz	0.74	0.048
4 Hz	1.125	0.0745
5 Hz	3.185	0.2905
6 Hz	4.94	0.607
Tank Genliği %100		
Frekans	Ortalama Deplasman (mm)	Ortalama İvme (g)
1 Hz	0.2895	0.00805
2 Hz	0.995	0.043
3 Hz	1.29	0.0655
4 Hz	2.635	0.135
5 Hz	4.165	0.37
6 Hz	5.485	0.7

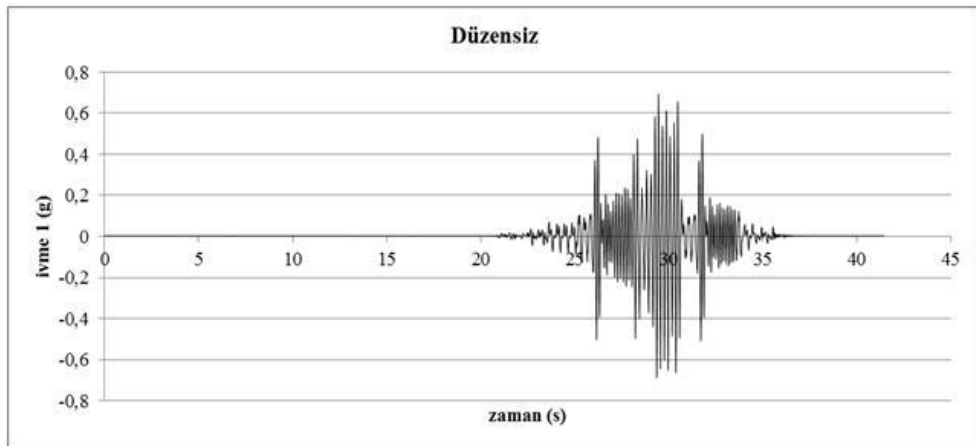
Yapılan kalibrasyon testlerinden sonra literatürde verilen 1g deney koşullarında dikkate alınmak koşulu ile sarsma deney koşulları belirlenmiştir (Iai [1]). Aynı testler düzensiz ivme kayıtlarının belirlenmesi amacıyla da yapılmıştır.



(a) Tank düzenli ivme kaydı

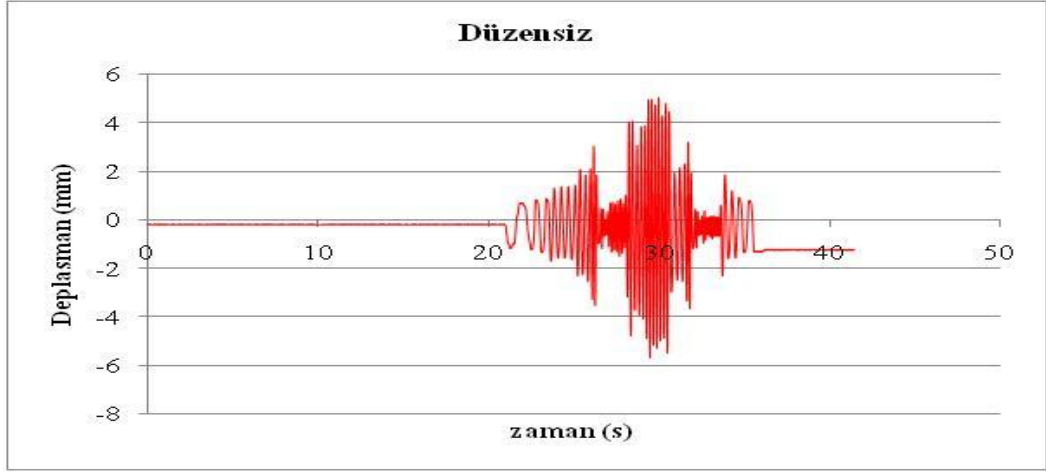


(b) Tank düzenli deplasman kaydı



(c) Tank düzensiz ivme kaydı

Şekil 3.17 Sarsma tankı tipik davranış kayıtları



(d) Tank düzensiz deplasman kaydı

Şekil 3.17 Sarsma tankı tipik davranış kayıtları (devamı)

Tank davranışı literatürdeki sarsma tankı deney sistemlerinin davranışı ile uyum içindedir. Tank ivmesinin genliği sarsma tankının frekansı, deplasmanına ve içindeki yüke bağımlı olarak elde edilmektedir.

Sarsma tankı (1g) deneylerinde kullanılan ölçüm cihazlarının model bloklara bağlantı durumları Çizelge 3.11’de verilmiştir. Bloklar tabandan yukarıya doğru numaralandırılmıştır. Boşluk suyu ölçerler geri dolgu içine tabandan 20 cm ve 40 cm yukarıda olacak şekilde yerleştirilmiştir. Tankın içine temel zemini 8 cm kalınlığında alındığından 68 cm yüksekliğinde su doldurulmuştur. Çizelge 3.10’da tanımlanan ölçüm cihazlarının bloklara bağlantıları Şekil 3.15’de gösterilmiştir. Su üst kotu model üst kotu ile aynıdır. Geri dolgu suya doygunudur.

Çizelge 3.11 Sarsma tankı deneyleri için alet bağlantıları

Deplasman Ölçerler
DP 2 (41031125) (yatay) (blok1)
DP 1 (41031123) (yatay) (blok2)
DP 4 (41031122) (yatay)(blok3)
DP 5 (43100060) (yatay)(blok4)
DP 6 (43100059) (yatay)(blok5)
DP 8 (43100058) (düşey)(blok6)
DP 7 (43100061) (yatay)(blok6)

Çizelge 3.11 Sarsma tankı deneyleri için alet bağlantıları (devamı)

Boşluk Suyu Basınç Ölçerler (aşağıdan yukarıya)
P1 (1311689)
P2 (1311690)
İvme Ölçerler (aşağıdan yukarıya)
ivme 1 (taban)
ivme 2 (blok 1)
ivme 3 (blok 2)
ivme 4 (blok 3)
ivme 5 (blok 4)
ivme 6 (blok 5)
ivme 7 (blok 6)
Toprak Basınç Ölçerler (aşağıdan yukarıya)
S1 (120096) (blok 1)
S2 (120097) (blok 2)
S3 (120098) (blok 3)
S4 (131127) (blok4)
S5 (131128) (blok5)
S6 (131129) (blok6)

Öncelikle bloklardan oluşan rıhtım modeli sarsma tankı içinde sabitlenmiş olan pleksiglass yan duvarlara sahip kılıf içine yerleştirilmiştir. Beton blok yan yüzeylerinin yüzey sürtünmesinden etkilenmemesi için pleksiglas kılıf blok genişliğine göre ayarlanabilmektedir (bu çalışmada 25 cm) (Şekil 3.18). Böylece yeterince sürtünmesiz yan yüzeyler elde edilmiştir. Ardından ivme ve basınç ölçerler ve konum ölçerler model bloklar üzerine yerleştirilip sabitlenmiştir (Şekil 3.15). Sensörlerin bağlanmasından sonra serme sistemi ile modellerin üst kotuna kadar geri dolgu istenilen sıklıkta yerleştirilmiştir. Geri dolgu serme sistemi yürüyen bant yardımıyla yüklenmektedir (Şekil 3.4). Yüklenen geri dolgu miktarı 810 kg'dır. Geri dolgu serme sisteminin tankın üzerine gelmesiyle otomatik olarak bloklu rıhtım modelinin arkasına tabandan blok üst kotuna kadar istenen sıklığı sağlayacak hızda gidip gelerek serilmektedir. Serme işi bittikten sonra serme vinci sarsma tankı üzerinden çekilmektedir. Bu işlemlerden sonra sisteme su vermeye başlanmıştır. Su doldurma işlemi, tankın içindeki modellerin üst kotuna doluncaya dek devam ettirilmiştir.

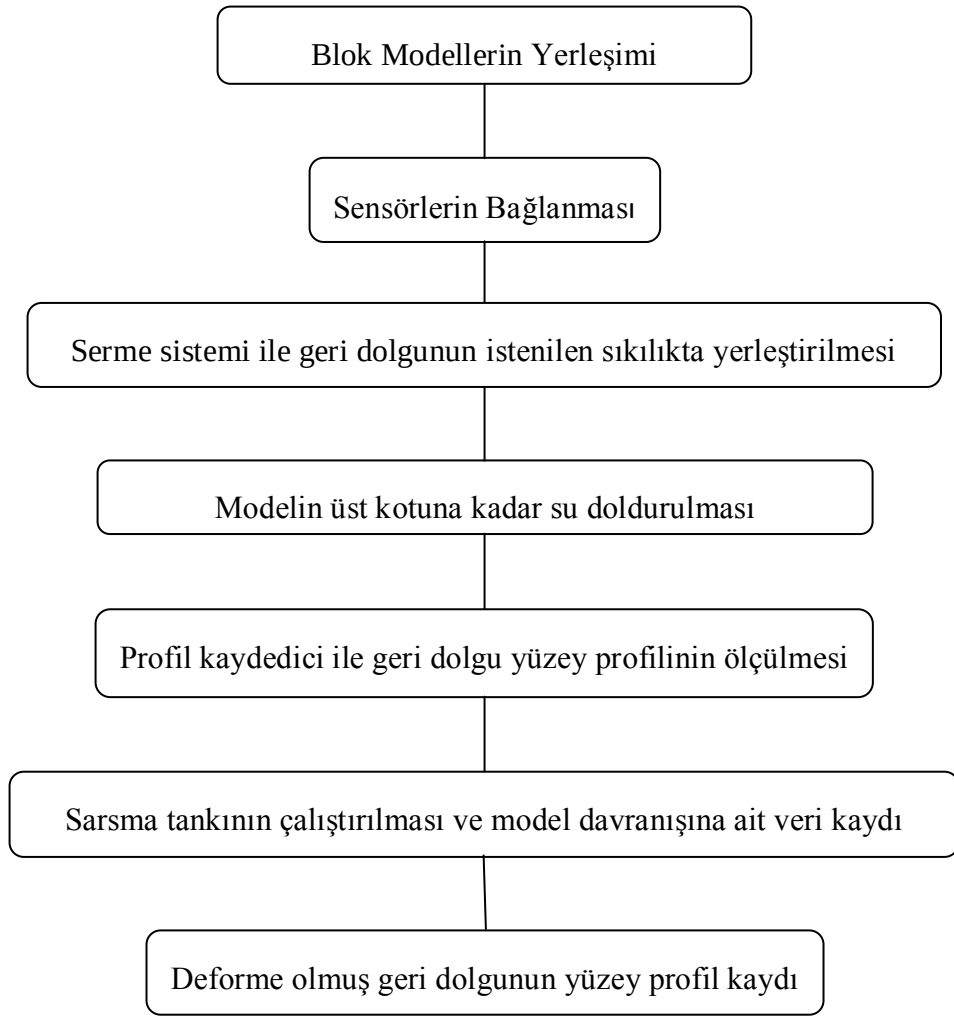


Şekil 3.18 Beton blok modellerin yerleştirildiği yan yüzeyi pleksiglass genişliği ayarlanabilir kılıf

Her deney tamamlandıktan sonra sarsma tankı boşaltılarak model sökülmeaktadır. Yeni deney için yeniden titizlikle hazırlanmaktadır. Model bloklar 8 cm kalınlığında geri dolgu malzemesiyle aynı tokmaklanarak sıkıştırılmış taban malzemesi üzerine yerleştirilmektedir.

Sistem durgun haldeyken statik toprak basıncı ölçümleri yapılmış ve kaydedilmiştir. Profil kaydedici sayesinde geri dolgunun sisteme sarsma verilmesinden önceki orijinal durumdaki yüzey profili ölçülmüştür. Son kontroller yapıldıktan sonra sarsma tankı maksimum 20 s çalıştırılıp ivme, toprak basıncı, boşluk suyu basıncı ve konum ölçer verileri kaydedilmiştir. Deneylerin sonunda deforme olmuş geri dolgunun tekrardan yüzey profil kaydı alınmıştır. Deneylerin yapılmasına ait akış diyagramı Şekil 3.19’da verilmiştir.

Çizelge 3.12’de deneylerde dikkate alınan koşullar özetlenmiştir. Çizelgede bloklu rıhtım model davranışı için tankın sarsma durumu Hz cinsinden frekans değerleri ve ölçülen taban ivmeleri verilmiştir.



Şekil 3.19 Deney akışı

Çizelge 3.12 Deney koşulları

Deney No	Frekans (Hz)	Taban İvmesi maksimum (g)	Girdi
1	3	0.06	Düzenli
2	6	0.1	Düzenli
3	8	0.1	Düzenli
4	4	0.2	Düzenli
5	5	0.35	Düzenli
6	5	0.4	Düzenli
7	7 (Etkin frekans)	0.1 (mak. Genlik)	Düzensiz

3.3 Model Ölçekleri ve Boyut Analizi

Literatürde tanımlandığı gibi dinamik etki altındaki deneylere ait fiziksel model ölçekleri santrifüj ve 1g yöntemleri ile belirlenmektedir. Bu çalışmada sarsma tablası deneylerinde önerilen 1g yöntemi kullanılmıştır.

3.3.1 Santrifüj ve 1g Yöntemleri

Deprem ve geoteknik mühendisliği adı altında yapılan çalışmalar kabaca şu şekilde sıralanabilir (Prasad vd. [8]):

- Zeminin davranışını yerinde gözlemleyip anlamaya çalışmak.
- Aşırı boşluk suyu basıncı gibi özel konuları anlamak için model deneyleri yapmak.
- Analitik ve sayısal modellerle zemin hareketini gerçeğe yakın bir şekilde benzeştirmek.
- Yukarıda belirtilmiş çalışmalardan elde edilen sonuçların karşılaşılan problemlere uygulanması.

Model deneyleri, farklı parametrelerin birlikte yarattığı etkileri ve modelin hasara uğrama sürecini anlamak için yapılmaktadır. Bu deneyler; dünyanın yerçekimi etkisinde yapılanlar (1g model deneyleri) ve daha yüksek yerçekimi şartlarında yapılanlar (santrifüj deneyleri) olmak üzere ikiye ayrılırlar. 1g ve santrifüj deneylerinin her ikisinde de benzerlik ve ölçek etkisi sorun yaratabilmektedir.

1g modelleri yatay zemin basıncı değişimi, deprem sonrası meydana gelebilecek oturma ve sıvılaşma gibi önemli olayları incelemek için kullanılmaktadır. Sarsma tablası deneyleri, santrifüj deneylerine nazaran daha büyük genliklerde yapılabildiği gibi deneyler sırasında çok eksenli deprem hareketleri girdi olarak kullanılabilir. 1g yönteminin temel özelliklerini belirtmek gerekirse:

- Laboratuvar ortamında yapılan deneyler oldukları için sınır koşulları kolayca tanımlanabilir ve kontrol altında tutulabilir. Fiziksel modellerden elde edilen veriler ve sonuçlar, sayısal modelleri destekleyecek ölçüde güvenilirlerdir.

- Modellerin boyutları deneylerin yapılacağı alan ve mevcut cihazların kapasitesine de bağlı olarak göreceli büyüktür. Bu sebeple model ölçeği kabul edilebilir küçüklüktedir.
- Kullanılan modellerin büyük olmasından dolayı deney ölçüm cihazlarını monte edecek alan artmakta bu da daha iyi bir gözlem yapma şansı vermektedir. Daha büyük bir alanda çalışmanın başka bir katkısı da, santrifüj deneylerine nazaran kullanılan ekipmanların zemini deney sonuçlarını etkileyecek düzeyde bozmamasıdır.

Santrifüj model deneyleri kontrollü ortamda zemin-yapı etkileşiminin ölçeklendirilmiş modellerle incelenmesi şeklinde tanımlanabilir. Santrifüj model deneylerinde oldukça büyük ivmelerde çalışılabilmektedir. Bu deneylerde eğimli yüzeylerde gerçekleşebilecek toprak kaymaları ve istinat duvarları üzerindeki toprak basınçları gibi çeşitli geoteknik durumlar incelenebilmektedir. Santrifüj modelin esası, geometrik olarak gerçek veya varsayılan prototipe benzer bir modelde bir gerilim alanı üretmektir. Prototip ve modelde aynı malzemelerin kullanılması durumunda iki sistemdeki benzer noktalarda gerilme-şekil değiştirme ilişkisi aynı olacaktır (Dewoolkar [68]).

Santrifüj deneylerinin temel prensibi basittir; yarıçapı r olacak şekilde sabit v hızıyla dairesel hareket yapmakta olan kütlesi m olan bir cisim, bu dairesel yörüngede hareketini devam ettirmek için v^2/r ya da $r\omega^2$ 'lik bir açısal hıza sahip olmalıdır. Bu hareketi esnasında cisme $m r \omega^2$ 'lik bir radyal kuvvet etki etmektedir ki bu durumda cisim $n g$ 'lik ($n = r \omega^2 / g$) bir ivmeye maruz kalmaktadır.

3.3.2 1g Yöntemi ile Model Ölçekleri

Bu çalışma, tanka dönüştürülen tek boyutlu sarsma tablasında gerçekleştirildiğinden 1g yöntemi ile model ölçekleri belirlenmiştir (Iai [1]).

Deney ölçeği olarak mevcut sarsma tankının boyutları ve genelde kullanılmakta olan blok boyutları göz önünde bulundurulmuştur. Ölçek oranları Çizelge 3.13'de verilmiştir. Bu çalışmada ölçek oranı 1/10 olarak dikkate alınmış ve buna göre model boyutları belirlenmiştir.

Çizelge 3.13 Ölçek oranları

	Ölçek Oranı	Modeldeki ölçek oranları (Prototip/model)		
Uzunluk	λ	10	15	20
Zaman	$\lambda^{0.75}$	5.62	7.62	9.46
İvme	1	1	1	1
Deplasman	$\lambda^{1.5}$	31.62	58.09	89.44
Basınç	λ	10	15	20
Yoğunluk	1	1	1	1
Su Basıncı	λ	10	15	20

3.3.3 Boyut Analizi

Boyut analizi sayesinde farklı değişkenleri içerisinde barındıran deney sistemi daha az sayıda boyutsuz gruplar halinde ifade edilebilir. Böylece elde edilen deney sonuçları evrensel büyüklükler olarak bulunabilmektedir. Elde edilen sonuçlar bir model ölçeğine bağlı olmaksızın tanımlanabilmektedir. Blok veya keson tip yanaşma yapılarının davranışının (performansının) tanımlanabilmesi için bu sisteme etki eden parametrelerin bilinmesi gerekir. Çizelge 3.14 ve 3.15'te bu parametreler kütle (M), zaman (T) ve uzunluk (L) cinsinden ifade edilerek sunulmuştur.

$$F(\rho_s, d_{50}, H, B, \rho_b, \rho_w, a, g, D, z) = 0 \quad (3.2)$$

Langhaar boyut analizi yönteminde boyutsuz denklemlerin matris formunda ifade edildiği bir metod üzerine çalışmıştır (Yüksel [85]). Langhaar metodu esas alındığında bu değişkenler, $\Pi = D_x^{k_1} B^{k_2} \rho_b^{k_3} \rho_w^{k_4} d_{50}^{k_5} g^{k_6} z^{k_7} H^{k_8} \rho_s^{k_9} a^{k_{10}}$ şeklinde Π boyutsuz büyüklüğüne bağlı olarak boyutsuz formda yazılabilir. Burada $k_1, k_2, \dots, k_7$ bilinmeyen üstel kuvvetlerdir. Çizelge 3.15'teki her ana boyut (M, L, T) için 3 denklem elde edilmiştir. Denklem 3.3, 3.4 ve 3.5'te sadeleştirilmiş halleri sunulan ifadelerin yardımıyla boyutsuz parametrelerin üstel değerleri Çizelge 3.16'da sunulmuştur.

Çizelge 3.14 Etkili parametreler

	Parametreler	Sembol	Birim	Boyut
Yapıyı karakterize eden parametre	Blok yüksekliği	H	m	L
	Blok genişliği	B	m	L
	Blok özgül kütlesi	ρ_b	kg/m ³	ML ⁻³
Suyu karakterize eden parametre	Suyun Özgül kütlesi	ρ_w	kg/m ³	ML ⁻³
Zemin Parametreleri	Zeminin özgül kütlesi	ρ_s	kg/m ³	ML ⁻³
	Zeminin tane çapı	d ₅₀	m	L
Diğer Parametreler	Yerçekimi ivmesi	g	m/sn ²	LT ⁻²
	Oturma	z	m	L
	Eğilme	θ	°	-
	Yatay ve düşey yer değiştirme	D	m	L
	İvme	a	m/sn ²	LT ⁻²

Çizelge 3.15 Parametre boyutları

	k ₁	k ₂	k ₃	k ₄	k ₅	k ₆	k ₇	k ₈	k ₉	k ₁₀
Sembol	D	B	ρ_b	ρ_w	d ₅₀	g	z	H	ρ_s	a
M	0	0	1	1	0	0	0	0	1	0
L	1	1	-3	-3	1	1	1	1	-3	1
T	0	0	0	0	0	-2	0	0	0	-2

$$k_8 = -(k_1 + k_2 + k_5 + k_7) \quad (3.3)$$

$$k_9 = (-k_3 - k_4) \quad (3.4)$$

$$k_{10} = -k_6 \quad (3.5)$$

Çizelge 3.16 Boyutsuz parametrelerin üstel değerleri

	D	B	ρ_b	ρ_w	d_{50}	g	z	H	ρ_s	a
	k_1	k_2	k_3	k_4	k_5	k_6	k_7	k_8	k_9	k_{10}
Π_1	1	0	0	0	0	0	0	-1	0	0
Π_2	0	1	0	0	0	0	0	-1	0	0
Π_3	0	0	1	0	0	0	0	0	-1	0
Π_4	0	0	0	1	0	0	0	0	-1	0
Π_5	0	0	0	0	1	0	0	-1	0	0
Π_6	0	0	0	0	0	1	0	0	0	-1
Π_7	0	0	0	0	0	0	1	-1	0	0

Sonuç olarak boyutsuz fonksiyon aşağıda elde edilen boyutsuzlar yardımıyla ifade edilmiştir:

$$\left. \begin{aligned} \pi_1 &= \frac{D}{H} \\ \pi_2 &= \frac{B}{H} \\ \pi_3 &= \frac{\rho_b}{\rho_s} \\ \pi_4 &= \frac{\rho_w}{\rho_s} \\ \pi_5 &= \frac{d_{50}}{H} \\ \pi_6 &= \frac{g}{a} \\ \pi_7 &= \frac{z}{H} \\ \pi_8 &= \theta \end{aligned} \right\} \quad (3.6)$$

$$f\left(\frac{D}{H}, \frac{B}{H}, \frac{\rho_b}{\rho_s}, \frac{\rho_w}{\rho_s}, \frac{d_{50}}{H}, \frac{g}{a}, \frac{z}{H}, \theta\right) = 0 \quad (3.7)$$

$\frac{D}{H}$: Göreceli yer değiştirme (Yatay ve düşey yer değiştirme)

$\frac{B}{H}$: Göreceli blok geometrisi

$\frac{\rho_b}{\rho_s}$: Göreceli özgül kütle (Deneylerde sabittir)

$\frac{\rho_w}{\rho_s}$: Göreceli özgül kütle (Deneylerde sabittir)

$\frac{d_{50}}{H}$: Göreceli geri dolgu zemin granülometrisi çapı

$\frac{a}{g}$: Sismik ivme katsayısı

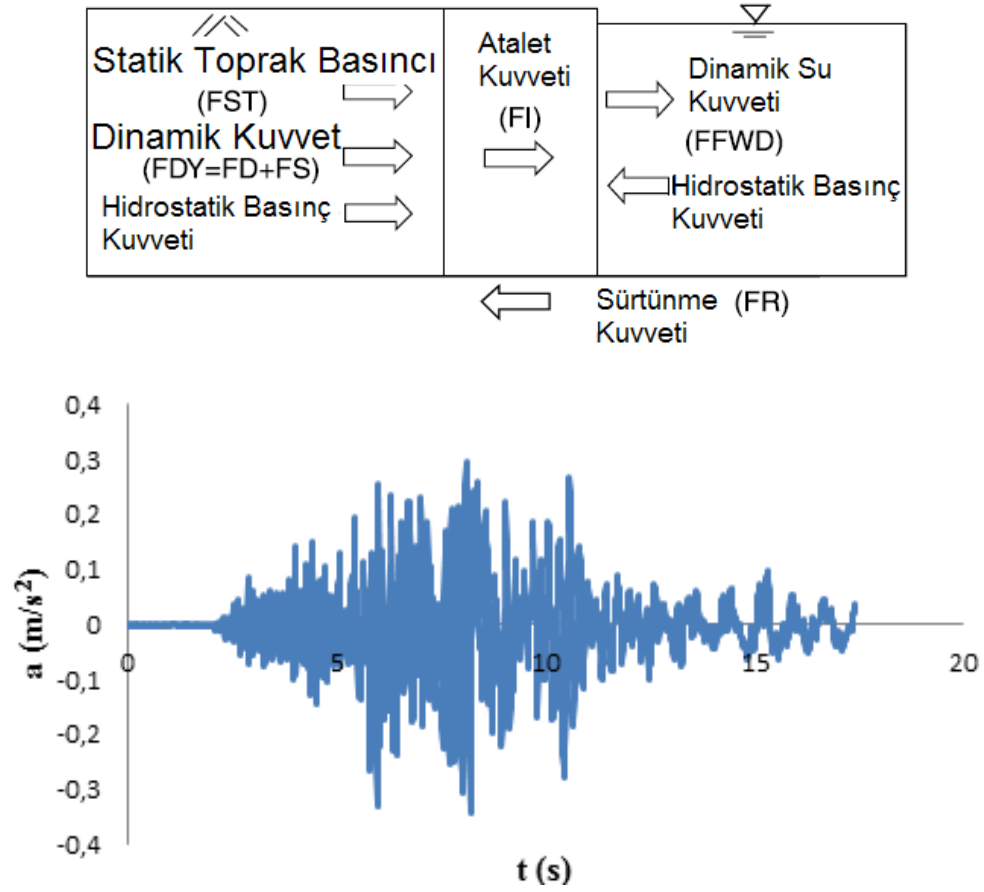
$\frac{z}{H}$: Göreceli oturma

θ : Eğilme

Deneylerde sabit olanlar çıkarıldığında ise $f\left(\frac{D}{H}, \frac{B}{H}, \frac{d_{50}}{H}, \frac{a}{g}, \frac{z}{H}, \theta\right) = 0$ fonksiyonu elde

edilmiştir. Bu fonksiyonda; göreceli yer değiştirme (D/H), göreceli geri dolgu oturma miktarı, eğilme θ , (z/H) bloklu rıhtımların performansını tanımlamaktadır. Bu boyutsuz performans değerlerinin taban ivmesini karakterize eden yerçekimi ivmesi cinsinden verilen sismik ivme katsayısının $a(g)$, göreceli blok geometresine (B/H) ve göreceli zemin granülometresine (d_{50}/H) bağımlı olduğu görülmektedir. Ancak bu çalışmada tek tip çakıldan oluşan geri dolgu kullanıldığından, deneylerde göreceli zemin granülometresi sabittir.

Deneyler geri dolgu ile aynı olan tokmaklanarak sıkıştırılmış sert zemin ve çakıldan oluşan boşluk suyu basıncının gelişmediği dolayısı ile sıvılaşmayan geri dolgu koşullarında yapılmıştır. Böylece zemindeki boşluk suyu basıncının dinamik kuvvetler altında gösterdiği zemin davranış değişim etkisi ortadan kaldırılmıştır. Böylece bloklu rıhtım duvarlarının davranış değişimi göstermeyen zemin itki kuvveti, rıhtım duvarının atalet kuvveti, dinamik su basıncı ve yapının sürtünmeden dolayı karşı koyan direnç kuvveti etkisi altında olan davranışları farklı B/H oranı için belirlenebilecektir. Hidrostatik basınç kuvveti yapının geri dolgusunun suya doygun olması nedeniyle ihmal edilmiştir. Yapıya etkili kuvvetler şematik olarak Şekil 3.20’de gösterilmiştir.



Şekil 3.20 Rıhtım duvarına etkiyen kuvvetlerin şematik gösterimi

Bir bloğa etki eden itme kuvveti, Şekil 3.20’de gösterilen farklı kuvvet bileşenlerinden meydana gelmektedir. Bu kuvvet bileşenleri sırasıyla, bloğun arka ve ön tarafında etkili olan hidrostatik basınç kuvveti, duvarın atalet kuvveti (F_I), bloğun önündeki dinamik su kuvveti (F_{FWD}), bloğun arkasındaki statik toprak kuvveti (F_{ST}), sarsma sırasındaki bloğun arkasında oluşan dinamik itme kuvveti (F_{DY}) ile tanımlanmıştır. Bloğu iten bileşke kuvvet (F_{TH}) eşitlik (3.8)’deki değişen kuvvet bileşenlerinin toplamından elde edilmektedir.

$$F_{TH} = F_I + F_{FWD} + F_{ST} + F_{DY} \quad (3.8)$$

BLOKLU RIHTIM MODEL DENEYLERİ TARTIŞMA VE DEĞERLENDİRME

4.1 Giriş

Farklı geri yüzey geometrilerine sahip beton bloklu model rıhtım duvarlarının sarsma deneyleri gerçekleştirilmiştir. Bu deneylerde ivme, toprak basıncı, boşluk suyu basıncı, konum değişimleri, geri dolgudaki profiller, farklı konumlarda ölçülmüştür.

4.2 İvme Ölçümlerinin Değerlendirilmesi

60 cm yüksekliğindeki modellerin taban ivmesi (AC1) ve beton blok modelin üzerindeki ivme kayıtları sırasıyla tabandan itibaren blok sayılarına göre ($i:1, 2, \dots, 6$) (AC2, AC3, AC4, AC5, AC6, AC7) ölçerleri ile 6 farklı sinüzoidal harmonik ve 2 farklı düzensiz sarsma deneyinde zamana bağlı olarak 21 s boyunca elde edilmiştir. Elde edilen zaman tarihçelerinden MATLAB yazılımı yardımı ile her ivme kaydına ait ortalama ivme değerleri belirlenmiş ancak düzensiz ivmelerde pik değerler dikkate alınmıştır. Beton bloklarların üzerindeki ivme değişimlerinde oluşan büyütme (A_m) her blok üzerindeki ortalama ivmenin (a_{ort}) taban ivmesine (a_{bort}) oranıyla ifade edilmiştir. Burada i alt indisi ivme ölçerin tabandan itibaren blok numarasını ve b alt indisi ise tabanı tanımlamaktadır.

4.2.1 Boyut Etkisi Analizi

İki farklı tip düz blok test edilmiştir. Birinci tip düz blokların genişliği 20 cm, ikinci tipin ise 15 cm'dir. Çizelge 4.1'de birinci tip, Çizelge 4.2'de ise ikinci tip bloklu modele ait ortalama ivme ve büyütme özetlenmiştir.

Çizelge 4.1 Birinci tip düz bloklı model için ivme ve ivme büyütmeleeri

Birinci Tip Düz Bloklu Model				
Deney No	Frekans (Hz)	İvme Ölçer No	a _{ort} (g)	A _{m ort}
1 (G100-3)	3	AC1	0.058	1
		AC2	0.058	1.006
		AC3	0.059	1.012
		AC4	0.059	1.021
		AC5	0.075	1.305
		AC6	0.063	1.081
		AC7	0.066	1.134
2 (G25-7)	6	AC1	0.086	1
		AC2	0.089	1.035
		AC3	0.091	1.058
		AC4	0.095	1.105
		AC5	0.104	1.209
		AC6	0.108	1.256
		AC7	0.113	1.314
3 (G25-8)	7	AC1	0.083	1
		AC2	0.086	1.033
		AC3	0.088	1.053
		AC4	0.094	1.127
		AC5	0.113	1.359
		AC6	0.118	1.422
		AC7	0.132	1.584
4 (G100-4)	4	AC1	0.184	1
		AC2	0.185	1.006
		AC3	0.181	0.987
		AC4	0.181	0.984
		AC5	0.253	1.378
		AC6	0.200	1.091
		AC7	0.223	1.215
5 (G50-5)	4	AC1	0.344	1
		AC2	0.368	1.070
		AC3	0.387	1.125
		AC4	0.414	1.203
		AC5	0.595	1.730
		AC6	0.542	1.576
		AC7	0.724	2.105
6 (G100-5)	4	AC1	0.413	1
		AC2	0.403	0.977
		AC3	0.395	0.956
		AC4	0.478	1.157
		AC5	0.711	1.723
		AC6	0.718	1.739
		AC7	0.873	2.113
(*) Etkin frekans				
(**) Maksimum ivme				

Çizelge 4.1 Birinci tip düz bloklu model için ivme ve ivme büyütmeleri (devamı)

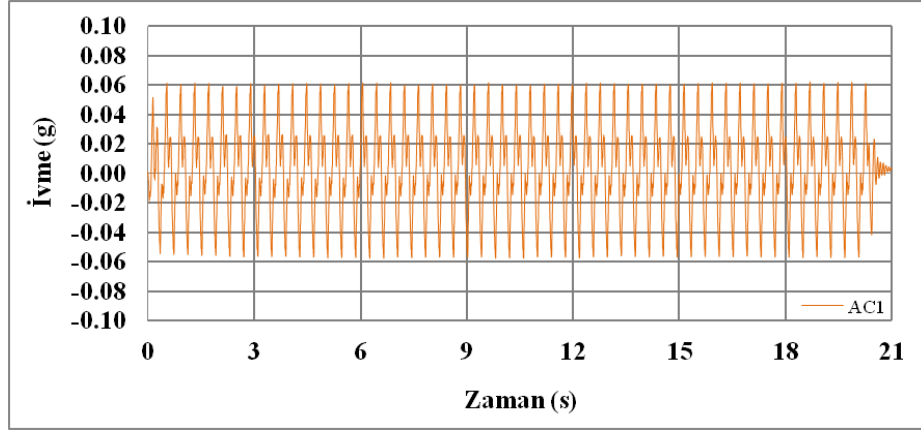
Birinci Tip Düz Bloklu Model				
Deney No	Frekans (Hz)	İvme Ölçer No	a _{ort} (g)	A _{m ort}
7 (DZS1)	7*	AC1	0.111**	1
		AC2	0.129**	1.019
		AC3	0.124**	1.051
		AC4	0.140**	1.1041
		AC5	0.154**	1.1193
		AC6	0.168**	1.182
		AC7	0.514**	1.933
8 (DZS2)	3.6*	AC1	0.380**	1
		AC2	0.320**	1.003
		AC3	0.240**	1.072
		AC4	0.270**	1.140
		AC5	0.334**	1.212
		AC6	0.410**	1.313
		AC7	0.541**	1.457
(*) Etkin frekans				
(**) Maksimum ivme				

Çizelge 4.2 İkinci tip düz bloklu model için ivme ve ivme büyütmeleri

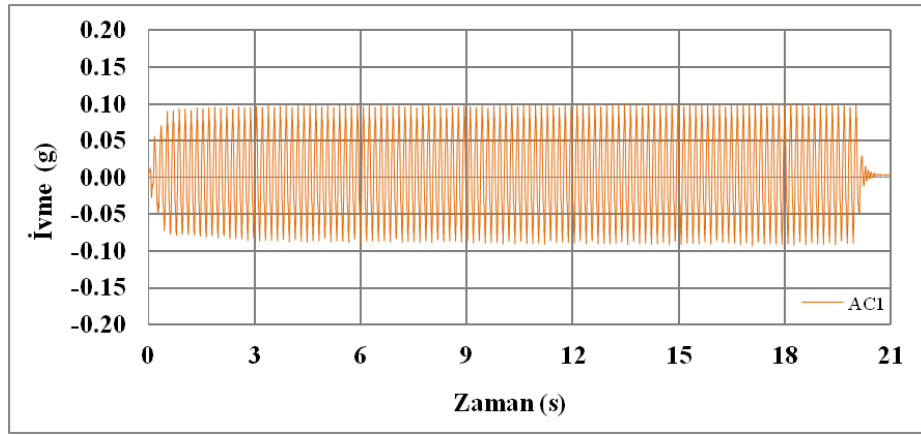
İkinci Tip Düz Bloklu Model				
Deney No	Frekans (Hz)	İvme Ölçer No	a_{ort} (g)	$A_{m\,ort}$
1 (G100-3)	3	AC1	0.066	1
		AC2	0.066	1.008
		AC3	0.066	1.004
		AC4	0.067	1.015
		AC5	0.072	1.099
		AC6	0.068	1.032
		AC7	0.070	1.063
3 (G25-8)	7	AC1	0.074	1
		AC2	0.073	0.984
		AC3	0.070	0.947
		AC4	0.068	0.923
		AC5	0.288	3.905
		AC6	0.078	1.057
		AC7	0.090	1.225

Birinci tip düz bloklu model için 6 farklı sinüzoidal taban ivme tarihçeleri Şekil 4. 1'de, iki farklı düzensiz ivme tarihçesi ise Şekil 4.2'de verilmiştir. Sinüzoidal taban ivmeleri 0.058 g ile 0.413 g arasında değişmektedir. Bu ivme kayıtlarında sarsma frekansı 3 Hz-7 Hz arasındadır. Düzensiz ivmeler ise doğada meydana gelen ivme kayıtlarına benzer seçilmiştir. Yedi nolu deneyde pik ivme 0.111 g sekiz nolu deneyde ise 0.380 g olmuştur. İki düzensiz kayıt şekil olarak birbirinden farklıdır ve zaman serisi içinde farklı frekans değerlerine sahiptir. Dört, beş ve altı nolu deneylerde sarsma frekansları 4 Hz olmasına karşın taban ivmeleri farklıdır bunun nedeni her deneyde sarsmada girilen

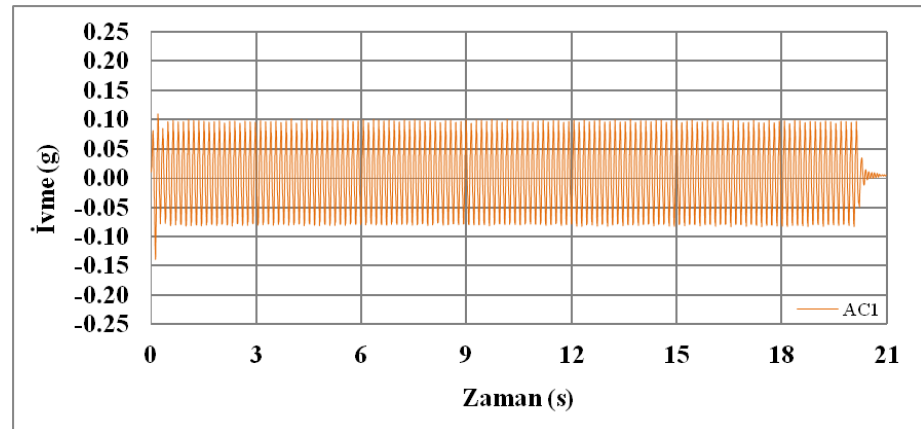
farklı sarsma genliğidir (deneylerde sarsma tankının hareket genliği). Şekil 4.3'te ikinci tip düz bloklu modele ait iki farklı taban ivmelerinin zamanla değişimleri verilmiştir. Bu model çalışmasında taban ivmeleri 0.066 g ile 0.074 g değerlerini almıştır.



(a) Deney no:1, $f=3\text{Hz}$ taban ivmesi

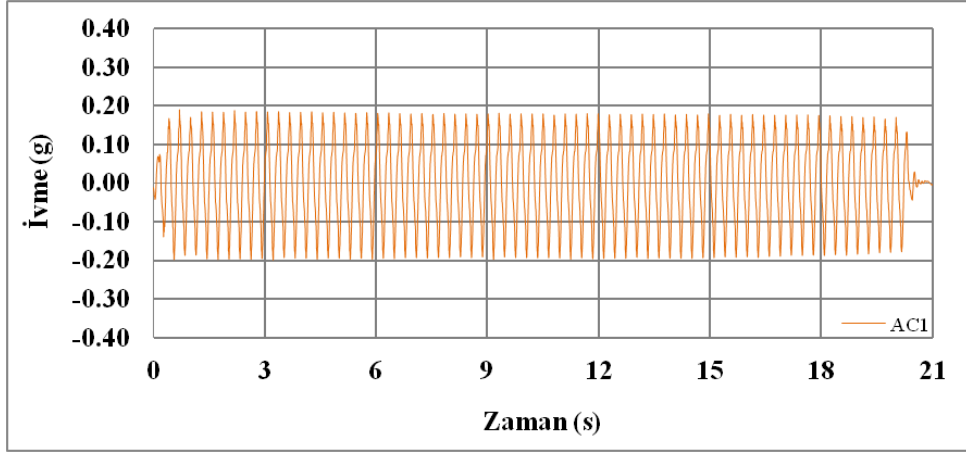


(b) Deney no:2, $f=6\text{Hz}$ taban ivmesi

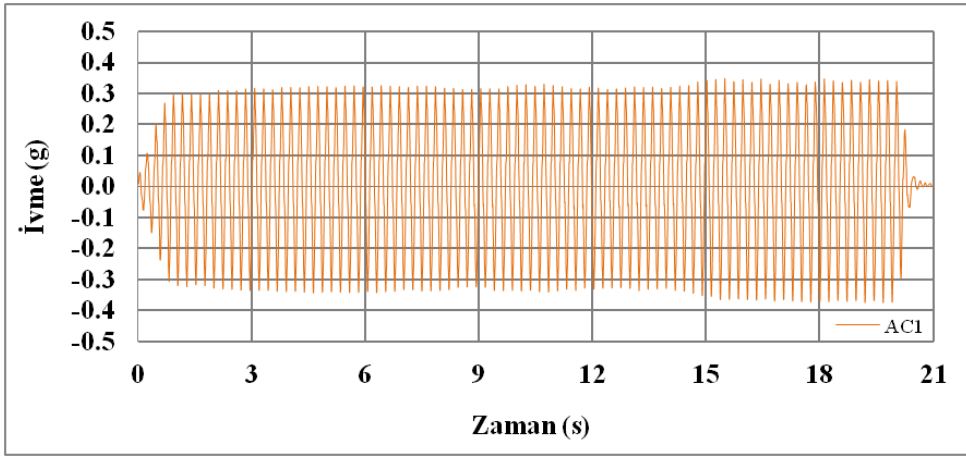


(c) Deney no:3, $f=7\text{Hz}$ taban ivmesi

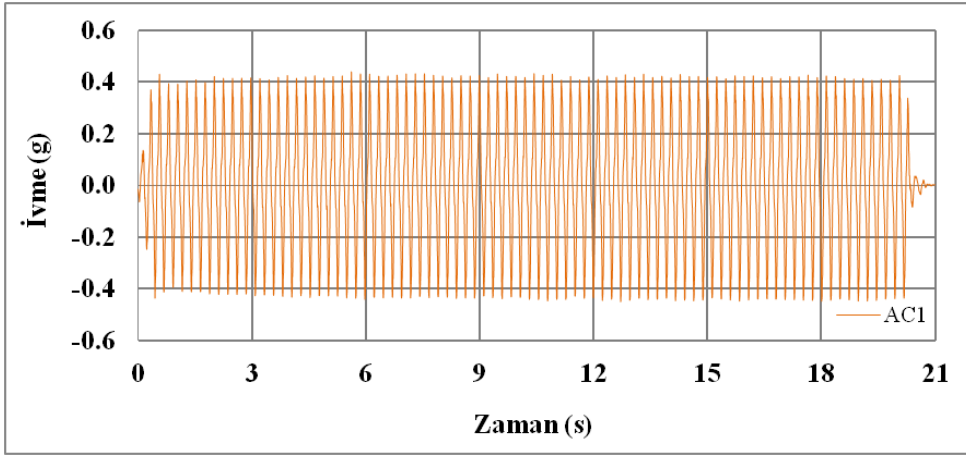
Şekil 4.1 Birinci tip düz bloklu model düzenli taban ivme kayıtları



(d) Deney no:4, $f=4\text{Hz}$ taban ivmesi

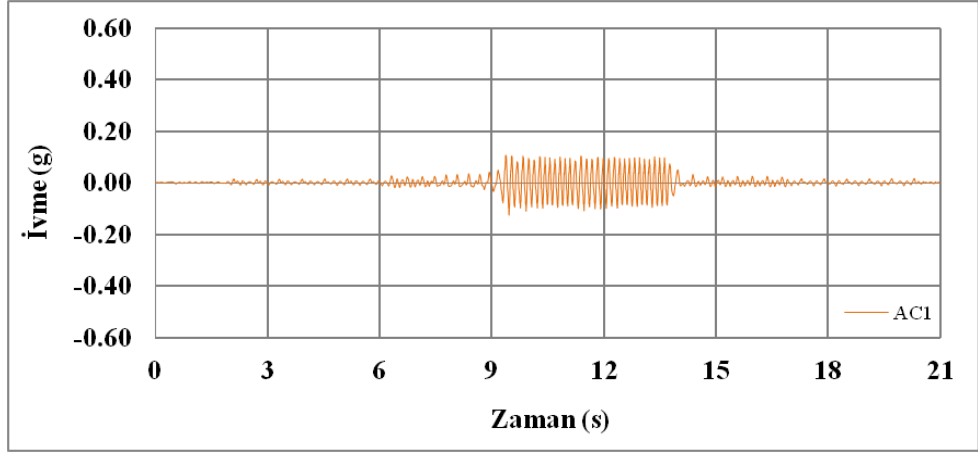


(e) Deney no:5, $f=4\text{Hz}$ taban ivmesi

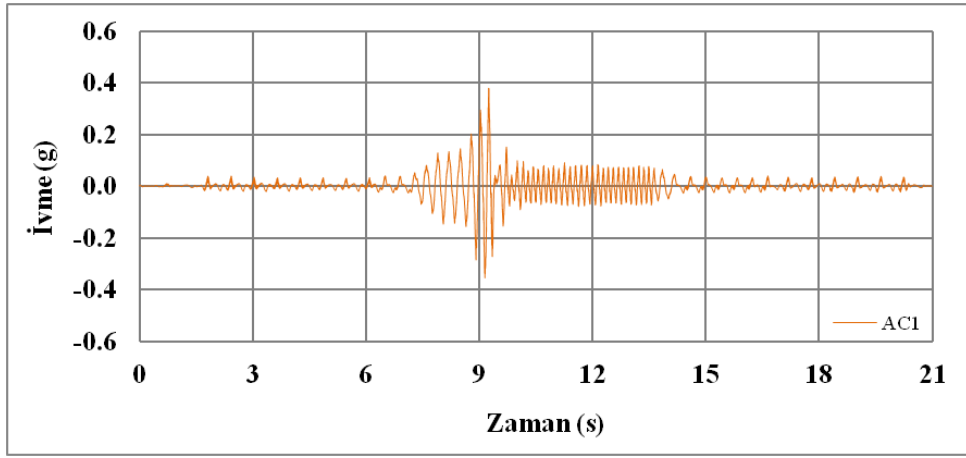


(f) Deney no:6, $f=4\text{Hz}$ taban ivmesi

Şekil 4.1 Birinci tip düz bloklu model düzenli taban ivme kayıtları (devamı)

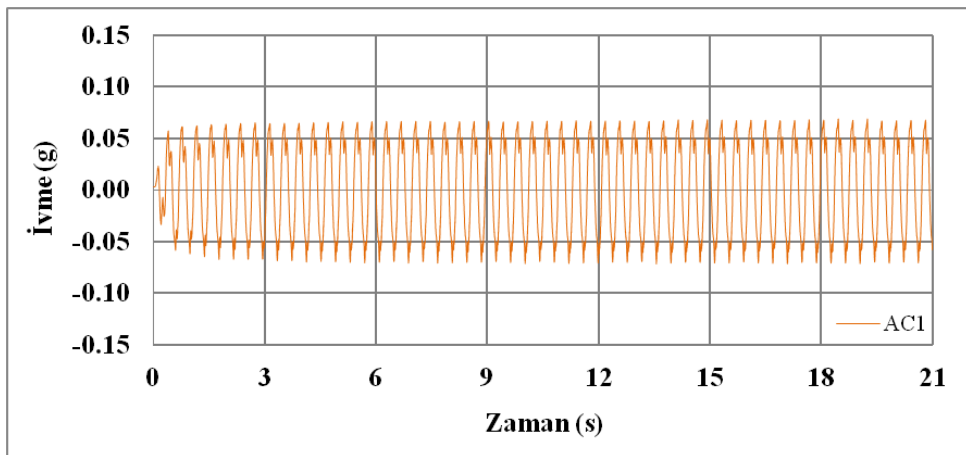


(a) Deney no:5, $f=4\text{Hz}$ taban ivmesi



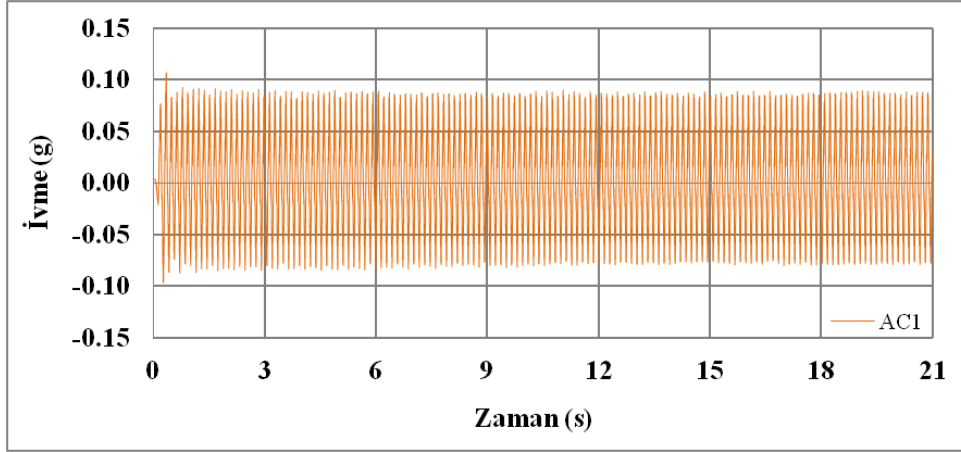
(b) Deney no:6, $f=4\text{Hz}$ taban ivmesi

Şekil 4.2 Birinci tip düz bloklu model düzensiz taban ivme kayıtları



(a) Deney no:1, $f=3\text{Hz}$ taban ivmesi

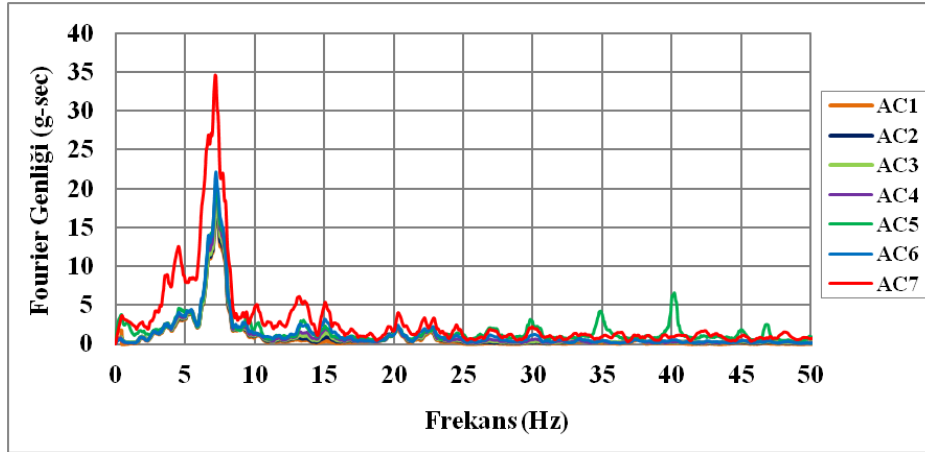
Şekil 4.3 İkinci tip düz bloklu model düzenli taban ivme kayıtları



(b) Deney no:3, $f=7\text{Hz}$ taban ivmesi

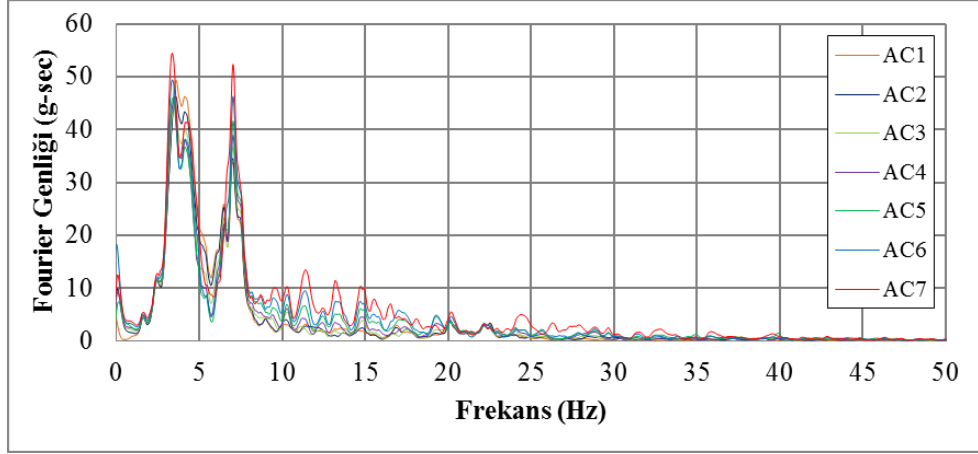
Şekil 4.3 İkinci tip düz bloklı model düzenli taban ivme kayıtları (devamı)

Şekil 4.4'te düzensiz ivme kayıtları için MATLAB yazılımı yardımıyla yapılan FFT analiz sonuçları gösterilmiştir. FFT analizinin yapılması için deney süresi 21 s olarak belirlenmiştir. Yapılan analizlerde filtre uygulanmıştır. Böylece ivme spektrumları elde edilmiştir. İvme spektrumları ile sarsma özellikleri tanımlanmıştır. Yedinci deneyde etkin frekansın 7 Hz, sekizinci deneyde etkin frekansın 3.6 Hz olduğu bulunmuştur. Sekizinci deneydeki fourier genliğinin daha yüksek olduğu ve çift pikli olduğu görülmektedir.



(a) Deney no:7, $f=7\text{Hz}$ taban ivmesi

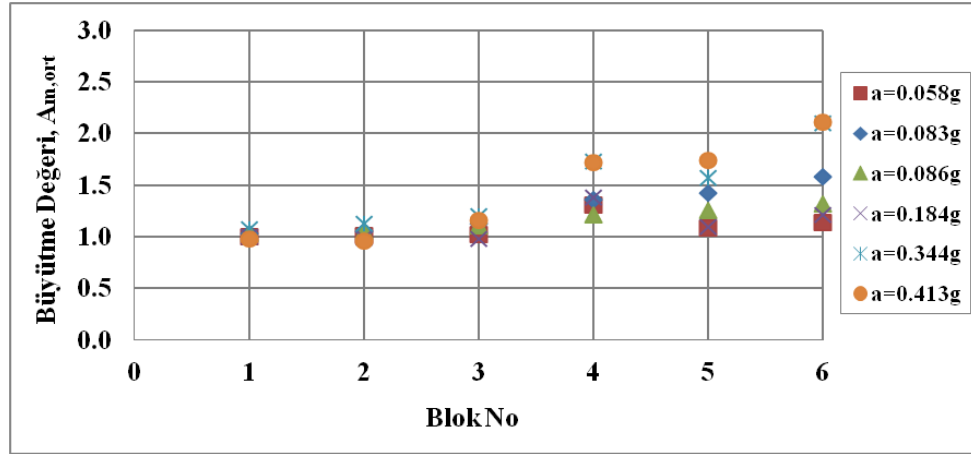
Şekil 4.4 Birinci tip düz bloklı model düzensiz taban ivme kayıtları için ivme spektrumları



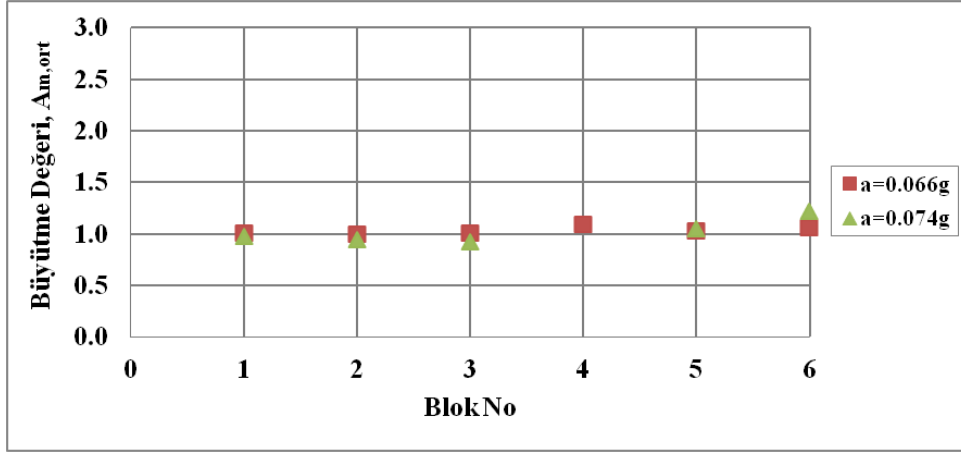
(b) Deney no:8, $f=3.6\text{Hz}$ taban ivmesi

Şekil 4.4 Birinci tip düz bloklu model düzensiz taban ivme kayıtları için ivme spektrumları (devamı)

İvme büyütme grafikleri Şekil 4.5'te birinci tip düz bloklu model için verilmiştir. Şekil incelendiğinde taban ivmesi büyüdükçe tabandan üst bloklara doğru ivme büyütmesinin arttığı görülmüştür. Büyük ivmelerde en üst blokta taban ivmesinin iki katına çıktığı görülmüştür. Benzer eğilim Şekil 4.6'da ikinci tip için de görülmüştür.



Şekil 4.5 Birinci tip düz bloklu model düzenli ivme halinde ivme büyütme grafikleri



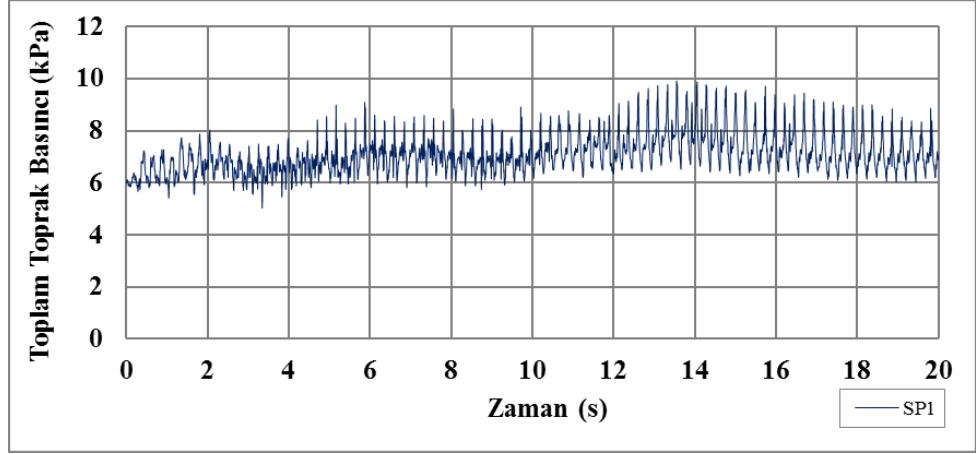
Şekil 4.6 İkinci tip düz bloklu model düzenli ivme halinde ivme büyütmeleri

4.3 Toprak Basıncı Ölçümlerinin Değerlendirilmesi

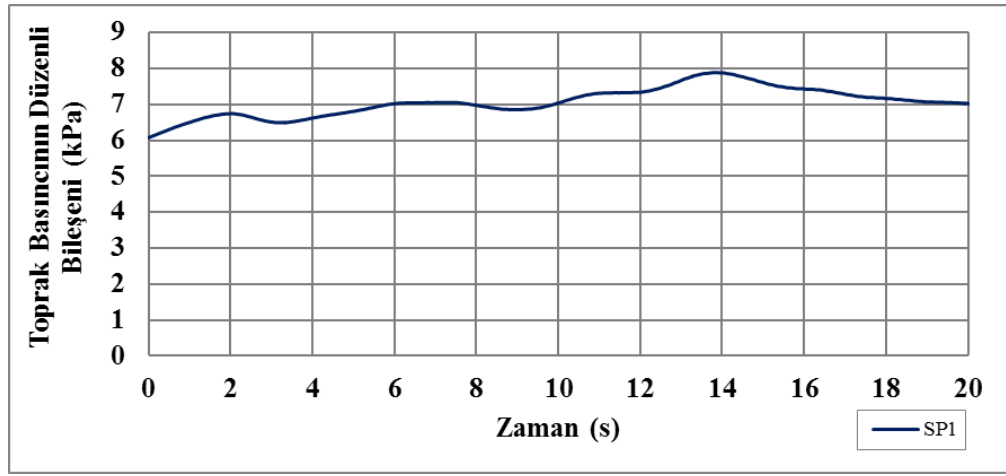
Blok modellerin arkasındaki geri dolgu malzemesinin uyguladığı basınç miktarlarının belirlenmesi amacıyla toplam 60 cm yüksekliğindeki duvarı oluşturan 6 adet bloğun herbirinin arkasına basınç ölçer yerleştirilmiştir. Böylece her bloğa tesir eden geri dolgunun uyguladığı basıncın zamana bağlı olarak değişimi kayıt edilmiştir. Bu basınç kayıtları MathCAD'de yazılan bir program vasıtasıyla ortalama basınç değişimi (düzenli bileşen) ve ortalamadan sapan basınç (çalkantı bileşeni) miktarları ayrılmıştır. Böylece model bloklar üzerindeki her ölçüm noktasında toplam, düzenli ve çalkantı basınç bileşenlerinin ayrı ayrı zamansal değişimleri elde edilmiştir. Toplam toprak basıncı geri dolgudan kesona tesir eden statik ve dinamik toprak basınçlarını içermektedir.

4.3.1 Düz Bloklu Model

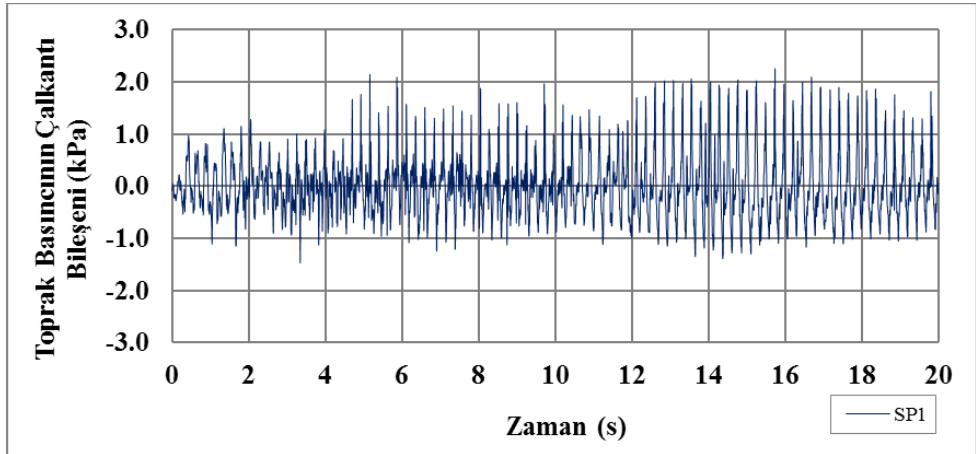
Şekil 4.7'de düz bloklu model üzerinde ölçülmüş toplam basınç ve bileşenlerine ait değişimler ile ilgili bir örnek verilmiştir. Verilen örnek en alttaki olan 1 nolu bloğa aittir. Beton blok üzerindeki toplam basınç statik basıncı da içermektedir. Zamanla artış gösteren toprak basıncı belli bir zamandan sonra düşme eğilimi göstermiştir. Bunun nedeni sarsma sırasında geri dolguda meydana gelen kemerlenme etkisidir. Derinlik boyunca geri dolguda üniform olmayan bir kemerlenme etkisi olmaktadır. Bu etki derinlikle artmaktadır. Düzenli bileşen bu etkiyi daha net göstermektedir. Çalkantı bileşeni sarsma sırasındaki dinamik etkinin büyüklüğünü göstermektedir.



i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni



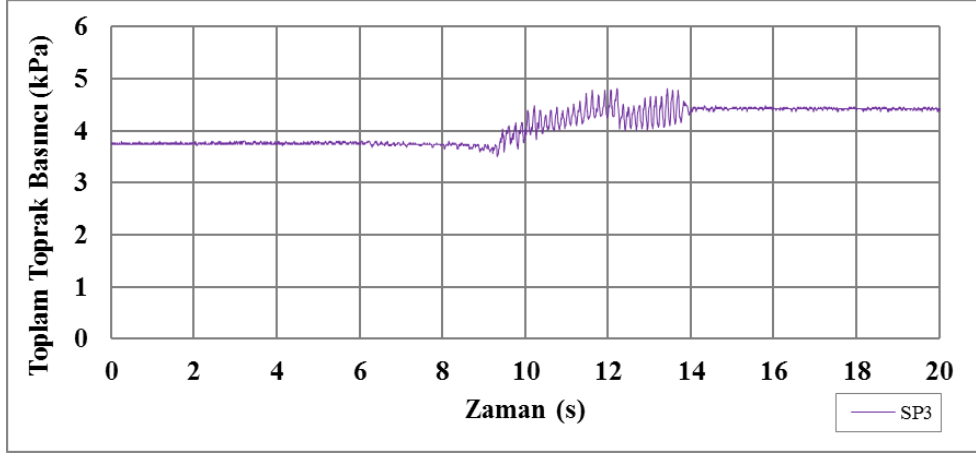
iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(a) Blok 1

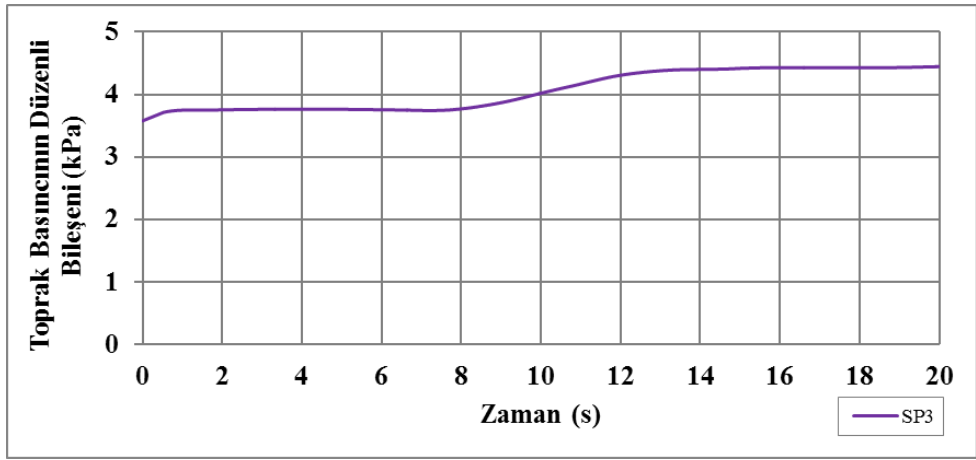
Şekil 4.7 Birinci tip düz bloklu model, deney no:6 $f=4\text{Hz}$

Şekil 4.8 ve 4.9 uygulanan iki farklı düzensiz sarsma haline ait toplam toprak basıncı ve bileşenlerine ait değişimleri örnek göstermektedir. Şekiller incelendiğinde düzensiz sarsma sırasında ivmenin büyüdüğü anda toprak basıncı da artmaktadır. Toprak basıncındaki değişim ivme kaydındaki değişimle benzer eğilime sahiptir. Örnekler sırasıyla daha üst bloklar olan 3 ve 5 nolu bloklardan verilmiştir. Bloklar üzerinde basınç miktarları zaman içinde artış göstermiştir. Daha önce verilen belli bir andan itibaren meydana gelen azalma eğilimi gözlemlenmemiştir. Bu bahsedildiği gibi derinlikle üniform olmayan kemerlenme etkisinden kaynaklanmaktadır. İvmedeki artışla meydana gelen daha belirgin olan toprak basıncı artışı ivmenin büyüklüğünün azalması ile daha az belirginleşmesine karşın toplam basınçtaki artış devam etmiştir.

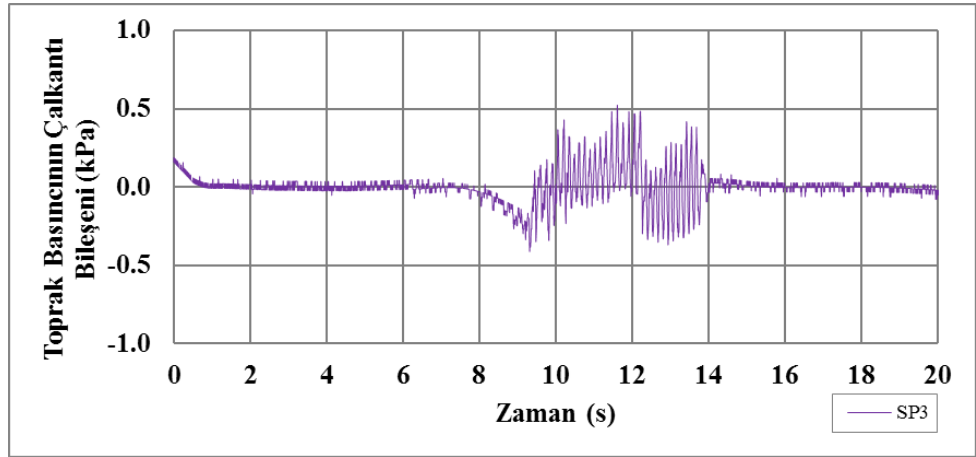
Şekil 4.10'da ikinci tip düz blok üzerinde ölçülen toprak basıncı örneği verilmiştir. Bu örnekte daha düşük ivme ve ferkansa sahip sarsma hali dikkate alınmıştır. Bu halde toprak basıncındaki değişim yüksek ivmelerdeki gibi zamanla belirgin artışlar göstermemiştir. Bu durumda çalkantı bileşeni daha sinüzoidal harmonik sarsma haline benzer bir değişime sahiptir. Ancak ivme büyüdükçe çalkantı bileşeni daha düzensiz karaktere sahip olmaktadır.



i. Toplam Toprak Basıncı



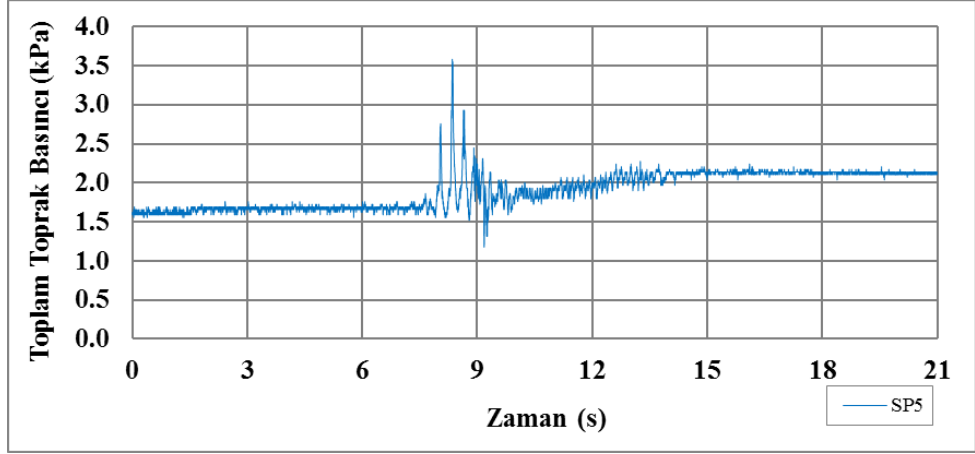
ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni



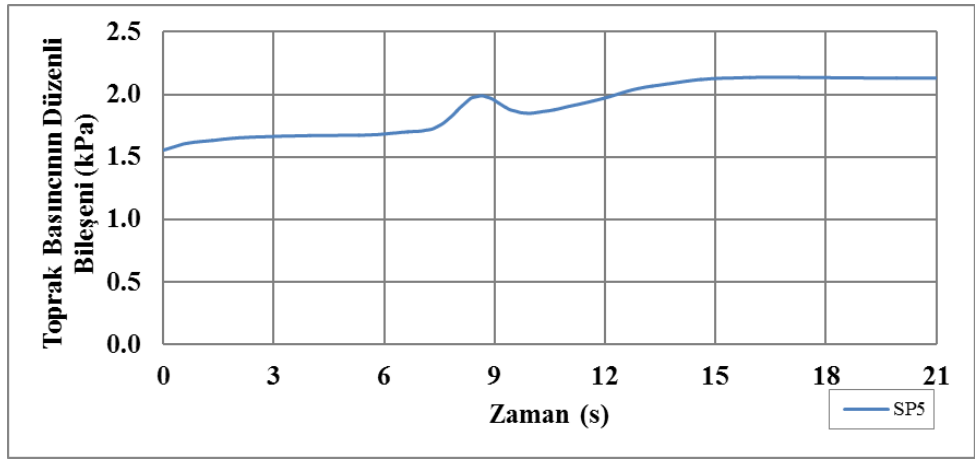
iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(a) Blok 3

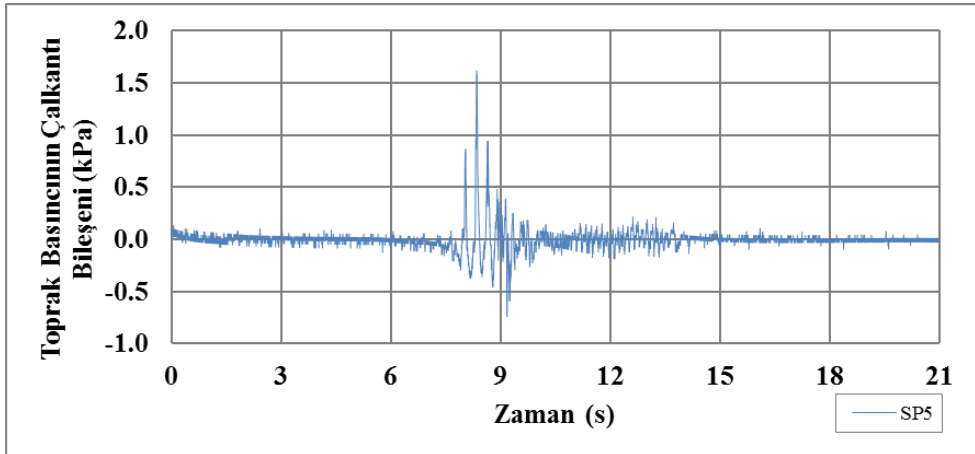
Şekil 4.8 Birinci tip düz bloklu model, deney no:7 $f=7\text{Hz}$



i. Toplam Toprak Basıncı



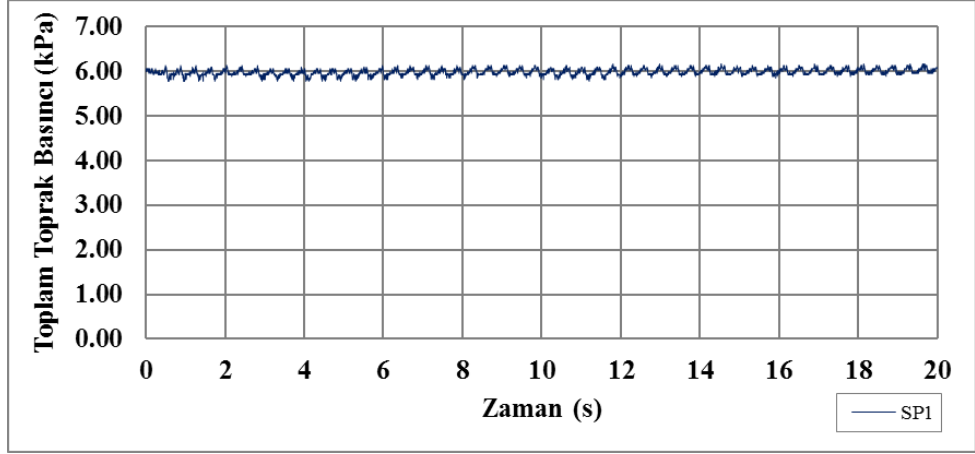
ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni



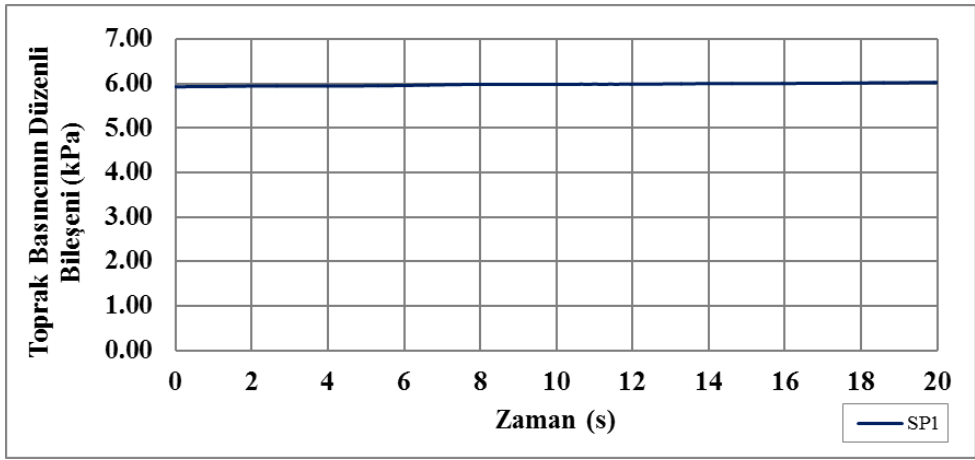
iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(a) Blok 5

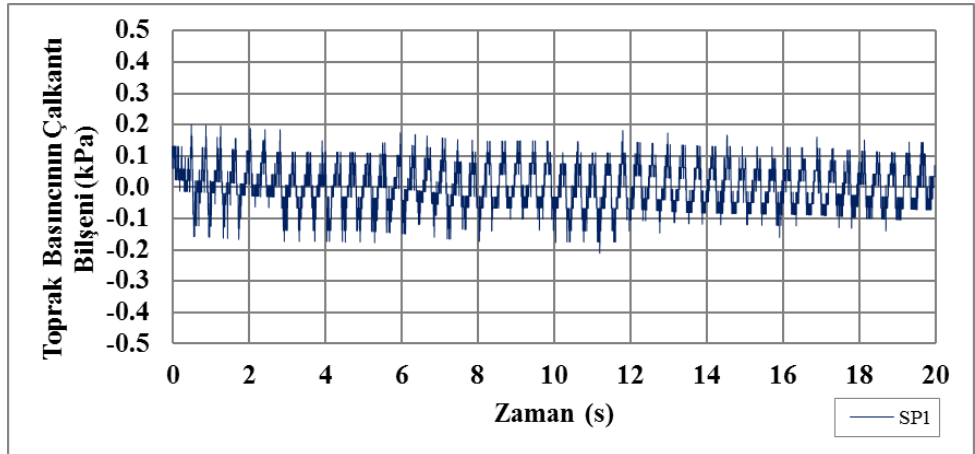
Şekil 4.9 Birinci tip düz bloklu model, deney no:8 $f=3.6\text{Hz}$



i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

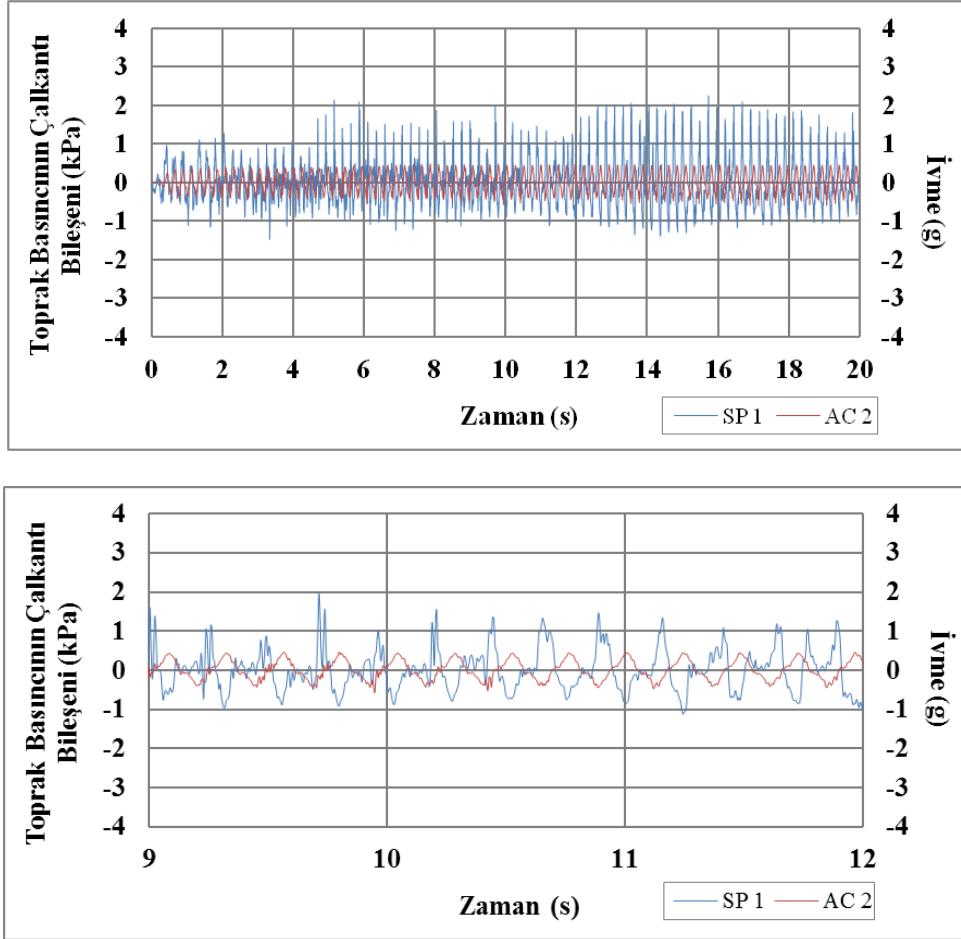


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(a) Blok 1

Şekil 4.10 İkinci tip düz bloklu model, deney no:1 $f=3\text{Hz}$

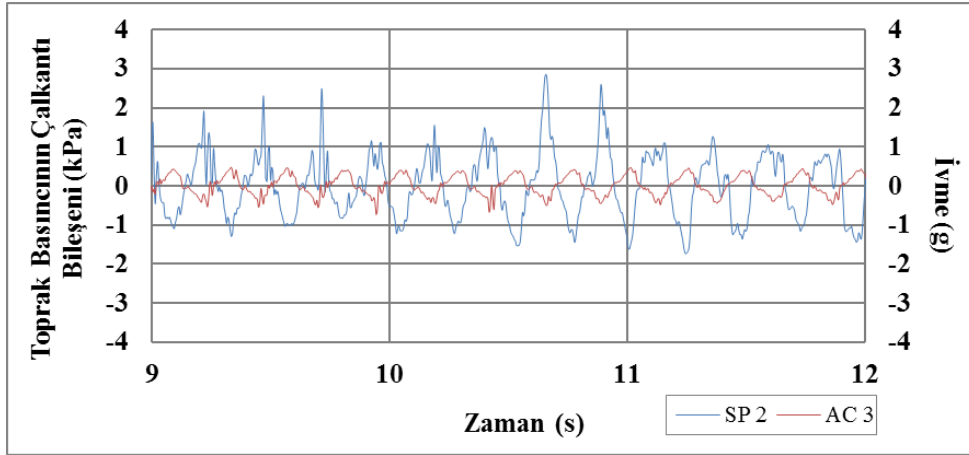
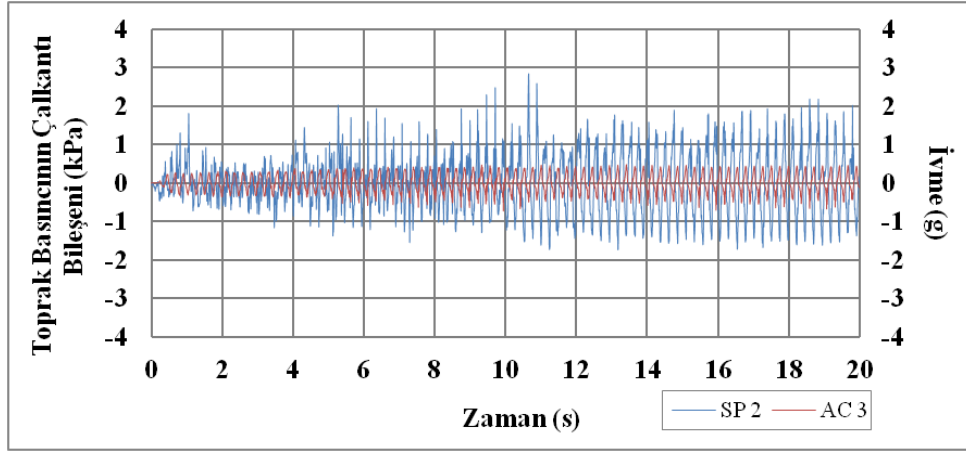
Şekil 4.11'de düzlem blok için çalkantı toprak bileşeni ile aynı blok üzerindeki atalet kuvvetinin değişimini belirlemek amacıyla ivme kaydı eş zamanlı olarak çizilmiştir. Modelin üzerinde tabandan krete doğru farklı bloklar dikkate alınmıştır. Bu kayıtlar incelendiğinde dinamik toprak basıncı ile atalet kuvveti arasında belirgin biçimde 180° 'lik faz farkı olduğu belirlenmiştir. Benzer eğilim ikinci tip düzlem blokta da kayıt edilmiştir (Şekil 4.12).



i. Blok 1

(a) Deney no:6 $f=4$ Hz

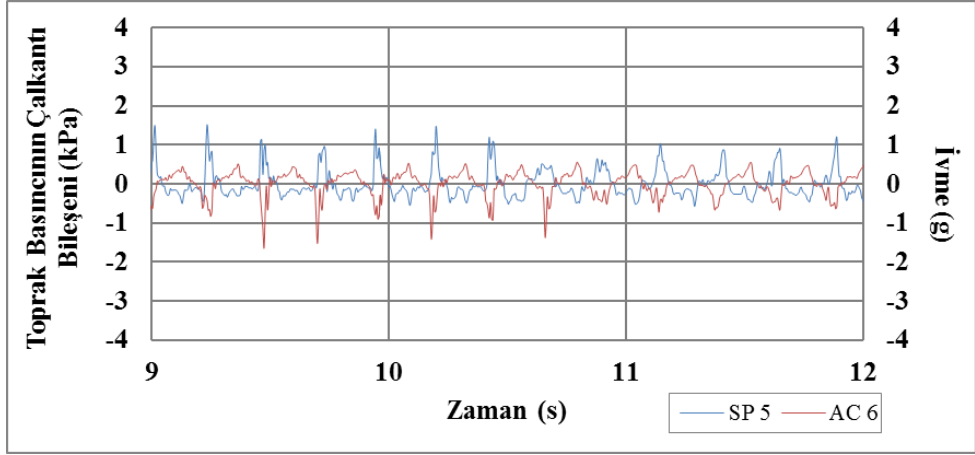
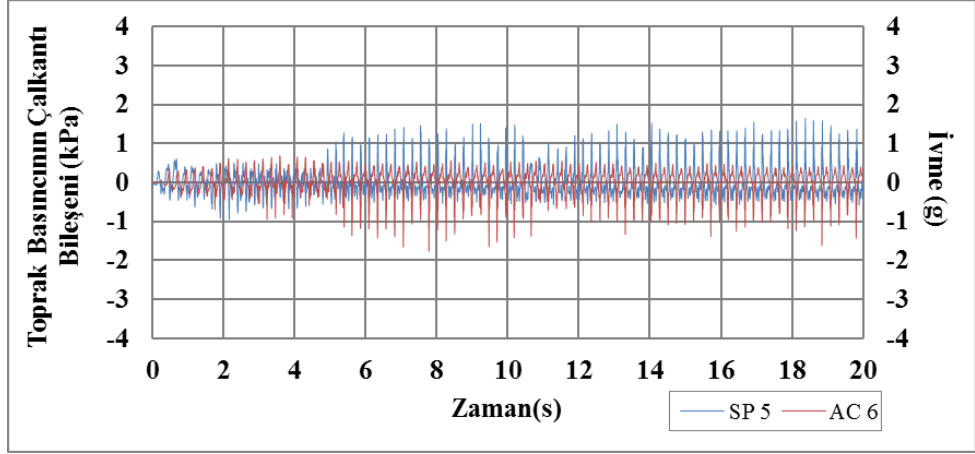
Şekil 4.11 Birinci tip düz bloklu modelde toprak basıncının çalkantı bileşeni ile ivme karşılaştırması



ii. Blok 2

(a) Deney no:6 $f=4$ Hz

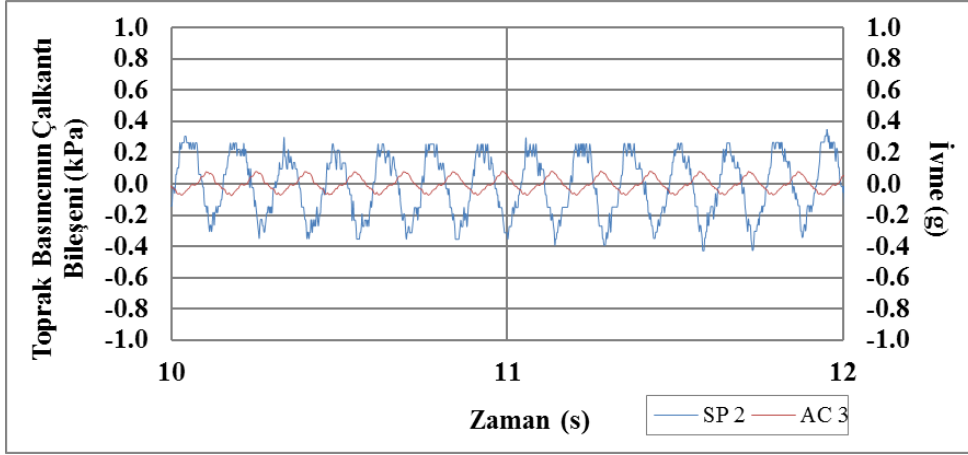
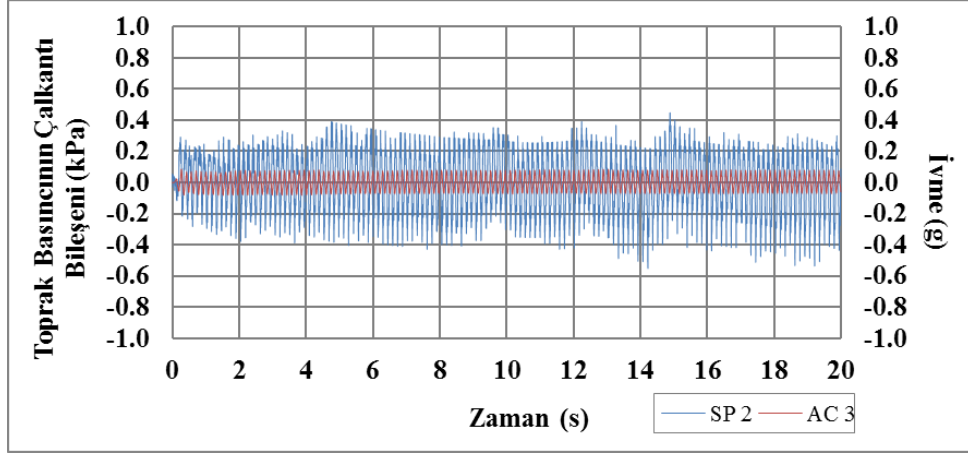
Şekil 4.11 Birinci tip düz bloklı modelde toprak basıncının çalkantı bileşeni ile ivme karşılaştırması (devamı)



iii. Blok 5

(a) Deney no:6 $f=4$ Hz

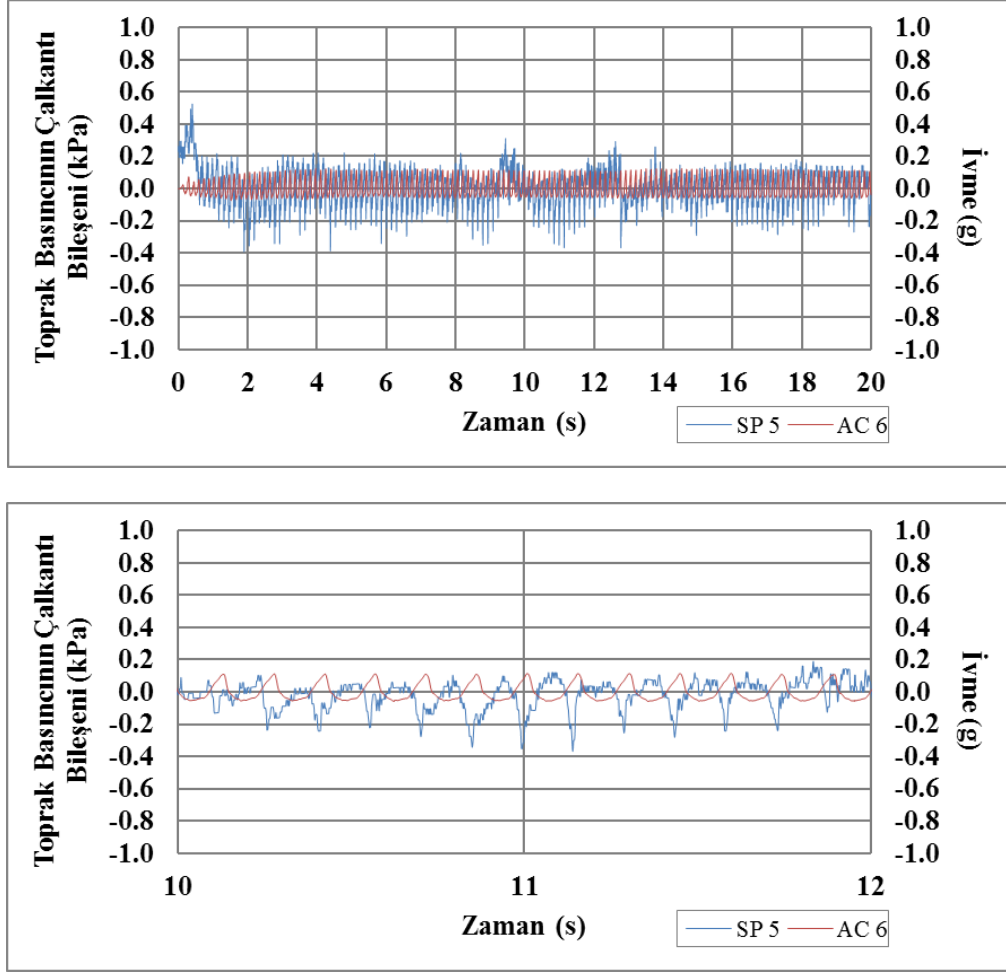
Şekil 4.11 Birinci tip düz bloklı modelde toprak basıncının çalkantı bileşeni ile ivme karşılaştırması (devamı)



i. Blok 2

(a) Deney no:3 $f=7$ Hz

Şekil 4.12 İkinci tip düz bloklu modelde toprak basıncının çalkantı bileşeni ile ivme karşılaştırması



ii. Blok 5

(a) Deney no:3 $f=7$ Hz

Şekil 4.12 İkinci tip düz bloklı modelde toprak basıncının çalkantı bileşeni ile ivme karşılaştırması (devamı)

Deneylerde 21 s süren yapılan gözlem ve ölçümlerden bloklı rıhtım modellerinde küçük ivmeler hariç diğer tüm deneylerde 10 s ve sonrasında yapıda büyük hasar ya da yıkılma moduna ulaşılmıştır. Bu çalışmada yapılan tüm gözlemlerden sonra deneylerin 10 s'deki toprak basınç değerleri dikkate alınmıştır. Bloklı rıhtım modellerinin geri dolgu ile temastaki yüzeylerinde derinlikle toprak basıncının değişimi bu değerler dikkate alınarak belirlenmiştir.

Bloklı model arkasındaki basınç dağılımı bir psödo-statik yöntem olan Mononobe-Okabe yöntemi dikkate alınarak da belirlenmiş ve elde edilen sonuçlar karşılaştırmalı olarak analiz edilmiştir.

Gerçekte, dinamik etki sırasında istinat duvarlarına etki eden toprak basınçlarının tahmin edilmesi oldukça karmaşık bir problemdir. Bu nedenle, bazı basitleştirilmiş yaklaşımlar yardımıyla toprak yüklerinin hesaplanması amaçlanmıştır (Coulomb, Rankine [24]; Okabe [28]; Mononobe ve Matsuo [27]; Wood [30]). Bunlar arasında, Coulomb istinat duvarına etki eden statik yatay toprak basıncının hesaplanmasını sağlayan ilk çalışmayı gerçekleştirmiştir. Daha sonra, Okabe [86], Mononobe ve Matsuo [27], Coulomb'un kuvvet dengesi teorisini geliştirerek sismik kuvvetleri, eşdeğer psödostatik atalet kuvveti olarak dikkate almıştır ve etkiyen deprem yüklerini üniform aktif yenilme katsayısı olarak tanıtmıştır. Bu yöntem Mononobe-Okabe (M-O) yöntemi şeklinde ifade edilmektedir.

M-O yöntemine göre, kohezyonsuz geri dolguya sahip bir duvara etkiyen yatay efektif aktif basınç aşağıda verilen eşitlik yardımıyla hesaplanabilmektedir.

$$p_{AE} = K_{AE} (1 - r_u) (\gamma_{sub}) h \cos \Sigma \quad (4.1)$$

Burada K_{AE} , psödostatik sismik aktif toprak basınç katsayısı, r_u aşırı boşluk suyu basınç oranı ($=u_{aşırı}/\sigma'_{vo}$) ile bulunur ve " $u_{aşırı}$ " aşırı boşluk suyu basıncı " σ'_{vo} " başlangıç düşey efektif gerilme, h zeminin derinliği ve $\Sigma (= \alpha - \delta - 90)$, efektif aktif toprak basıncının yatay ile yaptığı açı, α , duvar arka yüzünün yatay ile yaptığı açıdır. Ayrıca δ , duvar ile geri dolgu arasındaki sürtünme açısı olup yaklaşık olarak $\phi/2$ ile $2\phi/3$ arasında bir değer almaktadır (" ϕ " zeminin içsel sürtünme açısıdır) ve bu değer K_{AE} 'nin hesaplanması üzerinde çok fazla etkisi bulunmamaktadır (Matsuzawa vd. [87]).

$$K_{AE} = \frac{\sin^2(\alpha - \psi - \phi)}{\cos \psi \sin^2 \alpha \sin(\alpha - \psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\sin(\alpha - \psi - \delta) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (4.2)$$

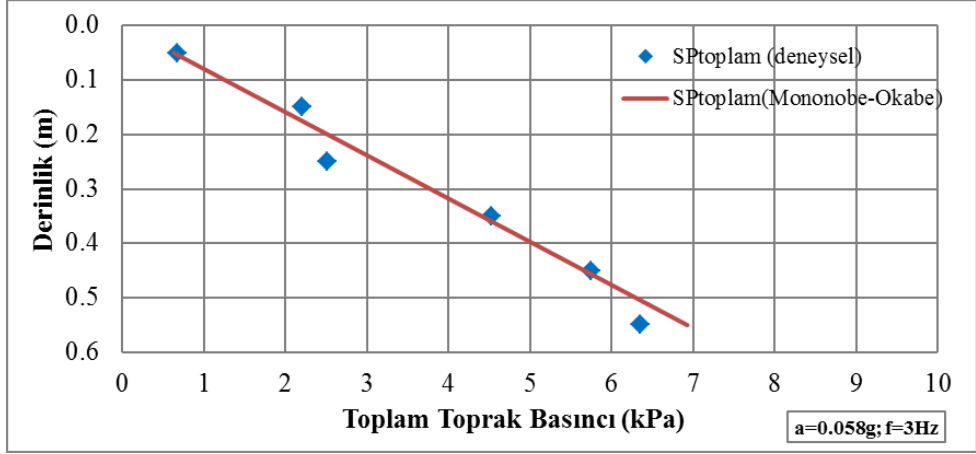
Yukarıda verilen ifadede, " β " geri dolgu yüzeyinin yatay ile yaptığı açı olup, bu çalışmada sıfırdır.

Bu çalışmada, pratikte yaygın kullanım alanına sahip olan M-O yöntemi kullanılarak yatay toprak basınçları değerlendirilmiştir. Deneylerde modellenen duvar tiplerine ait doğal frekans değeri (bkz. Bölüm 3), uygulanan dinamik etkinin baskın frekansından oldukça büyüktür. Dolayısıyla, değerlendirilen modellerde zemin-yapı sistemi rijit olarak kabul edilmektedir ve bu durum, psödostatik M-O methodu ile toprak basınçlarının değerlendirilebilmesi olanağını tanımaktadır (Zeng ve Steedman, [88]).

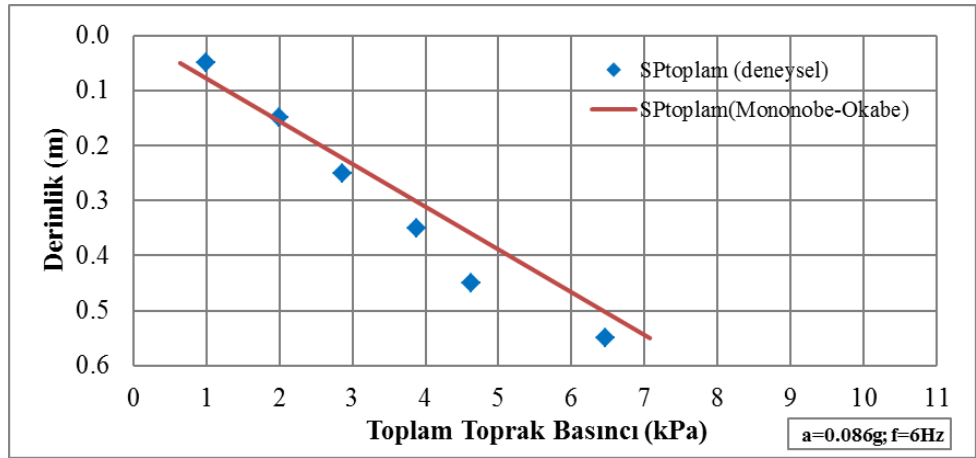
Sonuç olarak, ölçülen ve hesaplanan yatay toprak basınçlarının derinlik ile değişimleri karşılaştırılmıştır. Yatay toprak basınçları, çalışmada kullanılan geri dolgu malzemesinin karakteristik özelliklerine (bkz. Bölüm 3) bağlı olarak hesaplanmıştır.

Toplam toprak basıncının onuncu saniyedeki değeri ile M-O yöntemi ile hesaplanan yatay toprak basıncı değerlerinin derinlik ile değişimleri Şekil 4.13'te verilmiştir. Grafiklerden görüldüğü üzere, göreceli olarak küçük taban ivmelerinde ($< 0.2g$) karşılaştırılan değerlerin birbiriyle uyumlu çıktığı ve üçgen dağılıma uyduğu tespit edilmiştir (Şekil 4.13 "a, b, c, d, g"). Diğer taraftan $0.2g$ 'den daha büyük taban ivmelerinde derinlik ile değişimin lineer olmadığı gözlenmiştir (Şekil 4.13 "e, f, h"). Bazı durumlarda, geri dolgunun yüzeye yakın kısımlarında beklenilenden daha büyük gerilme değerlerinin geliştiği görülmüştür. Bunun sebebi, geri dolgu yüzeyindeki kayma direncinin, derin kısımlarına nazaran daha küçük olması ve dolayısıyla yatay basıncı daha kolay iletebilme özelliğine sahip olması şeklinde açıklanmaktadır (Sherif ve Young [33]). Böylece deneylerde dinamik hareketlilik sırasında yüzeye yakın kısımlarda daha büyük yatay toprak basıncı değeri ölçülmektedir. Buna karşın, derinlerde yatay toprak basıncı değeri beklenenden daha düşük çıkmıştır. Bunun nedeni ise, zemindeki kemerlenme etkisi ile izah edilmektedir.

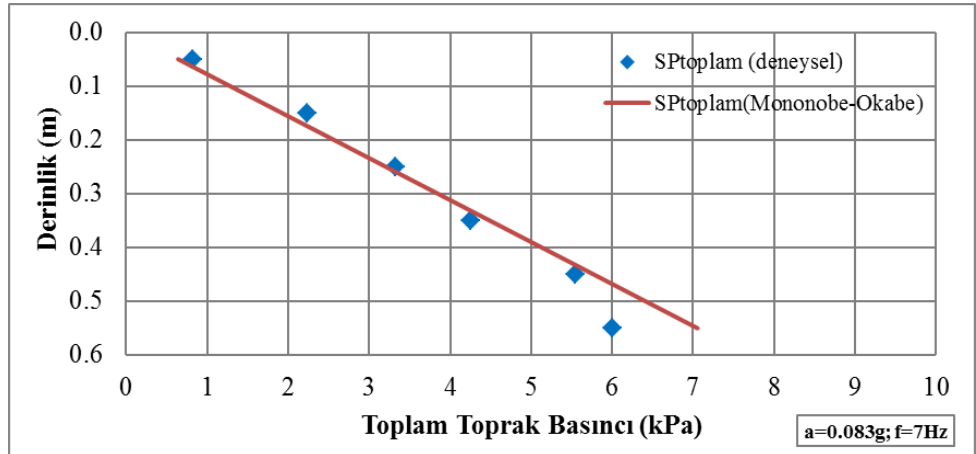
Benzer sonuçlar ikinci tip düzlem bloklu model deneylerinde de gözlemlenmiştir (Şekil 4.14). Ancak bu halde $0.2 g$ 'den büyük ivmelerde blok modeller yıkıldıkları için büyük ivmelerde toprak basınçları ölçülememiştir.



(a) Deney no:1, f=3Hz taban ivmesi

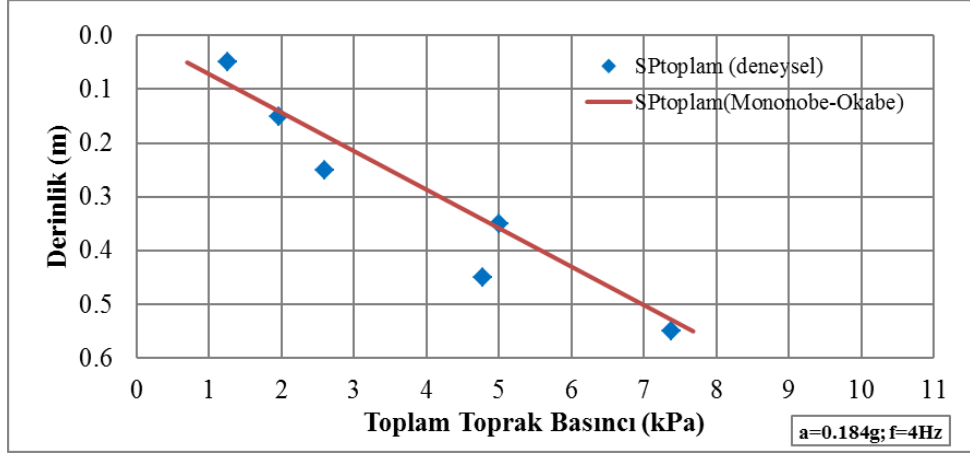


(b) Deney no:2, f=6Hz taban ivmesi

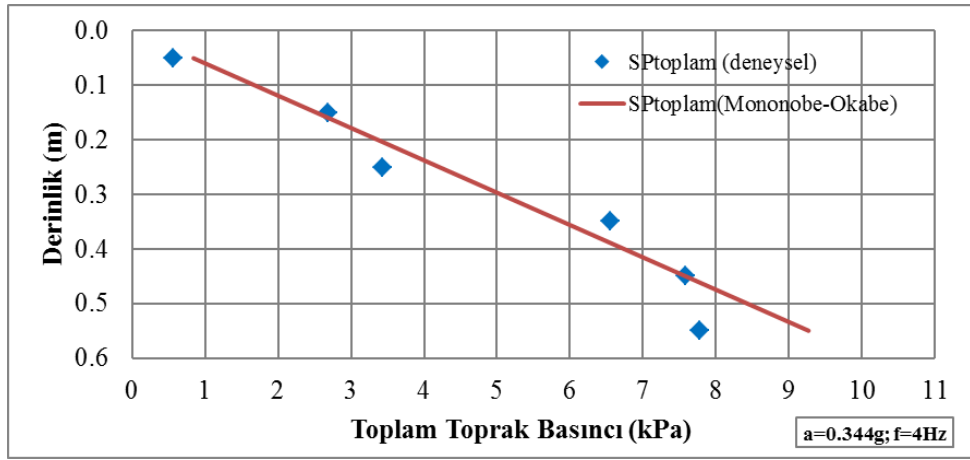


(c) Deney no:3, f=7Hz taban ivmesi

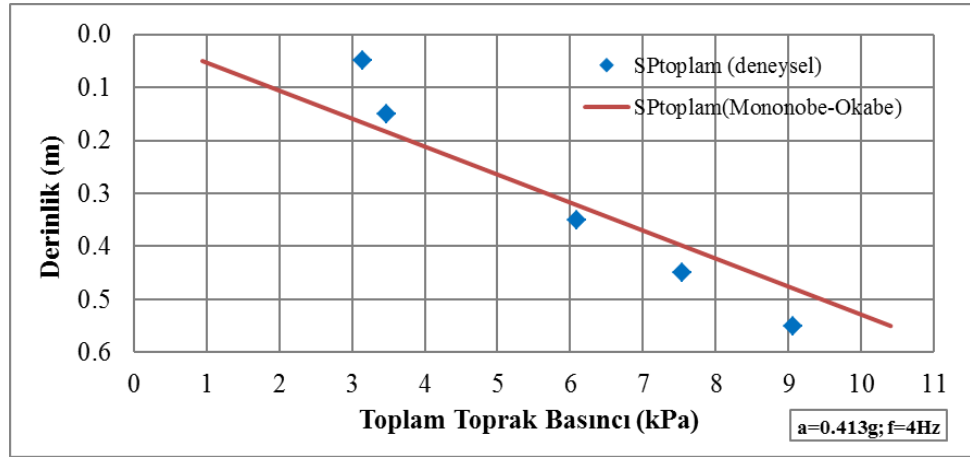
Şekil 4.13 Birinci tip düz bloklu model düzensiz taban ivme kayıtları için ivme spektrumları



(d) Deney no:4, f=4Hz taban ivmesi

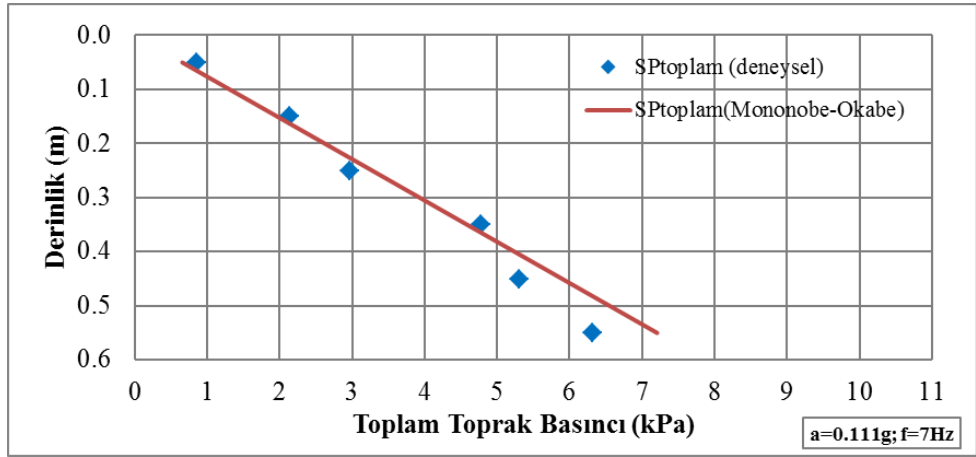


(e) Deney no:5, f=4Hz taban ivmesi

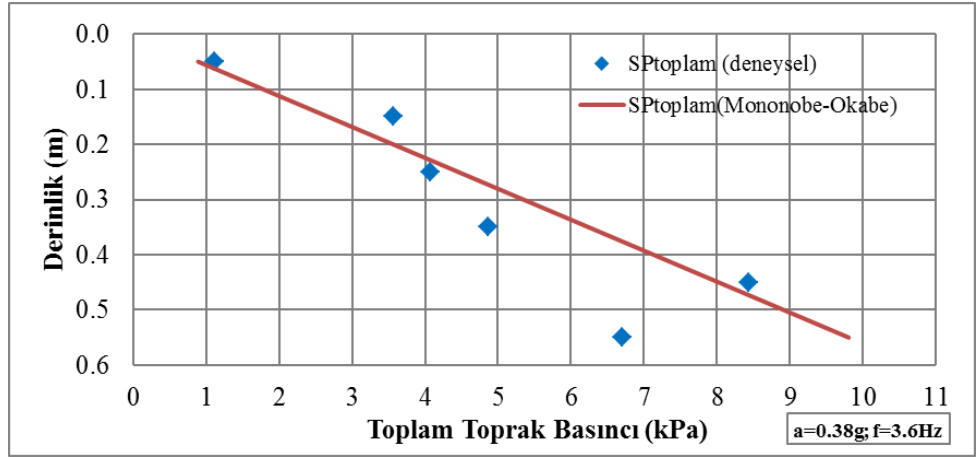


(f) Deney no:6, f=4Hz taban ivmesi

Şekil 4.13 Birinci tip düz bloklı model düzensiz taban ivme kayıtları için ivme spektrumları (devamı)

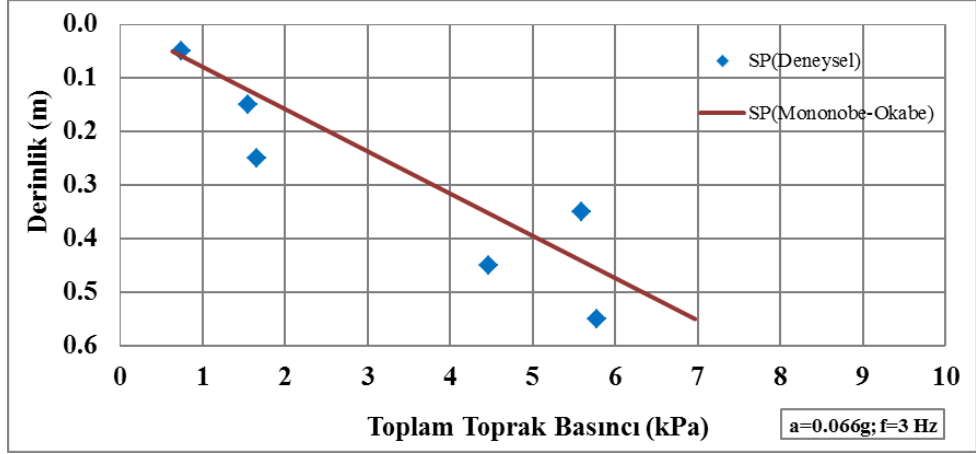


(g) Deney no:7, $f=7Hz$ taban ivmesi

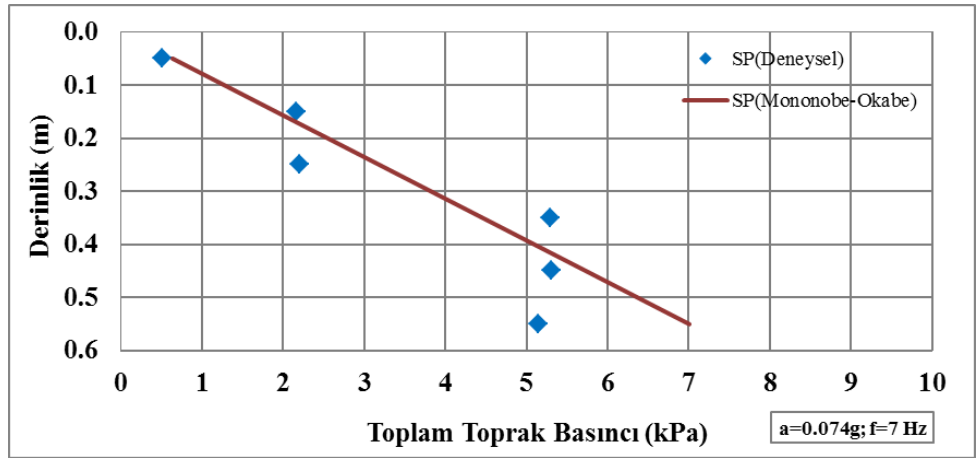


(h) Deney no:8, $f=3.6Hz$ taban ivmesi

Şekil 4.13 Birinci tip düz bloklı model düzensız taban ivme kayıtları için ivme spektrumları (devamı)



(a) Deney no:1, $f=3\text{Hz}$ taban ivmesi



(b) Deney no:3, $f=7\text{Hz}$ taban ivmesi

Şekil 4.14 İkinci tip düz bloklu model düzensiz taban ivme kayıtları için ivme spektrumları

4.4 Boşluk Suyu Basıncı Ölçümlerinin Değerlendirilmesi

Deneylerde boşluk suyu basıncı ölçeri (PP1) tabana yakın ve (PP2) yüzeye yakın konumlara birbirlerinden yaklaşık 20 cm mesafeyle yerleştirilmiştir.

Geri dolgunun içindeki suyun varlığı sismik yük altında yanaşma yapıları üzerindeki davranışını iki yönden etkilemektedir.

- Geri dolguda hidrodinamik basınç oluşturmak,
- Geri dolgudaki çevrimsel gerilmeler yüzünden aşırı boşluk suyu basıncı oluşumuna sebep olmak.

Deprem esnasında zeminin çökmesine sebep olan en önemli etkenlerden biri boşluk suyu basıncı oluşumudur. Matsuo ve Ohara [89] geri dolgudaki hidrodinamik basıncın yaklaşık olarak duvarın ön yüzeyindeki basıncın %70'i kadar olduğunu belirtmiştir. Kum zeminler deprem esnasında sıkılaşma eğilimi içerisindedir. Boşluklardaki sismik kuvvet etkisi altındaki kumun yer değiştirmesinden kaynaklanan sıkılaşma esnasında yeterince hızlı drene olamamaktadır. Boşluk suyunun yerçekimine karşı uyguladığı kuvvetin tanelerin batık ağırlığını yenmesiyle zemin sıvı gibi davranır. Bu durumda tanelerin birbirine göre temas dirençleri ortadan kalkar. Boşluk suyu basıncı taneleri birbirlerine olan temas kuvvetlerini kaldırarak tanelerin boşlukta gibi hareket etmesine neden olur. Diğer bir şekilde tanımlanırsa, zemindeki taneler arasındaki efektif gerilmeler ortadan kalktığında katı tane-su karışımı akışkan gibi davranmaya başlar, bu durum sıvılaşma olarak bilinmektedir (Yüksel [90]).

Efektif gerilmenin kaybolmasından sonra kum ne kayma modülüne ne de kayma mukavemetine sahiptir. Dolayısıyla ufak gerilmeler esnasında bile büyük yerdeğiştirmeler gözlemlenebilir. Çevrimsel yükleme esnasında aşırı boşluk suyu basıncında (U) artış ve ortalama efektif gerilmede (σ') düşüş gözlemlenir. Aşırı boşluk suyu basıncı oranı (r_u) maksimum değeri olan %100'e kadar yükselir ve bu durum sıvılaşmaya karşılık gelir. Gerilmenin izlediği yol yaşanan genişleme ve sıkılaşma yüzünden kelebek benzeri bir profile benzer. Kayma yükünün her döngüsünde, q , kum bir genişlemekte (σ' artmakta) bir sıkılaşmaktadır (σ' azalmakta). Eksenel gerilmeler r_u %100'e gelene kadar görece küçüktür. Ancak sonrasında her yeni yükleme döngüsüyle gerilmeler artmaktadır.

Boşluk suyu basıncının oluşumu, gelişimi ve sönümlenmesi zemin hareketini anlayabilmek için bilinmesi gereken bir faktördür. Aşırı boşluk suyu basıncının gelişimi depremin süresine, depremin büyüklüğüne ve zemin tipine bağlıdır. Özellikle deniz yapıları suya doygun zeminler üzerine inşa edilmeleri nedeniyle sıvılaşma potansiyeli yüksek zemin yapıları mevcut olduğunda, bu yapıların deprem etkisinde hasar görmeleri ya da toptan göçmeleri söz konusu olabilmektedir. Aşırı boşluk suyu basıncı oranının hesaplanmasında aşağıdaki adımlar izlenmiştir;

Drenajsız koşulda, kayma gerilmelerine maruz kalan zemin içerisindeki boşluk suyu drene olamadığından, boşluk suyu basıncı gelişimi meydana gelecektir. Bu basınç, aşırı

boşluk suyu basıncı olarak tanımlanmaktadır ve boşluk suyu basıncından, hidrostatik basıncın çıkartılmasıyla elde edilmektedir.

$$\text{Aşırı boşluk suyu basıncı} = \text{Boşluk suyu basıncı} - \text{Hidrostatik basınç}$$

Zemin taneleri arasındaki kuvvet ise, efektif gerilme olarak tanımlanmaktadır ve bu değer zemininin rijitliğini ve kayma direncini kontrol etmektedir. Efektif gerilme, aşağıda verilen ifade yardımıyla hesaplanmaktadır;

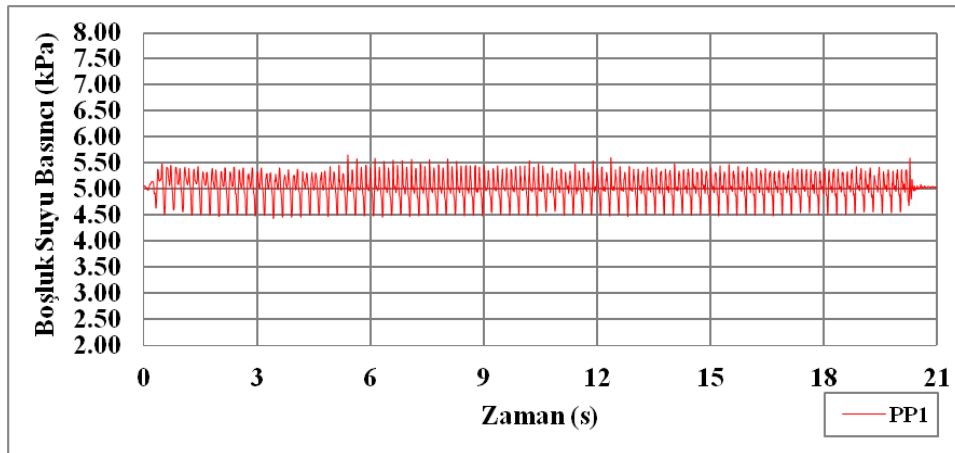
$$\text{Efektif gerilme} = \text{Toplam gerilme} - \text{Boşluk suyu basıncı}$$

Aşırı boşluk suyu oranı;

$$r_u = \frac{\Delta U}{\sigma'} \quad (4.3)$$

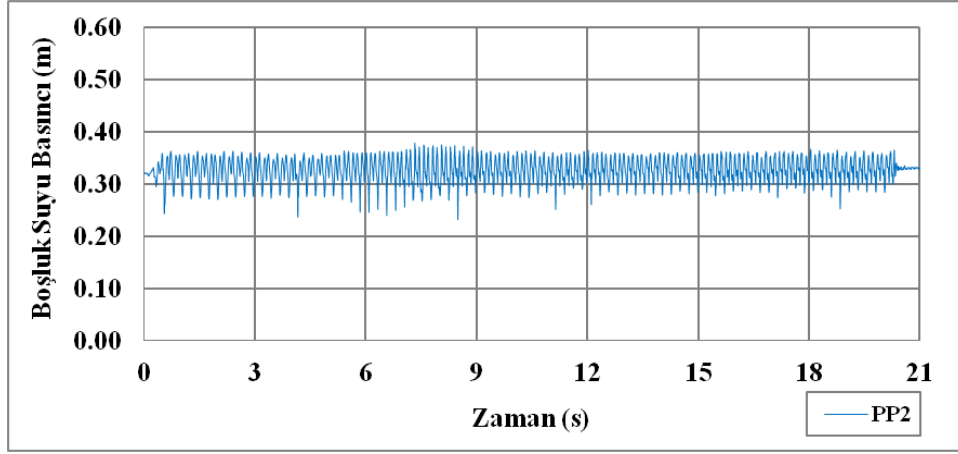
Burada ΔU aşırı boşluk suyu basıncı, σ' efektif gerilmedir.

Bu çalışmada, kullanılan geri dolgu malzemesinin yüksek geçirimsizliğe sahip olması dolayısıyla, dinamik yükleme sırasında aşırı boşluk suyu basıncı gelişimi göz ardı edilebilir seviyede kalmıştır. Kayıtlardan bazı örnekler her bir duvar tipi için Şekil 4.15-4.18'de boşluk suyu basıncı ve aşırı boşluk suyu basınç oranı olarak ayrı ayrı verilmiştir. Deneylerde kullanılan geri dolgu malzemesi $d_{50}=0.8$ cm çapına sahip çakıldır. Bu durumda, dinamik yükler altında boşluk suyu basıncında yeterince artış meydana gelememektedir. Şekiller incelendiğinde, boşluk suyu basıncının statik değerleri etrafında değiştiği ve bu nedenle aşırı boşluk suyu basıncı oranının yaklaşık sıfır değerini aldığı açıkça görülmektedir.

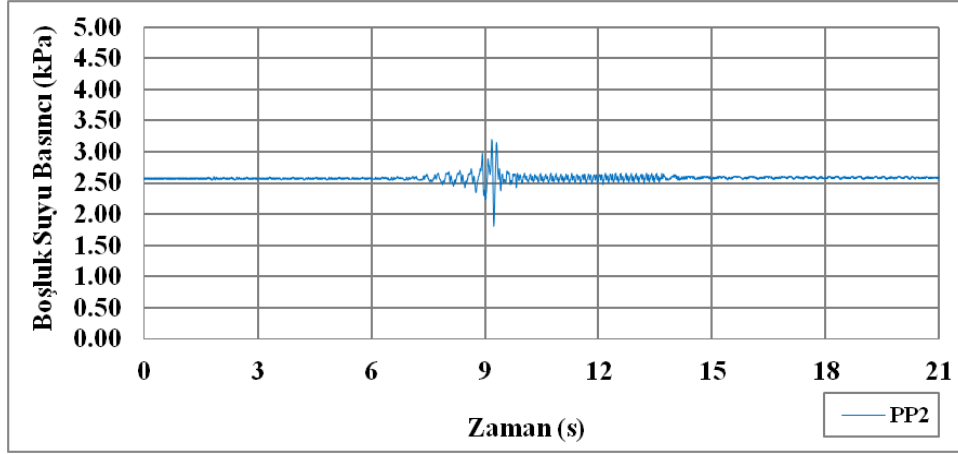
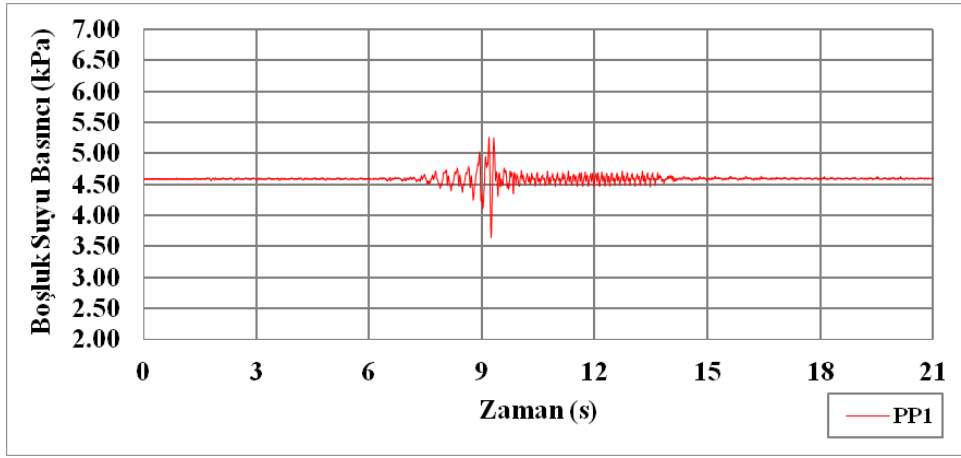


(a) Deney no:6, $f=4\text{Hz}$ taban ivmesi

Şekil 4.15 Birinci tip düz bloklı modelde boşluk suyu basınç değişimleri

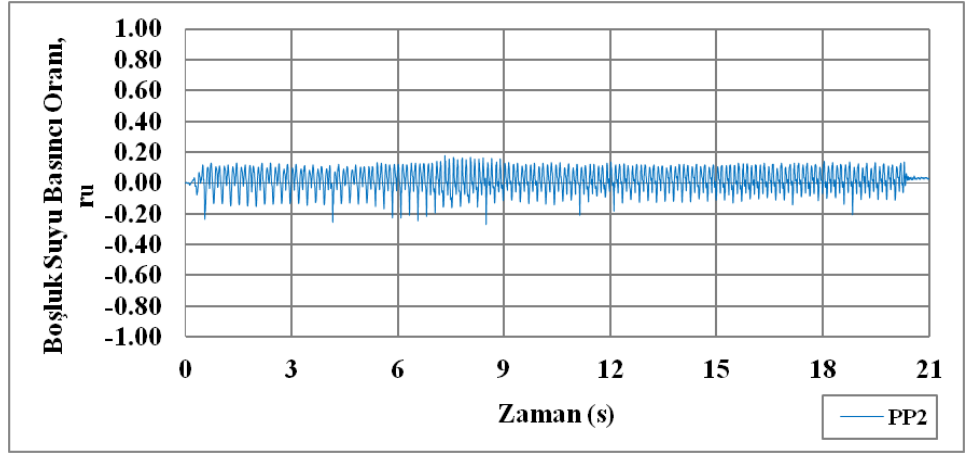
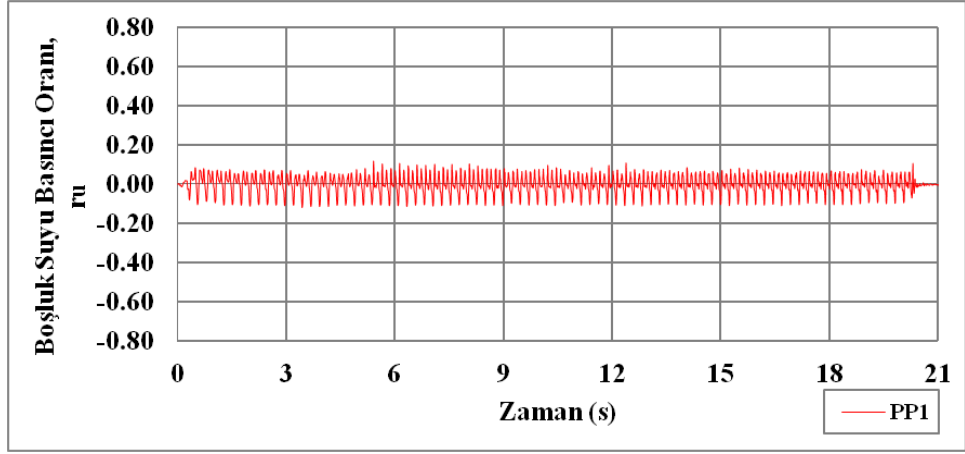


(a) Deney no:6, $f=4\text{Hz}$ taban ivmesi

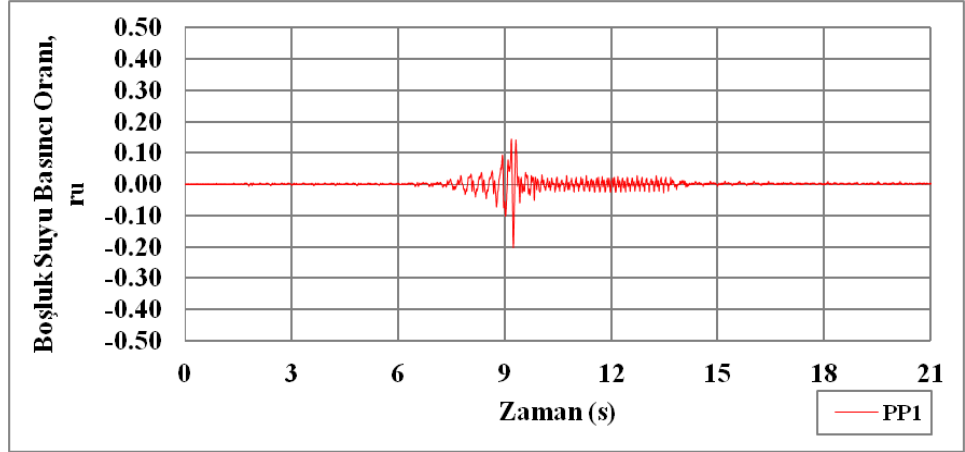


(b) Deney no:8, $f=3.6\text{Hz}$ taban ivmesi

Şekil 4.15 Birinci tip düz bloklı modelde boşluk suyu basınç değişimleri
(devamı)

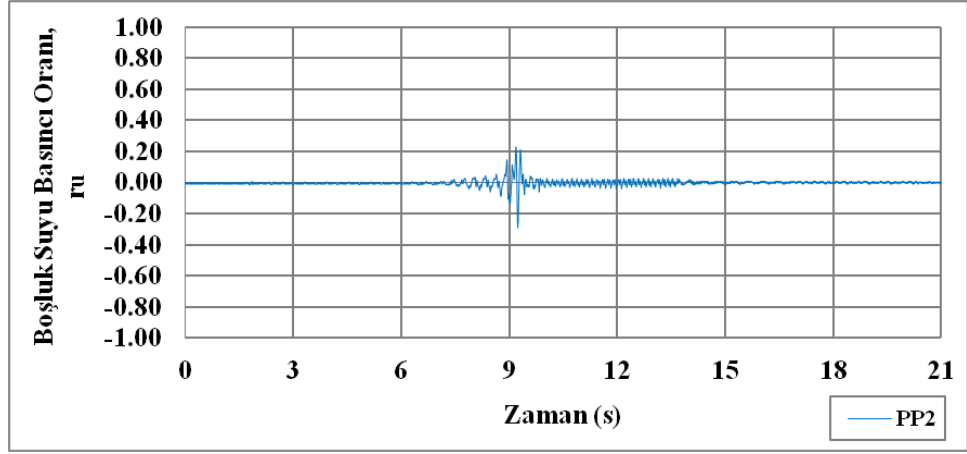


(a) Deney no:6, $f=4\text{Hz}$ taban ivmesi



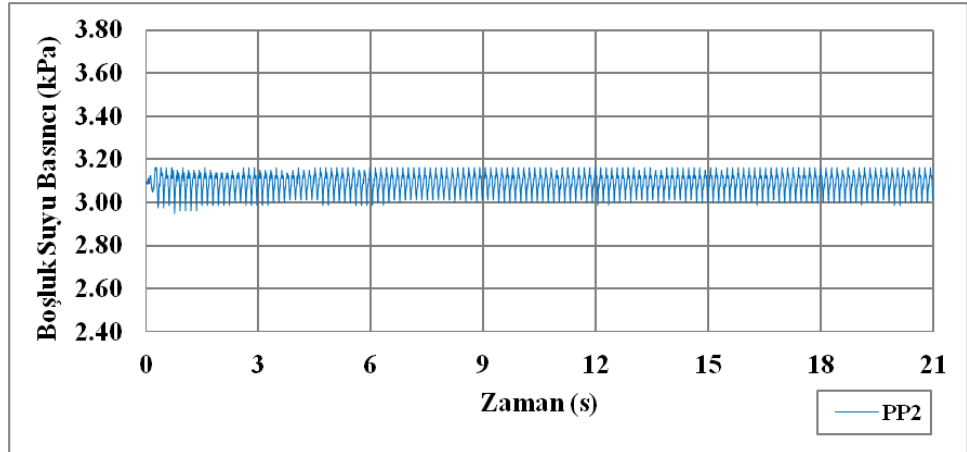
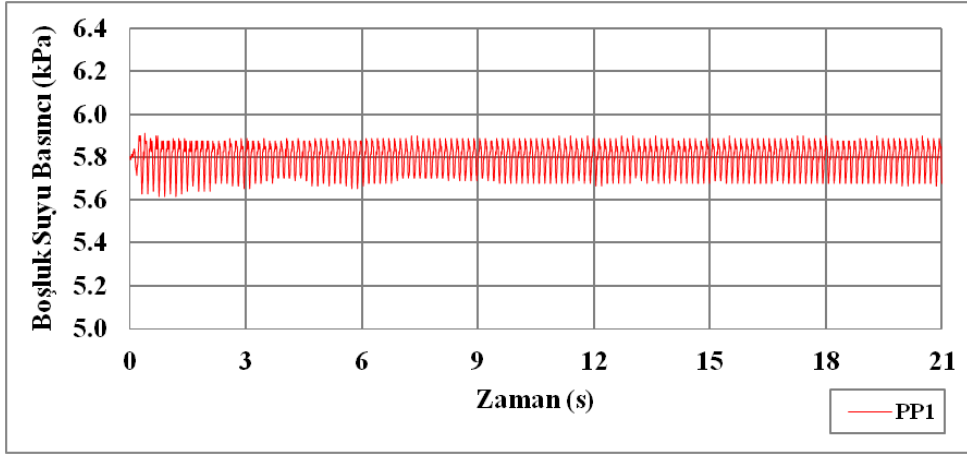
(b) Deney no:8, $f=3.6\text{Hz}$ taban ivmesi

Şekil 4.16 Birinci tip düz bloklu modelde boşluk suyu basıncı oranları



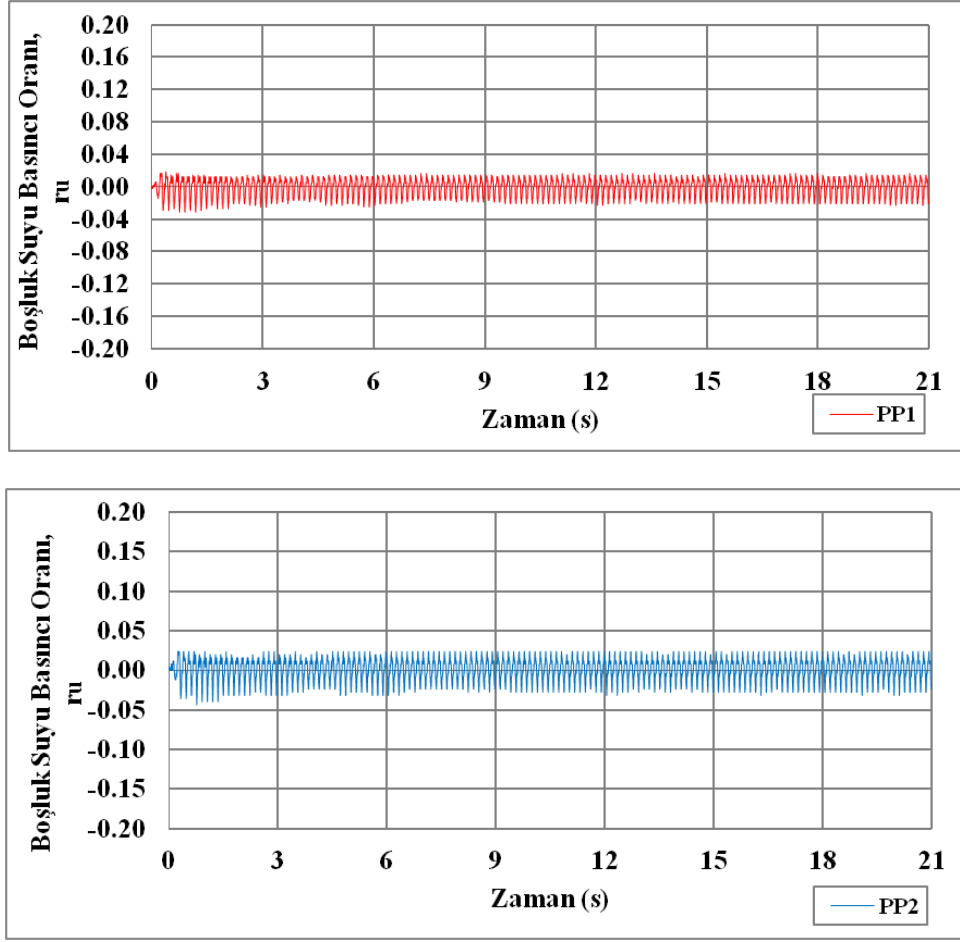
(b) Deney no:8, $f=3.6\text{Hz}$ taban ivmesi

Şekil 4.16 Birinci tip düz bloklı modelde boşluk suyu basıncı oranları (devamı)



(a) Deney no:3, $f=7\text{Hz}$ taban ivmesi

Şekil 4.17 İkinci tip düz bloklı modelde boşluk suyu basınç değişimleri



(a) Deney no:3, $f=7\text{Hz}$ taban ivmesi

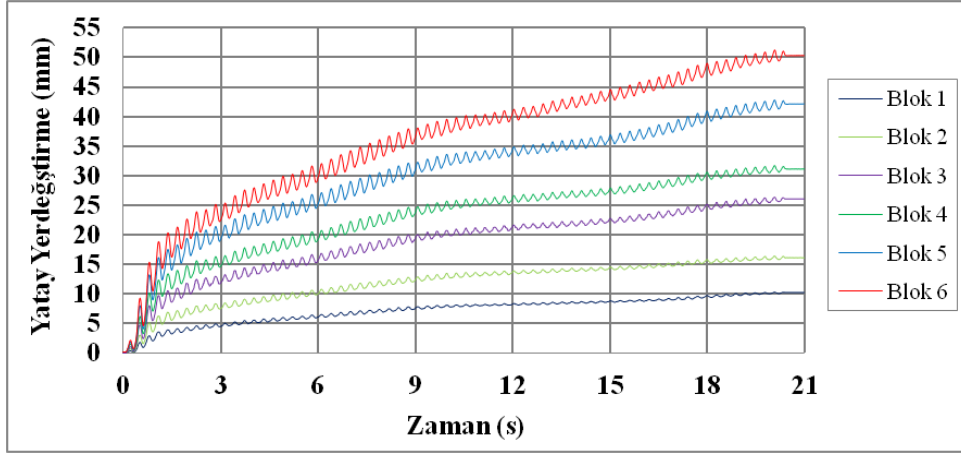
Şekil 4.18 İkinci tip düz bloklu modelde boşluk suyu basıncı oranları

4.5 Deplasman Ölçümlerinin Değerlendirilmesi

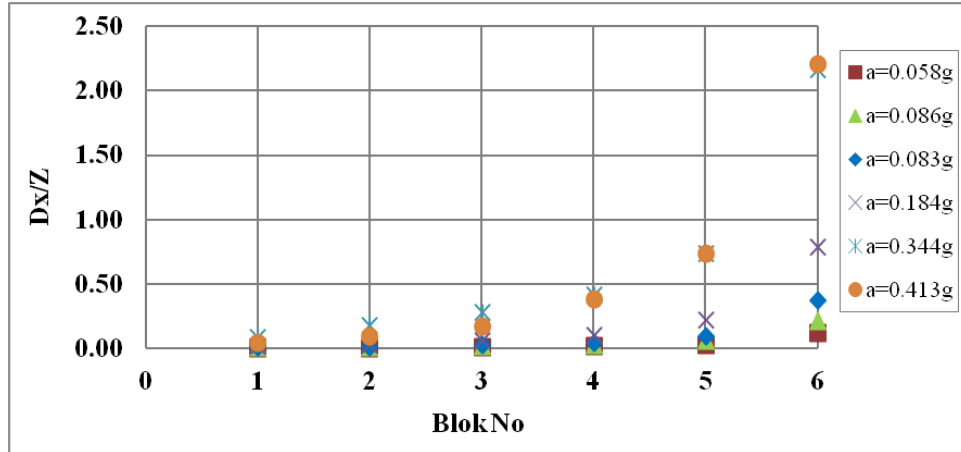
Düz bloklu modellerin sinüzoidal harmonik ve düzensiz sismik yük altında yatay doğrultuda ve düşey ötelenme ile eğilme tipi hasarlarını belirlemek amacıyla Bölüm 3'te anlatıldığı gibi her bloğa bağlanan deplasman ölçerler yardımıyla yaptıkları hareket miktarları ölçülmüştür. Deplasman ölçerler her deney öncesinde sıfırlanmıştır.

Şekil 4.19'da tabandan itibaren numaralandırılan bloklardaki yatay yerdeğiştirmelerin zamanla değişimi için örnek kayıt verilmiştir. Şekilden görüldüğü gibi sistematik olarak tüm deneylerde tabandan tepeye doğru ötelenme miktarları büyümüştür. Boyutsuz hale getirilen yatay yerdeğiştirmeler her blok için taban ivmesine bağlı olarak 10 s'deki değişimleri Şekil 4.20'de çizilmiştir. Bu şekilde z bloklu rıhtımın tepesinden tabana doğru konumu göstermektedir, böylece göreceli yatay yerdeğiştirmeler (Dx/z) elde edilmiştir. Göreceli yatay yerdeğiştirmeler taban ivmesinin artmasıyla artış

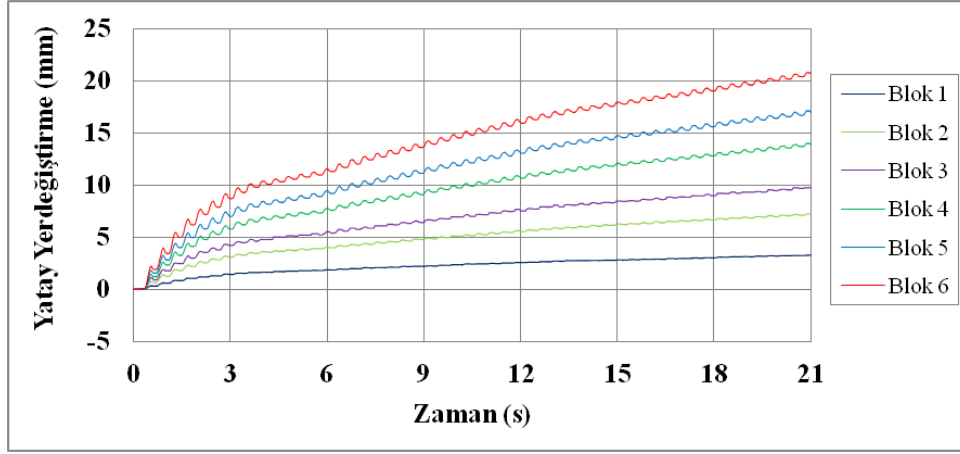
göstermektedir. Bu artış miktarları üst bloklara doğru belirginleşmektedir. Benzer yerdeğiştirmeler genişliği daha küçük olan ($B=15\text{cm}$) bloklu modeller için de elde edilmiştir (Şekil 4.21 ve 4.22). Ancak bu modeller $0.1g$ 'den sonra stabilitelerini kaybederek yıkılmışlardır, bu nedenle $0.1g$ 'nin üzerinde deney yapılamamıştır.



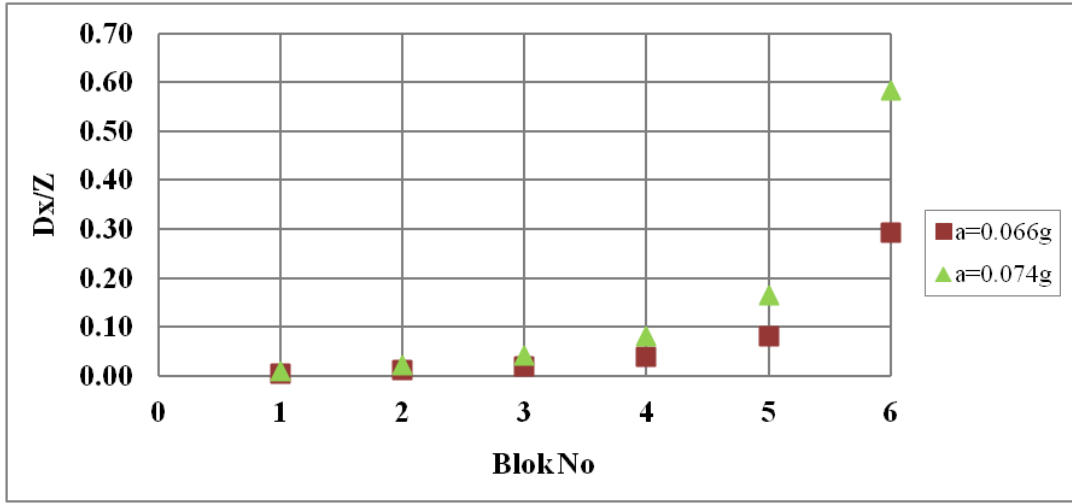
Şekil 4.19 Birinci tip düz bloklu modelde yatay deplasmanların zamana göre değişimi
(Deney no:4, $f=4\text{Hz}$)



Şekil 4.20 Birinci tip düz bloklu modelde göreceli yatay yerdeğiştirme değerlerinin
($t=10s$) taban ivmesine göre değişimi

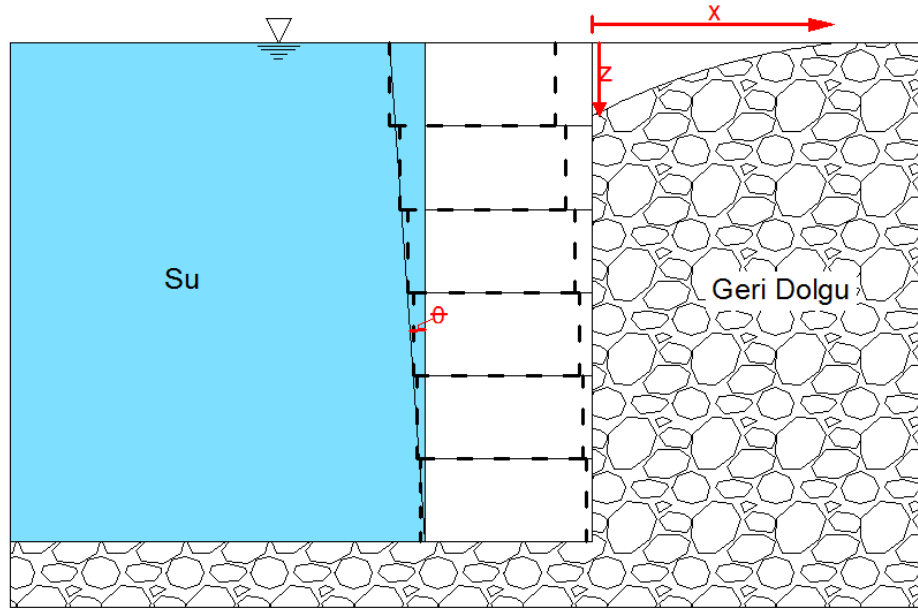


Şekil 4.21 İkinci tip düz bloklu modelde yatay deplasmanların zamana göre değişimi
(Deney no:1, $f=0.058\text{Hz}$)

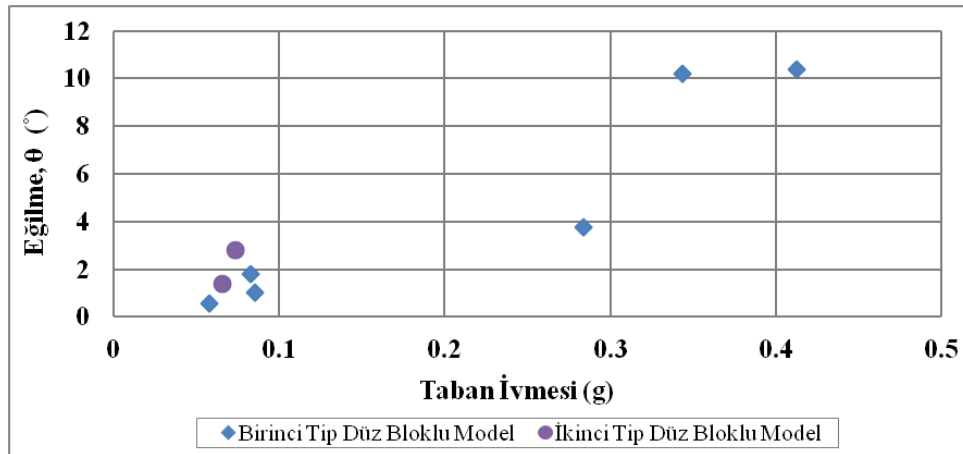


Şekil 4.22 İkinci tip düz bloklu modelde göreceli yatay yerdeğiştirme değerlerinin
($t=10\text{s}$) taban ivmesine göre değişimi

Model deneyleri rijit tabanda yapılmasına rağmen bloklardaki eğilme miktarları (0°) yatay ve düşey deplasman ölçümlerinden belirlenmiştir. Bloklu modeldeki yatay ve düşey ötelenmelerin şematik görünümü Şekil 4.23'te gösterilmiştir. Küçük ivmelerde eğilme miktarları çok küçüktür ancak taban ivmesinin 0.2 g değerinden itibaren eğilme miktarları artmıştır (Şekil 4.24) Ancak deneyler yatay yerdeğiştirmelerin eğilme deformasyonuna göre çok daha etkin olduğunu göstermiştir. Burada eğilme deformasyonu geri dolgu ile yapı etkileşiminden kaynaklanmaktadır.

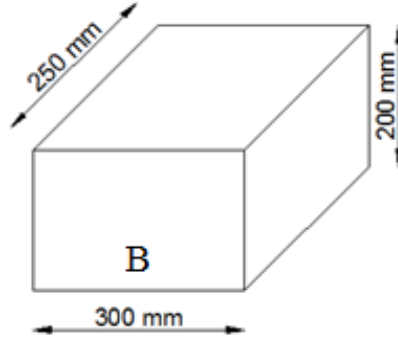


Şekil 4.23 Düz bloklu modelde ötelenmelerin şematik görünümü



Şekil 4.24 Düz bloklu modeller için taban ivmelerine göre eğilme değişimi

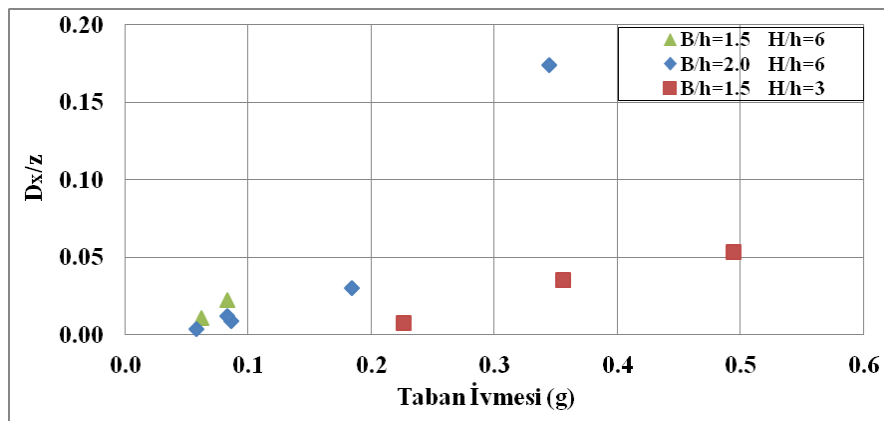
Bloklu rıhtımların blok yükseklik ve genişliklerinin sismik yükler altında stabiliteleri üzerinde etkisi yeterince bilinmemektedir. Ancak günümüze kadar yapılan çalışmalarda genişliğin yüksekliğin katları olarak önerilmektedir. Bunun nedeni sürtünme yüzeyinin artması ile stabilitenin artacağı düşünülmesidir. Yüksel vd. [90] tek, iki ve üç blok üst üste düz bloklu modeller çalışılmıştır. Yapmış oldukları çalışmada dikkate alınan blokların boyutları Şekil 4. 25'te gösterilmiştir ve blok genişliğinin yüksekliğe oranı $B/h=1.5$ 'tur. Bu çalışmadaki ikinci tip düz bloklu modelde de $B/h=1.5$ 'tur. Buna karşın birinci tip düz bloklu modelde ise $B/h=2$ 'dir.



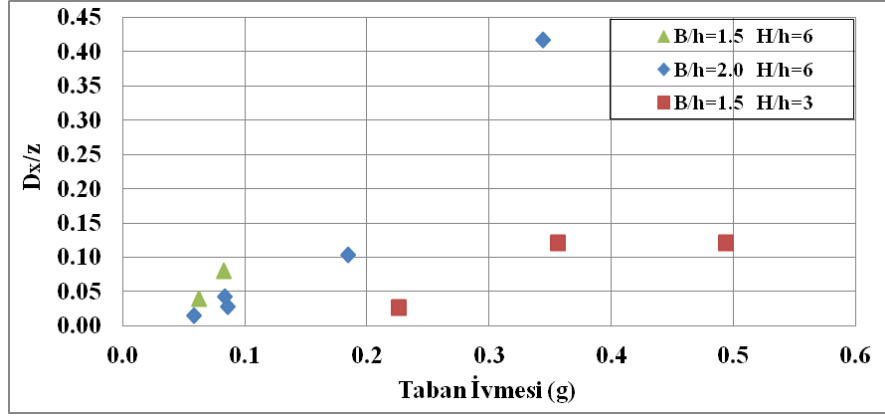
Şekil 4.25 Yüksel vd. [90] çalışmasında blok boyutları

Yüksel vd. [90] dikkate aldıkları tek boyutlu modelin üst kotu bu çalışmada ikinci bloğa, iki bloğun üst kotu bu çalışmada dördüncü bloğa ve üç bloğun üst kotu ise altıncı bloğa karşılık gelmektedir. Her iki çalışmada üç blok ve altı blok üst üste yerleştirilmesi halinde toplam yükseklik 60 cm'dir. Yine her iki çalışmada da geri dolgu aynı malzemeden yapılandırılmıştır. Ozaki ve Nagao [91] yapmış oldukları çalışmada keson genişliğinin etkisini araştırmıştır ve genişliğin belli bir değerden sonra ne kadar artırılırsa atırılsın stabilitenin değişmediğini, bunun nedeninin de kütle etkisinden kaynaklandığını, böylece stabilite üzerinde sürtünmenin başlıca etkin faktör olmadığını belirtmiştir.

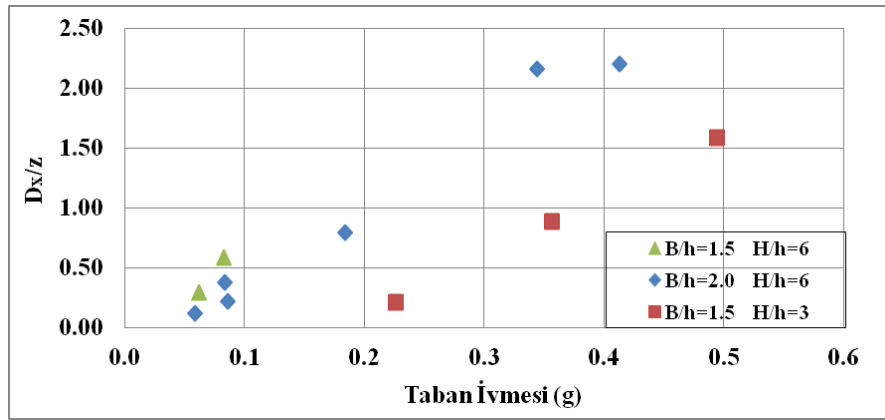
Bu amaçla Şekil 4.26, 4.27 ve 4.28'de sırasıyla Yüksel vd. [90] bir blokta bu çalışmada ikinci, iki blokta dördüncü ve üç blokta altıncı bloğun göreceli yatay deplasmanları taban ivmesine karşılık çizilmiştir.



Şekil 4.26 Yüksel vd. [90] 1. ve bu çalışma 2. blok için karşılaştırma (H=20cm)



Şekil 4.27 Yüksel vd. [90] 2. ve bu çalışma 4. blok için karşılaştırma (H=20cm)



Şekil 4.28 Yüksel vd. [90] 3. ve bu çalışma 6. blok için karşılaştırma (H=20cm)

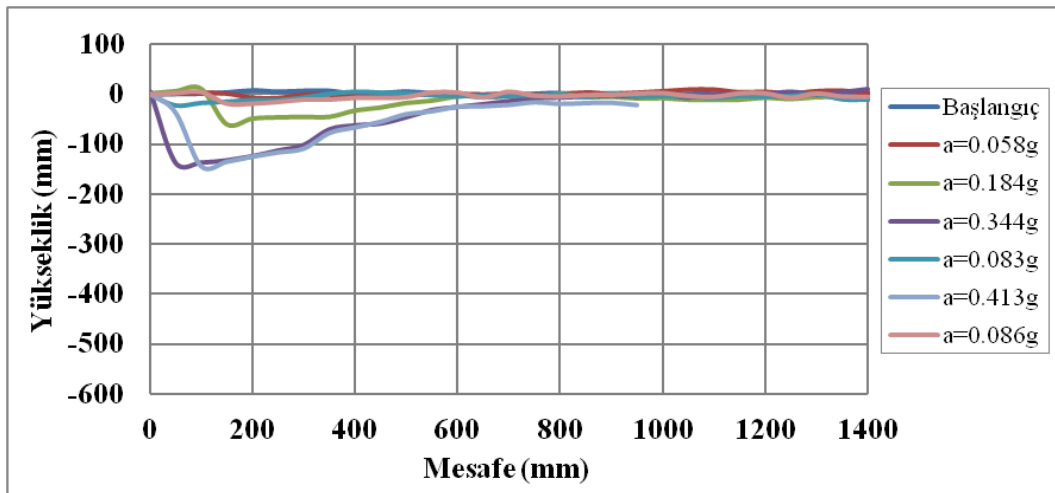
Birinci tip düz blok modelde $B/h=2$ olmasına yani sürtünme genişliği blok yüksekliğinin iki katı olmasına karşın $B/h=1.5$ olması haline göre daha büyük ötelemelerin tüm toplam bloklu model yükseklikleri (H) için meydana geldiği görülmüştür. İkinci tip bloklu modelde ise $B/h=1.5$ 'tur ve bu durumda ise en büyük yatay ötelemeler meydana gelmiştir hatta 0.1 g'den sonra model tam hasara uğramıştır. Bu sonuçlar yapının stabilitesi üzerinde B/h oranının belirleyici büyüklük olmadığını göstermiştir. Yapılan çalışmalarda blok yüksekliklerinin de etkin olduğunu ortaya çıkarmıştır ve çalışmadaki toplam yüksekliğin blok yüksekliğine (H/h) oranlarına bakılmıştır. H/h oranları Şekil 4.26, 4.27 ve 4.28'de sırasıyla "tek blok-1 ve iki blok-2", "iki blok-2 ve dört blok-4" ve "üç blok-3 ve altı blok-6" olmaktadır. Bu durum ön boyutlandırmada stabilite koşullarının sağlanabilmesi için aşağıdaki minimum oranların dikkate alınmasının önerilebileceğini göstermektedir (Yüksel vd. [92]).

Koşul 1; $H/h \leq 6$

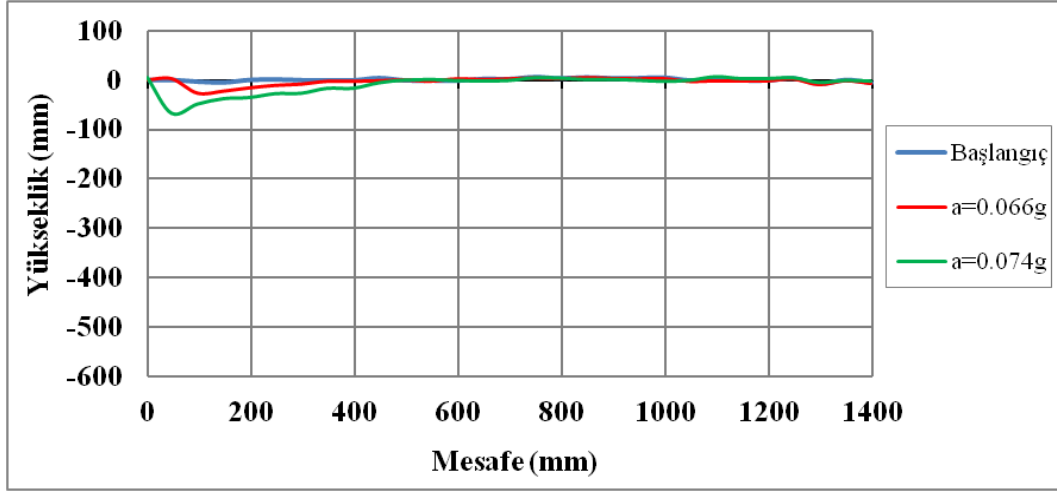
Koşul 1; $B/h > 2$

4.6 Geri Dolguda Çökmenin Belirlenmesi

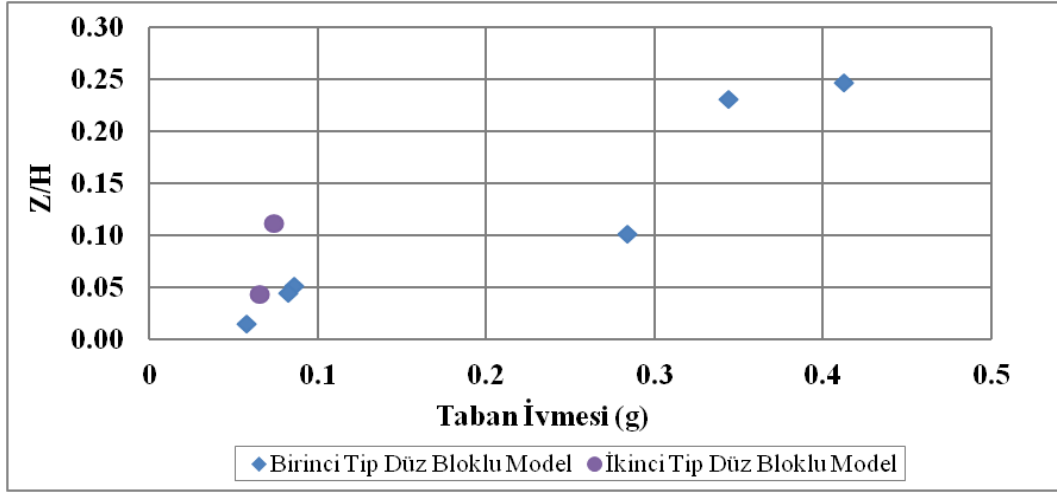
Sarsma tankında her iki tip düz bloklu model için yapılan deneylerde, geri dolgu boyunca 20. s'de yapılan seviye ölçümleri farklı taban ivmeleri için ölçülmüştür ve ölçümler Şekil 4.29 ve 4.30'da çizilerek gösterilmiştir. Geri dolgudaki maksimum çökmeler bloklu modelin hemen arkasında meydana gelmiştir. Şekiller incelendiğinde ölçümlerin blok üstünde başlatıldığından bu maksimum çökmenin sıfır mesafesinin yaklaşık 10 cm gerisinde başladığı görülmektedir. Çünkü ölçüm başlangıcı bloğun yaklaşık ortasında alınmıştır. Geri dolgudaki çökmeler büyük ivmelerde belirgin biçimde oluşmuştur. Her iki model karşılaştırıldığında ise daha küçük taban ivmelerinde dahi geri dolguda çökmeler meydana gelmiştir çünkü ikinci tip modelin yatay ötelenmesi oldukça fazladır ve zemin daha fazla örselenmiştir (Şekil 4.31) Çökme değerleri model yüksekliği ile göreceli olarak ifade edilmiştir. Maksimum göreceli ölçme miktarının (z/H) taban ivmesine göre değişimi Şekil 4.31'de verilmiştir. Bu şekilde her iki blok model sonuçları birlikte çizilmiştir.



Şekil 4.29 Birinci tip düz bloklu modelde taban ivmesine göre profil değişimi



Şekil 4.30 İkinci tip düz bloklı modelde taban ivmesine göre profil değişimi



Şekil 4.31 Düz bloklı modellerde z/H değerinin taban ivmesine göre değişimi

SONUÇ VE ÖNERİLER

Ağırlık tipi rıhtım duvarlarının sismik yükler altındaki davranışını incelemek amacıyla $B/h=2$ ve 1.5 boyutlarında iki farklı bloklu model rijit taban üzerine yerleştirilmiştir. Deneylerde geri dolgu malzemesi olarak her iki blok modeli için de $d_{50}=0.8$ cm olan aynı malzeme kullanılmıştır. Bu iki farklı blok modelin Yıldız Teknik Üniversitesi Hidrolik ve Kıyı Liman Mühendisliği Laboratuvarı'nda kurulu olan sarsma tankında 1g yöntemi ile sismik performansları belirlenmiştir.

Deneylerde kullanılan sarsma tankına ait boyutlar 4.5 m uzunluk, 1 m genişlik ve 1 m yükseklik şeklindedir. Ancak deneyler gerçekleştirilirken tankı uzunlamasına ikiye bölünmüş ve tankın 0.38 m genişliği kullanılmıştır. Birinci tip bloklu modelde $B=200$ mm, ikinci tip bloklu modelde $B=150$ mm iken her ikisinin de $L=250$ mm ve $h=100$ mm olmak üzere eşittir. Blok rıhtım modelinin toplam yüksekliği $H=60$ cm'dir. Deney ölçeği olarak mevcut sarsma tankı ve blok boyutları göz önünde bulundurularak prototip/model ölçek oranları sırasıyla 10, 15 ve 20 olarak dikkate alınmıştır.

Yapılan deneylerde öncelikle 6 adet bloğun üst üste dizilmesi ile oluşan rıhtım modeli genlik aralığı 1-5 mm olan sarsma tankına yerleştirilmiştir. Beton blok yan yüzeylerinin yüzey sürtünmesinden etkilenmemesi için model genişliğinde imal edilen pleksiglas kılıf içerisine konulmuştur. Ardından ivme, basınç ve konum ölçerler ve konum ölçerler model bloklar üzerine yerleştirilip sabitlenmiştir. Sensörlerin bağlanmasından sonra serme sistemi ile modellerin üst kotuna kadar geri dolgu istenilen sıklıkta yerleştirilmiştir. Bu işlemlerden sonra sisteme su vermeye başlanmış ve su akışı modellerin üst kotuna kadar devam ettirilmiştir. Profil kaydedici ile sistemde deney öncesi ve sonrasında olmak üzere ölçümler alınmış ve geri dolgunun değişimi gözlenmiştir. Deneylerde sarsma tankı 21 s süre ile çalıştırılmıştır.

Birinci tip bloklu model 6 adet düzenli sinüzoidal harmonik ve 2 adet düzensiz olmak üzere toplam 8 adet deney gerçekleştirilmiştir. Bu deneylerde taban ivmesi $a_{ort}=0.058-0.413$ g aralığında değişirken frekans ise 3-7 Hz aralığında farklılık göstermiştir. İkinci tip bloklu modelde ise yalnızca düzenli sinüzoidal harmonik hareket uygulanmış olup gerçekleştirilen deneyler taban ivmesi 0.066 ve 0.074 g'e karşılık ırasıyla $f=3$ Hz ve 7 Hz değerlerindedir.

Yapılan çalışmalar sonucunda aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

- Modellerde meydana gelen ivme büyütmelelerinin tabandan üst bloklara doğru arttığı ve büyük ivmelerde en üst blokta taban ivmesinin iki katına çıktığı görülmüştür.
- Deneyler sonucunda, sarsma sırasında geri dolguda model tabanına doğru kemerlenme etkisinin meydana geldiği görülmüştür. Toprak basıncı değişimleri incelendiğinde üniform olmayan bu etki sebebiyle zamanla artış gösteren toprak basıncının belli bir zaman sonra düşme eğilimi gösterdiği gözlenmiştir.
- Düzensiz sarsma deneyleri sonrasında ivmede büyüme söz konusu olduğunda toprak basıncının da büyüdüğü ve toprak basıncı değişiminin ivme kaydındaki değişim ile benzerlik gösterdiği tespit edilmiştir. İkinci tip bloklarda uygulanan daha düşük frekans ve ivme değerlerine sahip deneylerde ise toprak basıncında belirgin artışlar oluşmamış ancak çalkantı bileşeni daha sinüzoidal değişim göstermiştir.
- Model üzerinde tabandan krete doğru farklı blokların incelenmesi sonucunda dinamik toprak basıncı ile atalet kuvveti arasında 180° 'lik belirgin bir faz farkı olduğu ve bu durumun her iki blok modeli için de geçerli olduğu görülmüştür.
- 20 saniye süren deneylerde küçük ivmeye sahip olanlar hariç olmak üzere diğerlerinin tümünde 10. saniye ve sonrasında yapıda tam hasar moduna ulaşıldığı tespit edilmiştir.
- Ölçülen ve hesaplanan yatay toprak basınçlarının derinlik ile değişimleri karşılaştırıldığında göreceli olarak küçük taban ivmelerinde (< 0.2 g) karşılaştırılan değerlerin birbiri ile uyumlu olduğu ve üçgen dağılıma uydukları görülmüştür. 0.2 g'den daha büyük taban ivmelerinde ise derinlik ile toprak basıncı değişiminin lineer olmadığı gözlenmiştir.

- Deneylerde dinamik hareketlilik sırasında geri dolgu yüzeyindeki kayma direncinin daha küçük olması sebebiyle yüzeye yakın kısımlarda derinlere göre daha büyük yatay toprak basıncı değerleri ölçülmüştür. Diğer taraftan ikinci tip bloklu modelde 0.2 g'den büyük ivmelerde modeller tam hasara uğradıkları için toprak basıncı değerleri 10 s'den sonra ölçülememiştir.
- Dinamik yüklemeler altında ($d_{50}=0.8$ cm) geri dolgu malzemesinin yüksek geçirimsizliği sebebiyle aşırı boşluk suyu basıncında belirgin bir artış gözlenmemiştir.
- Gerçekleştirilen deneylerde göreceli yatay yerdeğiştirmeler artan taban ivmesi ile artış göstermiş ve bu artış üst bloklara doğru belirginleşmiştir. Her iki blok modelinde benzer sonuçlar elde edilmesine rağmen ikinci tip bloklu modelde 0.1 g taban ivmesi değerinin üzerindeki deneylerde modeller stabiliteilerini kaybederek yıkılmışlardır. Sistematik olarak tabandan krete doğru ötelenme miktarının arttığı görülmüştür.
- Küçük ivme değerlerindeki deneylerde eğilme miktarı da çok küçük bulunmuştur. 0.2 g değerinden itibaren ise eğilme miktarında artış görülmüştür.
- Geri dolgudaki maksimum çökmelerin bloklu modelin hemen arkasında meydana geldiği gözlenmiştir. Her iki bloklu model incelendiğinde küçük taban ivmeleri dahil olmak üzere tüm deneylerde geri dolguda belirgin çökmelerin olduğu görülmüştür. İkinci tip bloklu modelde ayrıca yatay ötelenme daha fazla olmuş ve zemin daha çok örselenmiştir.
- Günümüze kadar olan çalışmalarda sürtünme yüzeyinin artması ile stabilitenin artacağı belirtilmiş ve B genişliği etkin faktör olarak düşünülmüştür. Ancak yapılan çalışmada $B/h=2$ olan blok modelinde $B/h=1.5$ olana göre daha büyük ötelenmeler olduğu tespit edilmiş ve bunun sonucunda B/h oranı ile sürtünmenin stabilite üzerinde belirleyici parametre olmadığı görülmüştür. Bu durum ön boyutlandırma stabilite koşullarının sağlanabilmesi için $H/h \leq 6$ ve $B/h > 2$ koşullarındaki minimum oranların dikkate alınmasının önerilebileceğini göstermektedir (Yüksel vd. [92]).

KAYNAKLAR

- [1] Iai, S., (1989). "Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1-g Gravitational Field", Soils Found, 105-118.
- [2] Kohama, E., Miura, K., Yoshida, N., Ohtsuka, N. ve Kurita, S., (1998). "Instability of Gravity Type Quay Wall Induced by Liquefaction of Backfill During Earthquake", Soils and Foundations, 71-83.
- [3] Miura, K., Kohama, E., Inoue, E., Ohtsuka, N., Sasajima, T., Hayashi, T. ve Yoshida, N., (2000). "Behavior of Gravity Type Quay Wall During Earthquake Regarding Dynamic Interaction Between Caisson and Backfill During Liquefaction", 12WCCE 2000, Japan.
- [4] Inoue, K., Miura, K., Otsuka, N. Yoshida, N. ve Sasajima, T., (2003). "Numerical Analysis of the Earth Pressure During Earthquake on the Gravity Type Quay Wall", Proceedings of the The 13th (2003) International Offshore and Polar Engineering Conference, 25-30 Mayıs 2003, Havai.
- [5] Kim, S.R., Kwon, O.S. ve Kim, M.M., (2004). "Evaluation of Force Components Acting on Gravity Type Quay Walls During Earthquakes", Soil Dynamics and Earthquake Engineering 24:853-866.
- [6] Nakahara, T., Kohama, E. ve Sugano, T., (2004). "Model Shake Table Test on Seismic Performance of Gravity Type Quay Wall With Different Foundation Ground Properties", 13th World Conference on Earthquake Engineering, 1-6 Ağustos 2004, Kanada.
- [7] Mohajeri, M., Ichii, K. ve Tamura, T., (2004). "Experimental Study on Sliding Block Concept for Caisson Walls", Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, 134-142.
- [8] Prasad, S.K., Towhata, I., Chandradhara, G.P. ve Nanjundaswamy, P., (2004). "Shaking Table Tests in Earthquake Geotechnical Engineering", Current Science, 87:1398-1404.
- [9] Kim, S.R., Jang, I.S., Chung, C.K. ve Kim, M.M., (2005). "Evaluation of Seismic Displacement of Quay Walls", Soil Dynamics and Earthquake Engineering 25:451-459.
- [10] Lin, M.L. ve Wang, K.L., (2006). "Seismic Slope Behavior in a Large-Scale Shaking Table Model Test", Engineering Geology 86:118-133.

- [11] Alyami, M., Rouania, M. ve Wilkinson, S.M., (2009). "Numerical Analysis of Deformation Behaviour of Quay Walls Under Earthquake Loading", Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 525-536.
- [12] Mendez, B.C., Botero, E. ve Romo, M.P., (2008). "A New Friction Law for Sliding Rigid Blocks Under Cyclic Loading", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 874-882.
- [13] Towhata, I., Alam, J., Honda, T. ve Tamate, S., (2009). "Model Test on Behaviour of Gravity-Type Quay Walls Subjected to Strong Shaking", Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 42(1):47-56.
- [14] Ma, G.W., An, X.M. ve Wang, M.Y., (2009). "Analytical Study of Dynamic Friction Mechanism in Blocky Rock-Systems", International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 946-951.
- [15] Li, X., Wu, Y. ve He, S., (2010). "Seismic Stability Analysis of Gravity Retaining Walls", Soil Dynamics and Earthquake Engineering 30:875-878.
- [16] Tiznado, J.C. ve Roa, F.R., (2004). "Seismic Lateral Movement Prediction for Gravity Retaining Walls on Granular Soils", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 391-400.
- [17] Sadrekarimi, A. ve Asce, A.M., (2011). "Seismic Displacement of Broken-Back Gravity Quay Walls", Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, 75-84.
- [18] PIANC, (2001). Seismic Design Guidelines for Port Structures, International Navigation Association, A.A. Balkema Publishers, Tokyo.
- [19] Yüksel, Y. ve Çevik, E., (2010). Liman Mühendisliği, İkinci Baskı, Beta Yayıncılık, İstanbul.
- [20] Thoresen, C.A., (2003). Port Designer's Handbook; Recommendations and Guidelines, Birinci Baskı, Thomas Telford, London.
- [21] KLY, (2007). Kıyı Yapıları ve Limanlar Planlama ve Tasarım Teknik Esasları,
- [22] DLH, (2007). Kıyı ve Liman Yapıları, Demiryolları, Hava Meydanları İnşaatlarına İlişkin Deprem Teknik Yönetmeliği.
- [23] Karakuş, H. (2013). Dynamic Response of Block Type Quay Walls, Doktora Tezi, ODTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara.
- [24] Rankine, W., (1857). "On the Stability of Loose Earth", Philosophical Transactions of the Royal Society of London, 147.
- [25] Kramer, S.L., (1996). Geotechnical Earthquake Engineering, Second Edition, Prentice Hall, USA.
- [26] Terzaghi, K., (1950). "Mechanics of Landslides", Application of Geology to Engineering Practice, 83-123.
- [27] Mononobe, N., Matsuo, H., (1929). "On the Determination of Earth Pressures During Earthquake", Proceedings of World Engineering Conferences, 9:177-185.
- [28] Okabe, S., (1926). "General Theory of Earth Pressures", J. Jpn. Soc. Civil Eng., JSCE 12(1)

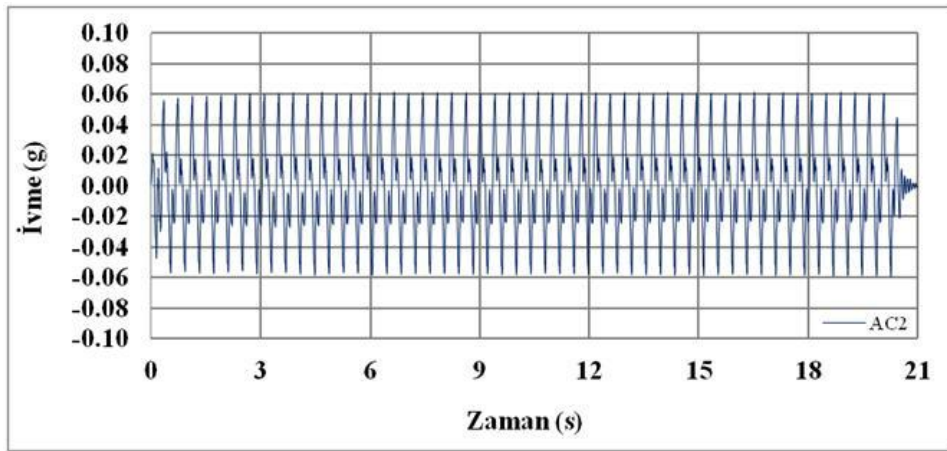
- [29] Seed, H.B. ve Whitman, R.V., (1970). "Design of Earth Retainig Structures for Dynamic Loads", ASCE Specialty Conference on Lateral Stress in the Ground and Design of Earth Retainig Structures, Ithaca,NY,103-147.
- [30] Wood, J.H., (1973). "Earthquake Induced Soil Pressures On Structures", Doktora Tezi, Calinifornia Institute of Technology, Pasadena, Calif.
- [31] Steedman, R.S. ve Zeng X., (1990). "The Influence of Phase On the Calculation of Pseudostatic Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Wall". *Geotechnique*, 40(1):103-112.
- [32] Matsuo, H., (1941). "Experimental Study on the Distribution of Seismic Earth Pressure on Retaining Wall", *Journal of ASCE*, 27(2):87-106.
- [33] Sherif, M. ve Fang, Y.S., (1984). "Dynamic Earth Pressures On Walls Rotating About Top", *Soil and Foundation*, 24(4):109-117
- [34] Maleki, S. ve Mahjoubi, S., (2010). "A New Approach for Estimating the Seismic Soil Pressure On Retaining Walls", *Scientia Iranica*, 17:273-284.
- [35] Mylonakis, G., Kloykinas, P. ve Papantonopoulos, C., (2007). "An alternative to the Mononobe-Okabe Equations for Seismic Earth Pressures", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27:957-969.
- [36] Anastasopolus, I., Georgarakos, T., Georgiannou, V., Drosos, V. ve Kourkoulis, R., (2010). "Seismic Performance of Bar-Mat Reinforced-Soil Retaining Wall: Shaking Table Testing Versus Numerical Analysis With Modified Kinematic Hardening Constitutive Model", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30:1089-1105.
- [37] Richard, R. ve Elms, D.G., (1979). "Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls.", *Geotech. Eng. Div.*, 105(4):449-464.
- [38] Nadim, F. ve Whitman R.V., (1983). "Seismically Induced Movement of Retainig Walls", *J. Geotech. Eng. ASCE*, 109(7):915-931.
- [39] Whitman, R.V. ve Liao, S., (1985). "Seismic Design of Retaining Walls", *Miscellaneous paper*, 85(1).
- [40] Zienkiewicz, O.C., Chang, C.T. ve Bettess, T., (1980). "Drained Undrained, Consolidating and Dynamic Behaviour Assumptions in Soils. Limits of validity", *Geotechnique*, 30(4):385-395.
- [41] Rocha, M., (1957). "The Possibility of Solving Soil Mechanics Problems by the use of Models", *Proc. 4th I.C.S.M.F.E.*, 1:183-188.
- [42] Kagawa, T., (1978). "On the Similitude in Model Vibration Tests of ", *Proceedings of 4th I.C.S.M.F.E.*, 1:183-188.
- [43] Kokusho, T. ve Iwatate, T., (1979). "Scaled Model Tests and Numerical Analyses on Nonlinear Dynamic Response of Soft Grounds", *Proc. of Japan Society of Civil Engineers*, 285:57-67.
- [44] Westergaard, H.M., (1933). "Water Pressures on Dams during Earthquakes", *Trans. ASCE*, 98:418-432.
- [45] Kiku, H., (1993). A Study on the Permenant Displacement of Liquefied Ground, Doktora Tezi, Kitakyushu Teknoloji Enstitüsü, Japonya.

- [46] Japon Port and Harbor Association, (1989). Manual for Technical Standard of Port and Harbor Facilities, Japan.
- [47] Inagaki, H., Iai, S., Sugano, T., Yamazaki, H. ve Inatomi, T., (1996). "Performance of Caisson Type Quay Walls at Kobe Port.", Soils Found. (Special issue on geotechnical aspects of the January 17, 1995, Hyogoken-Nambu Earthquake), 119-136.
- [48] Miura, K., Kohama, E., Inoue, K., Ohtsuka, N., Sasajima, T., Hayashi, T. ve Yoshida, N., (1999). "Instability of Gravity Quay Wall during Earthquake with Regard to Dynamic Interaction with Backfill Ground", Proceedings of ISOPE-99, 4:512-519.
- [49] Iai, S., (1992). "Analysis of Undrained Cyclic Behavior of Sand Under Anisotropic Consolidation", Soils and Foundation, 32:16-20.
- [50] Kohama, E., Miura, K., Inoue, K., Ohtsuka, N., Sasajima, T., ve Sato, K., (2002). "Vibration Properties of Gravity Type Quay Wall by Means of Micro Tremor Measurement", Proc. of the Geotechnical Symposium, 47:179-186, Japan.
- [51] Verdugo, R. ve Ishihara, K., (1996). "The Steady State of Sandy Soils", Soil Found., 36:81-91.
- [52] Koga, Y. ve Matsuo, O., (1990). "Shaking Table Test of Embankments Resting on Liquefiable Sandy Ground ", Soil Found. 30:162-174.
- [53] Kokusho, T., (2003). "Current State of Research on Flow Failure Considering Void Redistribution in Liquefied Deposits", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 585-603.
- [54] Orense, R.P., Morimoto, I., Yamamoto, Y., Yumiyama, T., Yamamoto, H. ve Sugawara, K., (2003). "Study on Wall-Type Gravel Drains as Liquefaction Countermeasure for Underground Structures", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 19-39.
- [55] Meymand, P.J., (1998). "Shaking Table Scale Model Tests of Nonlinear Soil-Pile-Superstructure Interaction in Soft Clay", Doktora Tezi, U.C., Berkeley.
- [56] Andrus, R.D., Stokoe, K.H., (1998). "Liquefaction Resistance Based on Shear Wave Velocity" NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. N.Y.
- [57] Hardin, B.O. ve Drnevich, V.P., (1972). "Shear Modulus and Damping in Soils; Design Equations and Curves", Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE 98 (SM7), 667-692.
- [58] Assimaki, D., Kausel, E. ve Whittle, A., (2000). "Model for Dynamic Shear Modulus and Damping for Granular Soils", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126 (10):859-869.
- [59] Laird, J.P. ve Stokoe, K.H., (1993). "Dynamic Properties of Remolded and Undisturbed Soil Samples Tested at a High Confining Pressures", Geotech. Engrg. Rep. GR93-6. Electrical Power Research Institute, Palo Alto, Calif.

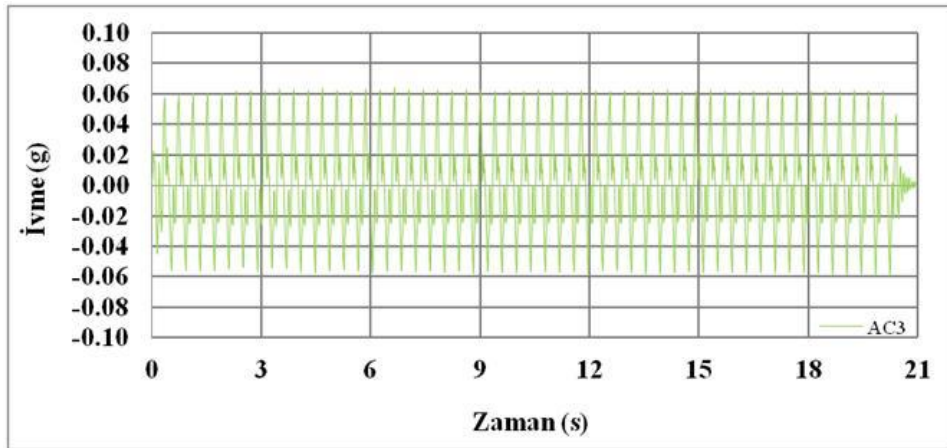
- [60] Seed, H.B. ve Idriss, I., (1969). "Influence of Soil Conditions on Ground Motion During Earthquakes", Journal of the Soil Mechanic and Foundations Division, ASCE 95:99-137.
- [61] Chaudhuri, R. ve Hutchinson, T.C., (2005). "Characterizing frictional behavior for use in Predicting the Seismic Response of Unattached Equipment", Soil Dyn Earthquake Eng, 25(7-10) : 591-604
- [62] Mendez, B.C. ve Romo, T.C., (2005). "Transition from the Static to the Kinetic Coefficient of Friction", Proceedings of the 11th International Conference of the International Association of Computer Methods and Advances in Geomechanics, Turin.
- [63] Schofield, A. ve Scott, R., (1988). "Recent Development on Dynamic Model Testing in Geotechnical Engineering", Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Japan, 8:813-824.
- [64] Sadrekarimi, A., (2004). "Seismic Performance of Broken-Back Gravity Quay Walls", Yüksek Lisans Tezi, Tahran Üniversitesi, İran.
- [65] Lee, C.J. ve Chen, H.T., (1998). "Reconnaissance for the Lateral Displacement and Settlement of Taichung Harbor Produced by Chi-Chi Earthquake", Harbor Rep., Center for Harbor and Marine Technology, 50:1-10.
- [66] Boulanger, R. ve Iai, S., (2001). "Chapter 13: Performance of Waterfront Structure. Kocaeli, Turkey, 17 Ağustos 1999 Depremi", 16:295-310.
- [67] Whitman, R.V. ve Lambe, P.C., (1986). "Effect of Boundary Conditions Upon Centrifuge Experiments Using Ground Motion Simulation", Geotech. Test. J., 9(2):13-24.
- [68] Dewoolkar, M.M., Ko, H.Y. ve Pak, R.Y.S., (2000). "Experimental Developments for Studying Static and Seismic Behaviour of Retaining Wall With Liquefiable Backfills", Soil Dyn. Earthquake Engineering, 19:583-593.
- [69] Ladd, R.S., (1978). "Preparing Specimens Using Undercompaction", Geotech. Test. J., 1(1):16-23.
- [70] Lacasse, S. ve Berre, T., (1988). "State-of-the-art paper: Triaxial Testing Methods for Soils.", Advanced triaxial testing of soil and rock, STP 977, 264-289.
- [71] Psarropoulos, P.N., Klonaris, G. ve Gazetas, G., (2005). "Seismic Earth Pressures on Rigid and Flexible Retaining Walls", Soil Dyn. Earthquake Eng., 25(7-10): 795-809.
- [72] Dakoulas, P. ve Gazetas, G., (2008). "Insight into Seismic Earth and Water Pressures Against Caisson Quay Walls", Geotechnique, 58(2):95-111.
- [73] Ishihara, K., (1997). "Geotechnical Aspects of the 1995 Kobe Earthquake", Terzaghi Oration, Proceedings of 14th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 4, Hamburg, Germany, 2047-2073.
- [74] Newmark, N., (1965). "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments", Geotechnique, 15(2):139-160.
- [75] Cai, Z. ve Bathurst, R.J., (1996). "Seismic-Induced Permanent Displacement of Geosynthetic-Reinforced Segmental Retaining Walls", 33(6): 937-955.

- [76] Rathje, E.M. ve Bray, J.D., (1999). "An Examination of Simplified Earthquake-induced Displacement Procedures for Earth Structures", *Can. Geotech. J.*, 36(1), 72-87.
- [77] Pradel, D., Smith, P.M., Stewart, J.P. ve Raad, G., (2005). "Case History of Landslide Movement during Northridge Earthquake", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 131(11):1360-1369.
- [78] Wartman, J., Seed, R.B. ve Bray, J.D., (2005). "Shaking Table Modeling of Seismically Induced Deformation in Slopes", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 131(5):610-622.
- [79] Olson, S.M. ve Johnson, C.I., (2008). "Analyzing Liquefaction-Induced Lateral Spread Using Strength Ratios.", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 134(8):1035-1049.
- [80] OCDI. (2002). *Technical Standard and Commentaries for Port and Harbor Facilities in Japan*, Overseas Coastal Area Development Institute, Japan.
- [81] Kramer, S.L. ve Smith, M.W., (1997). "Modified Newmark Model for Seismic Displacements of Compliant Slopes.", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 123(7):635-644.
- [82] Wartman, J., Bray, J.D. ve Seed, R.B., (2003). "Inclined Plane Studies of the Newmark Sliding Block Procedure", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 129(8):673-684.
- [83] Ishihara, K., Yasuda, S. ve Nagase, H., (1996). "Soil Characteristic and Ground Damage", *Soils Found (Special Issue on Geotechnical Aspects of January 17, 1995, Hyogoken-Nambu Earthquake)*, 109-118.
- [84] Lee, C.-J., (2005). "Centrifuge Modeling of the Behavior of Caisson-Type Quay Walls During Earthquakes", *Soil Dyn. Earthquake Eng.*, 25(2):117-131.
- [85] Yüksel, Y., (2014). *Akışkanlar Mekaniği ve Hidrolik*, 5. Baskı, Beta Yayınları, İstanbul.
- [86] Okabe, S. (1924). "General Theory of Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Wall and Dam", *J. Jpn. Soc. Civ. Eng.*, 10(5):1277-1323.
- [87] Matsuzawa, H. Ishibashi, I. Kawamura, M. (1985). "Dynamic Soil and Water Pressures of Submerged Soils", *Journal of Geotechnical Engineering*, 111:10.
- [88] Steedman, R.S. ve Zeng, X., (1993). "On the Behavior of Quay Walls in Earthquakes", *Geotechnique*, 43(3):417-431.
- [89] Matsuo, H. ve Ohara, S., (1965). "Dynamic Pore Water Pressure Acting On Quay Walls During Earthquakes", *Proc. 3rd. World Conf. Earthq. Eng.*, 1:130-141.
- [90] Yüksel, Y., Ergin, A., Yalçın, A.C., Berilgen, M. Cihan, K., Karakuş, H., (2011). "Blok Tipi Kıyı Yapılarının Basitleştirilmiş Dinamik Analiz Yöntemi ile Tasarımı", 111Y006, TÜBİTAK.
- [91] Nagao, T. ve Ozaki, R., (2004). "Earthquake-Resistant Design of Caisson Breakwater", *Proceedings of Structural Engineering, JSCE*, 50A:217-228.

- [92] Yüksel, Y., Çevik, E., Cihan, K., Aydoğan, B., Berilgen M, ve Doran, B., (2015). "Bloklu Rıhtım Yapılarının Sismik Davranışı ve Performans Parametrelerinin Belirlenmesi", 113M426, TÜBİTAK.
- [93] Orhan, K., (2013). Ağırılık Tipi Yanaşma Yapılarının Kayan Blok Yöntemi İle Analizi, Yüksek Lisans Tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [94] Uluşan, A., (2013). Keson Yanaşma Yapılarının Sismik Davranışı, Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

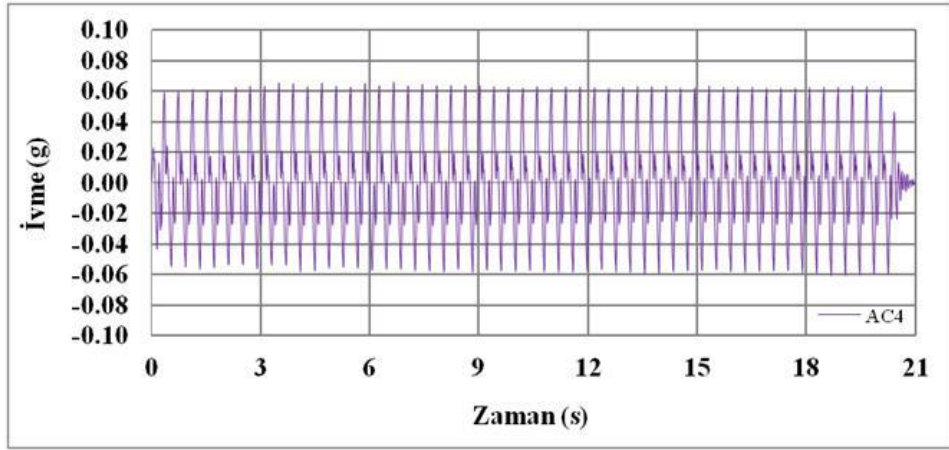
Birinci Tip Düz Bloklı Model İvme Verileri

(a) Blok 1

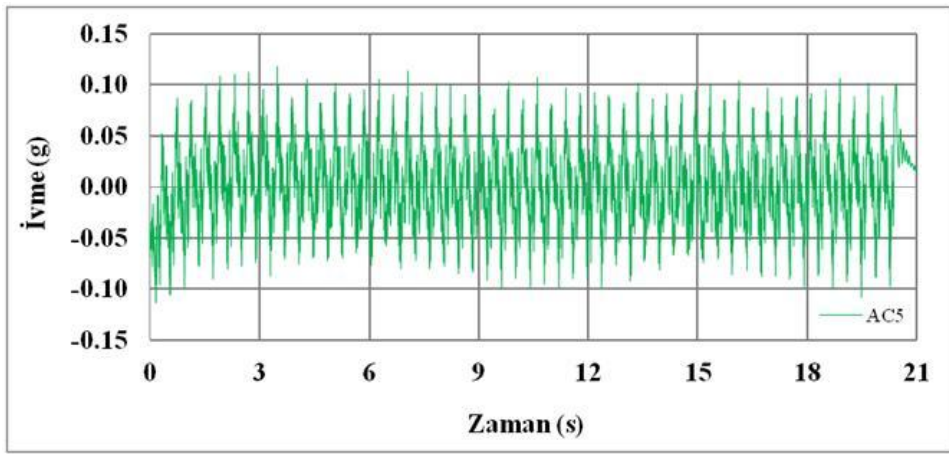


(b) Blok 2

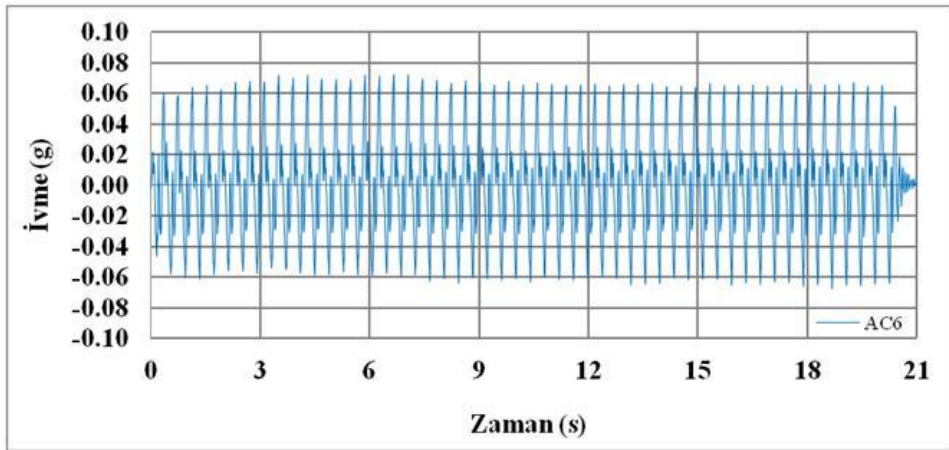
Şekil A.0.1 Deney no:1 $f=3$ Hz



(c) Blok 3

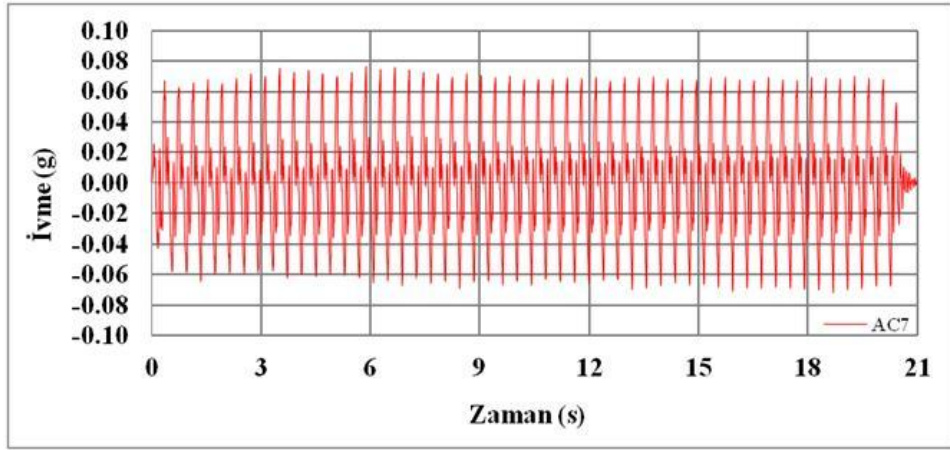


(d) Blok 4



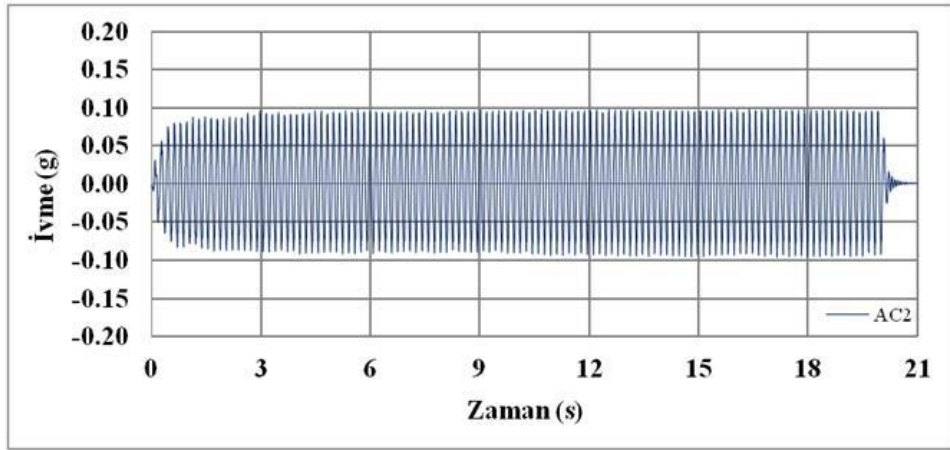
(e) Blok 5

Şekil A.0.1 Deney no:1 $f=3$ Hz (devamı)

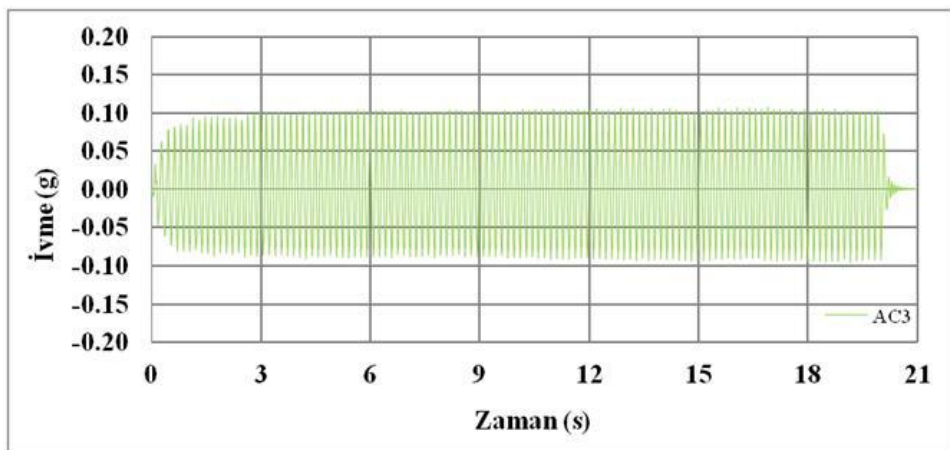


(f) Blok 6

Şekil A.0.1 Deney no:1 $f=3$ Hz (devamı)

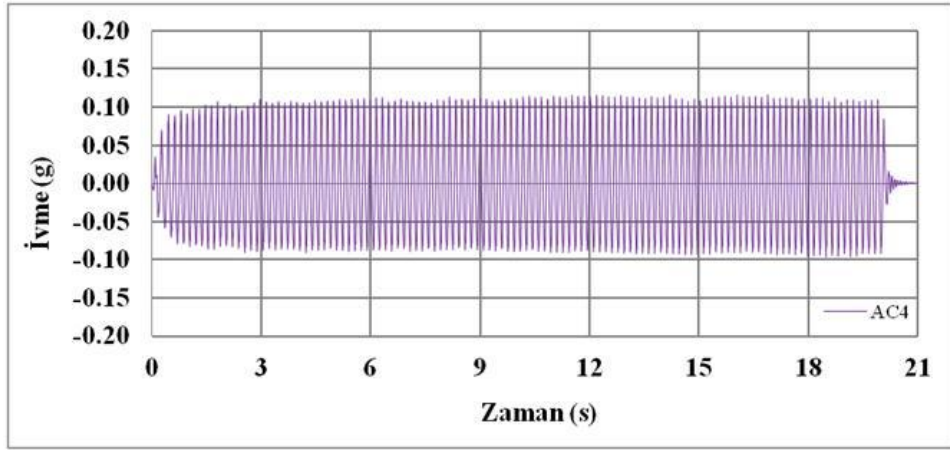


(a) Blok 1

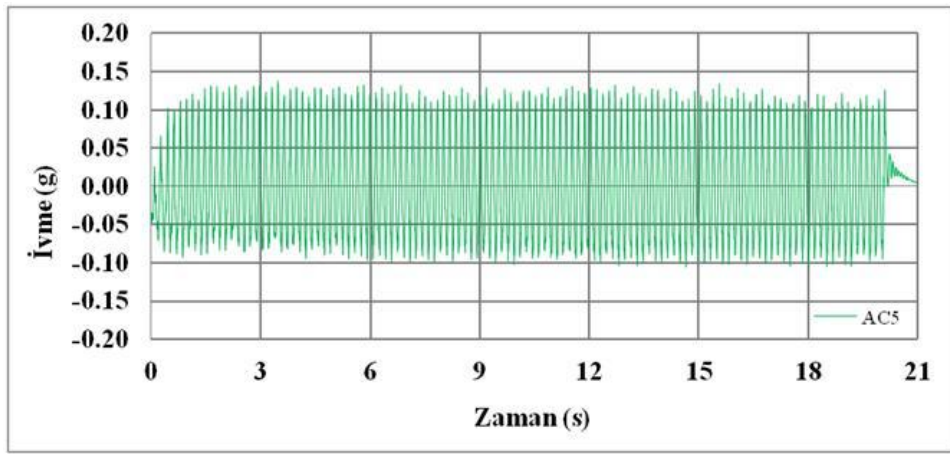


(b) Blok 2

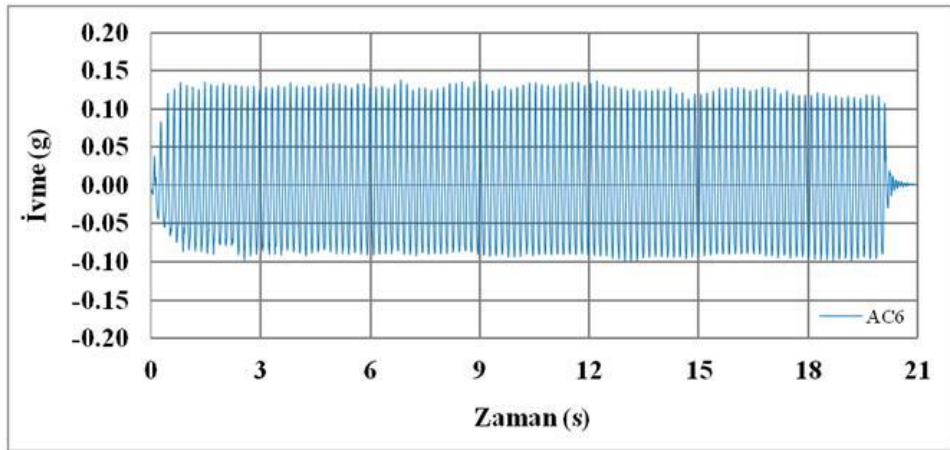
Şekil A.0.2 Deney no:2 $f=7$ Hz



(c) Blok 3

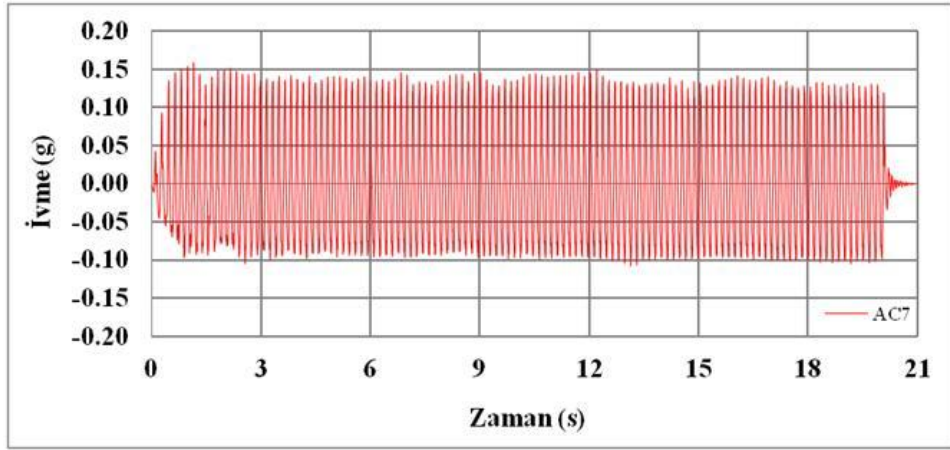


(d) Blok 4



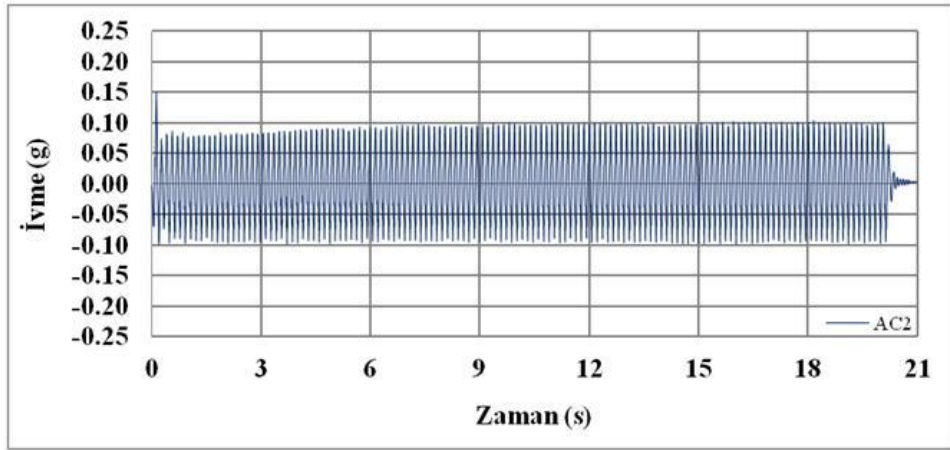
(e) Blok 5

Şekil A.0.2 Deney no:2 $f=7$ Hz (devamı)

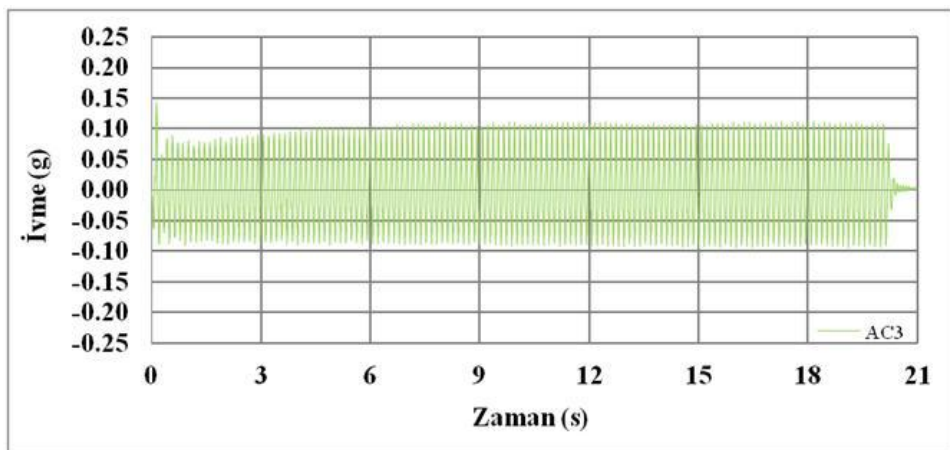


(f) Blok 6

Şekil A.0.2 Deney no:2 $f=7$ Hz (devamı)

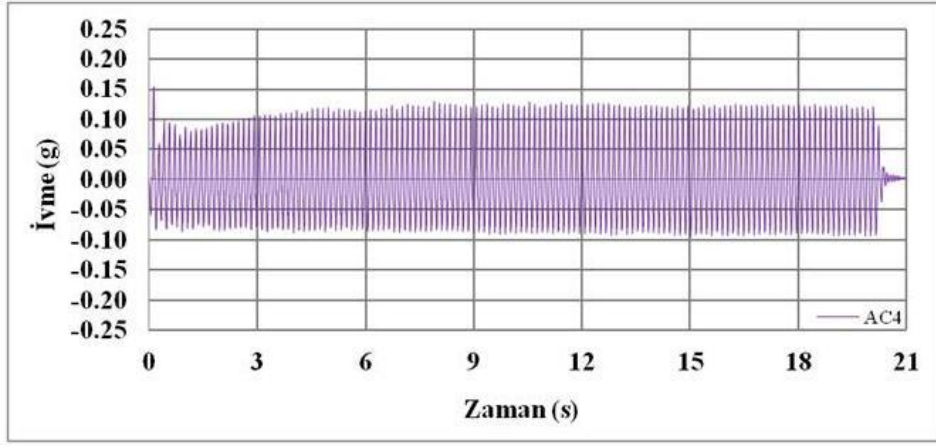


(a) Blok 1

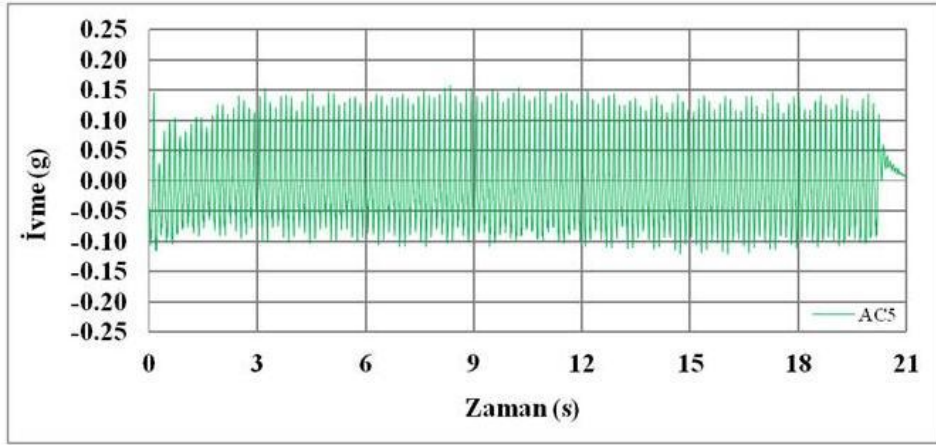


(b) Blok 2

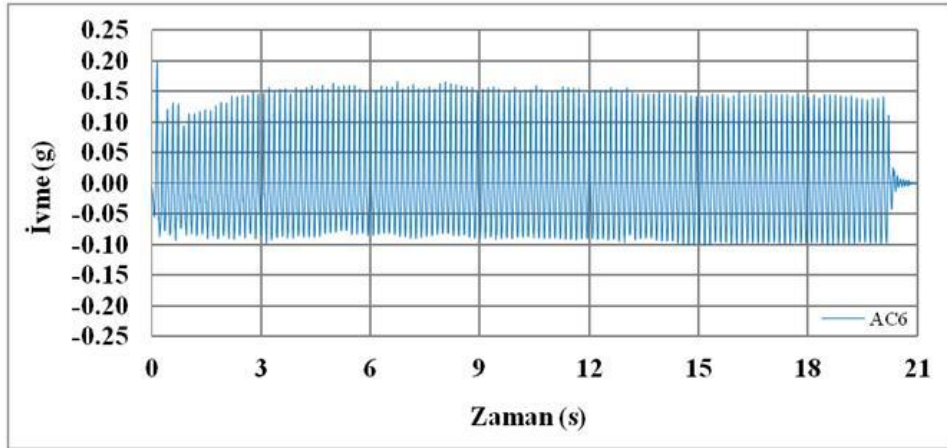
Şekil A.0.3 Deney no:3 $f=6$ Hz



(c) Blok 3

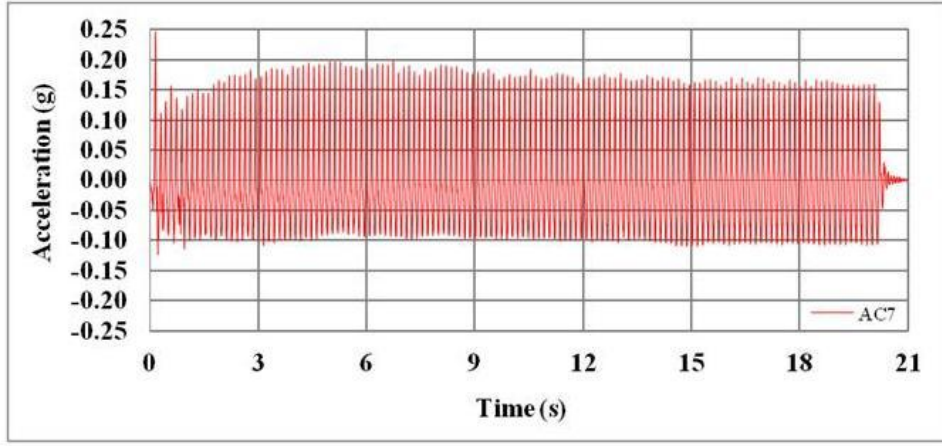


(d) Blok 4



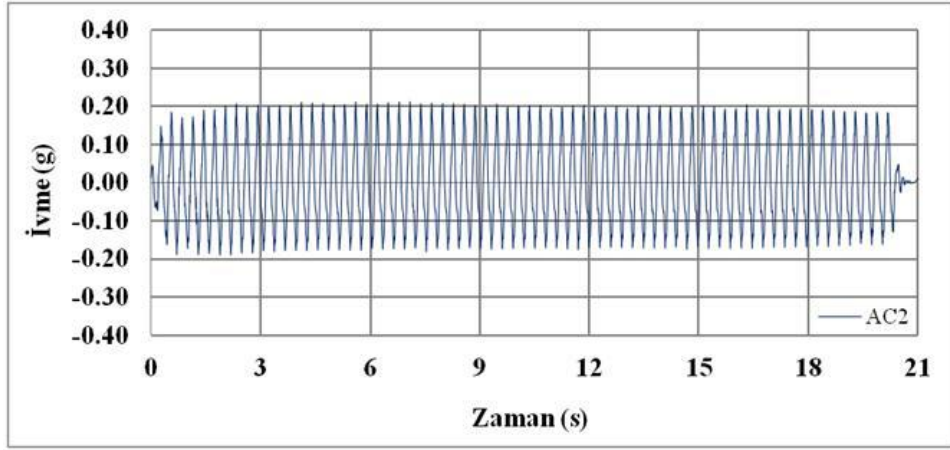
(e) Blok 5

Şekil A.0.3 Deney no:3 $f=6$ Hz (devamı)

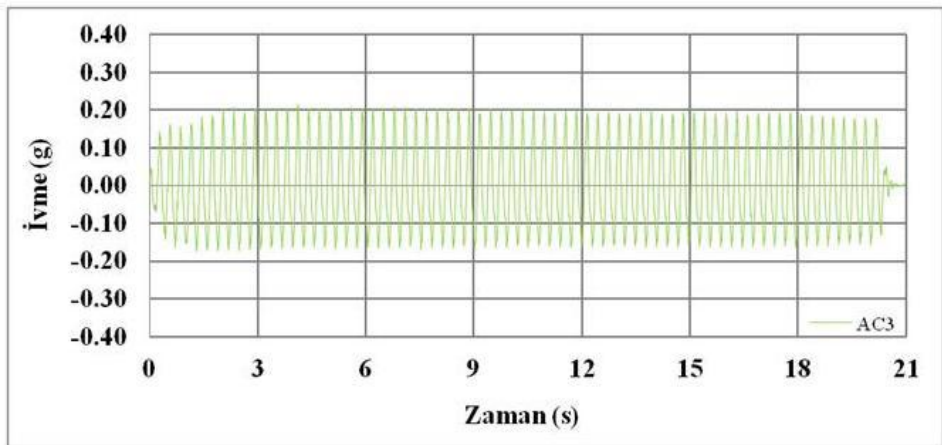


(f) Blok 6

Şekil A.0.3 Deney no:3 $f=6$ Hz (devamı)

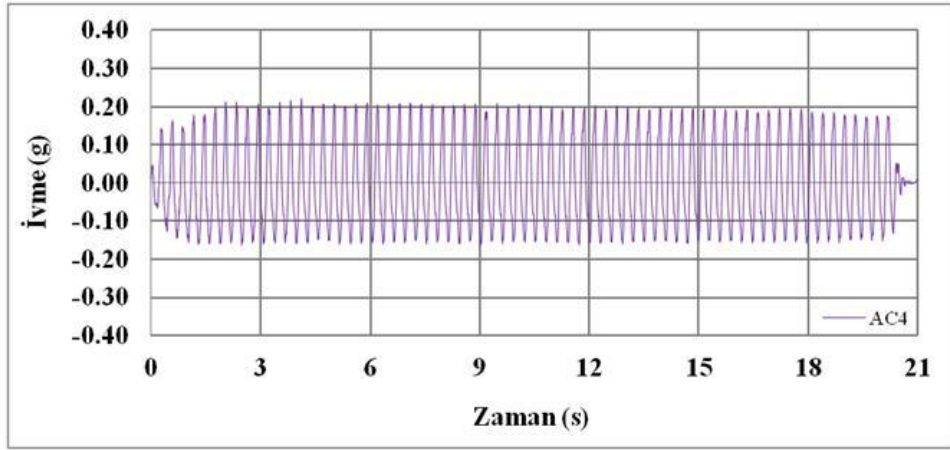


(a) Blok 1

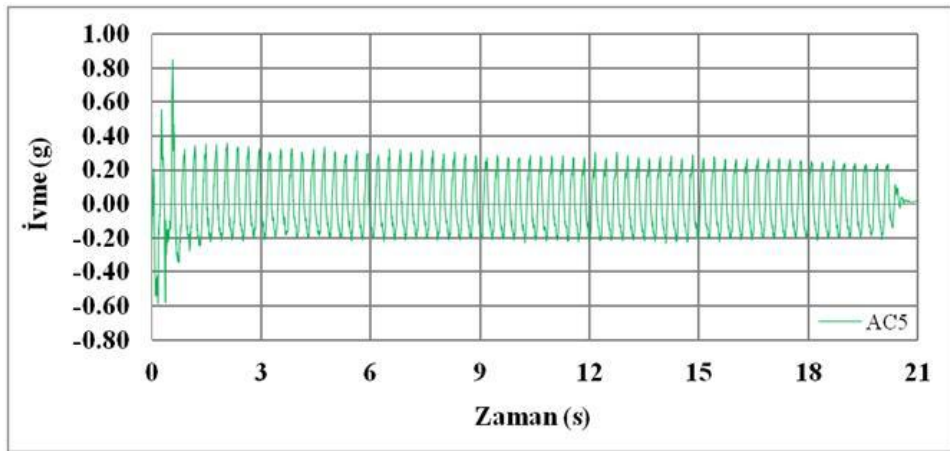


(b) Blok 2

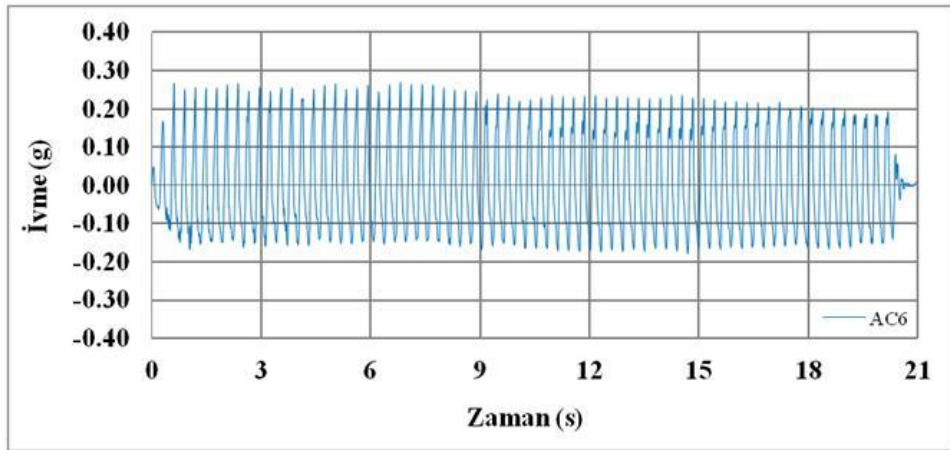
Şekil A.0.4 Deney no:4 $f=4$ Hz



(c) Blok 3

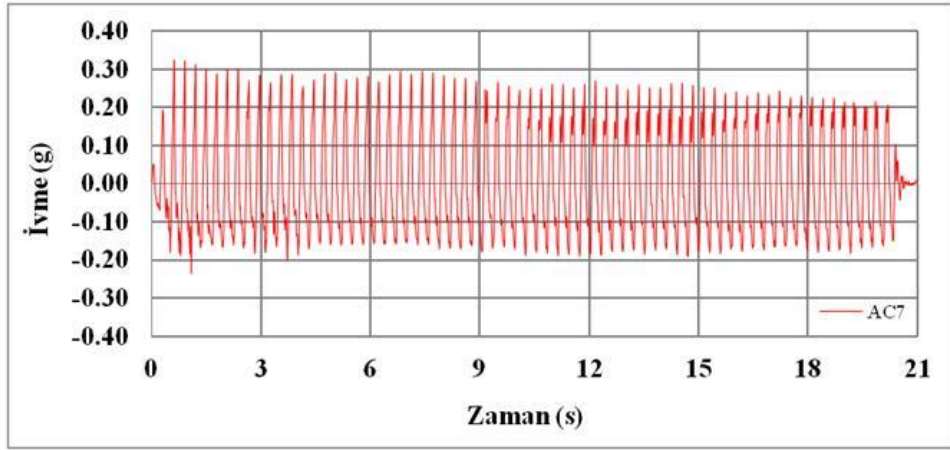


(d) Blok 4



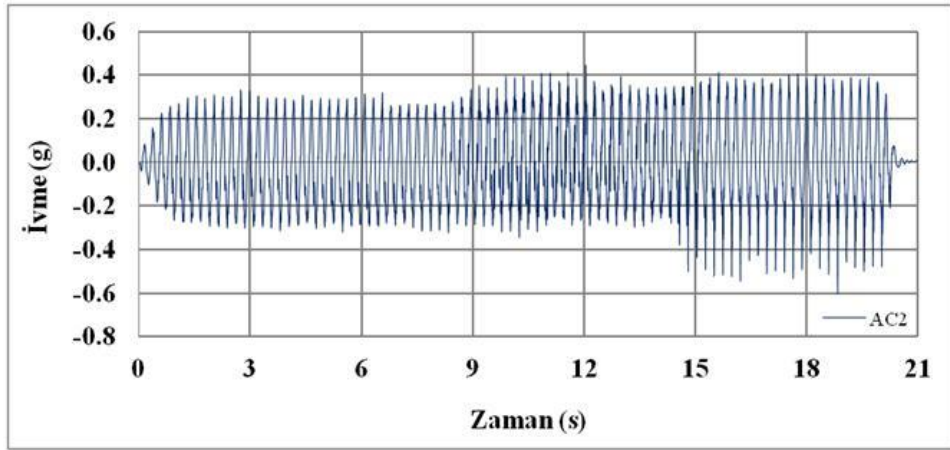
(e) Blok 5

Şekil A.0.4 Deney no:4 $f=4$ Hz (devamı)

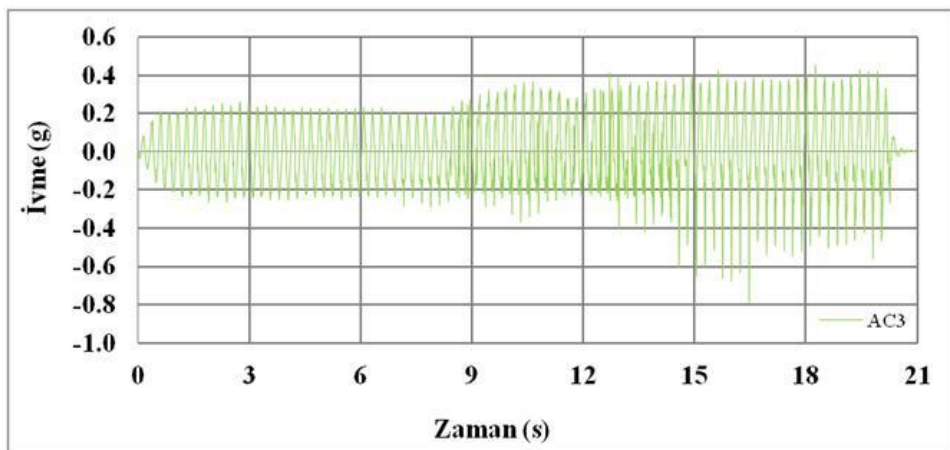


(f) Blok 6

Şekil A.0.4 Deney no:4 $f=4$ Hz (devamı)

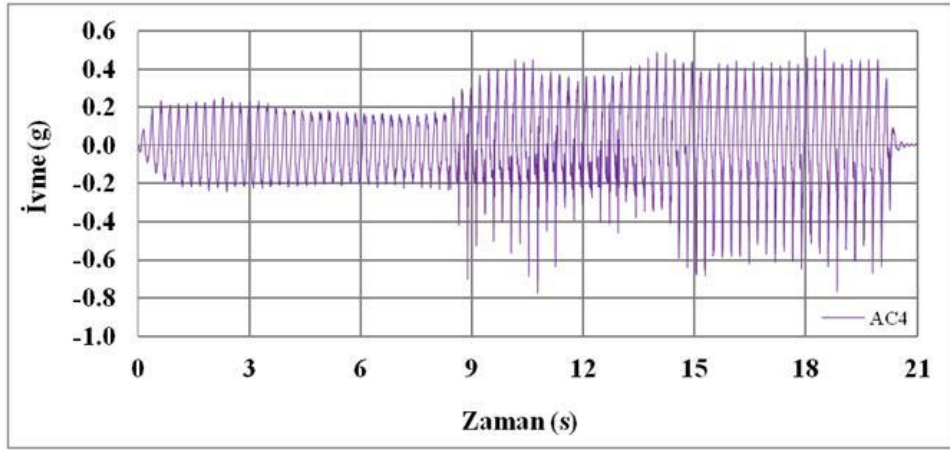


(a) Blok 1

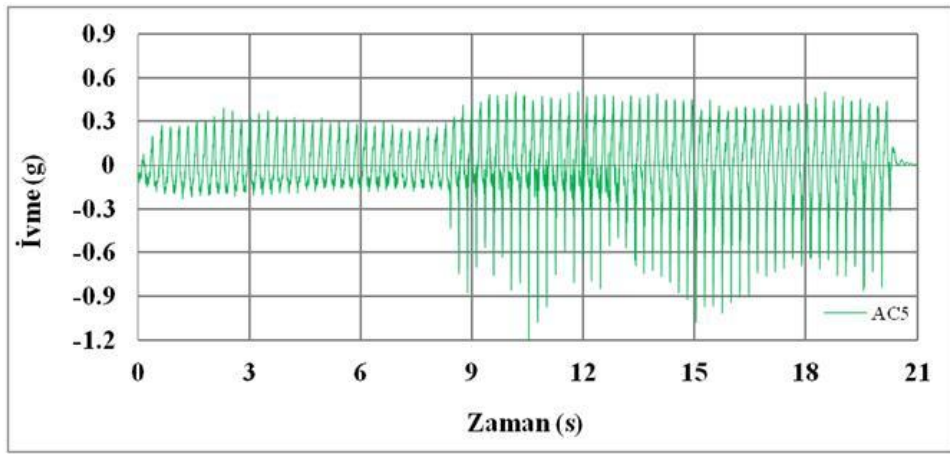


(b) Blok 2

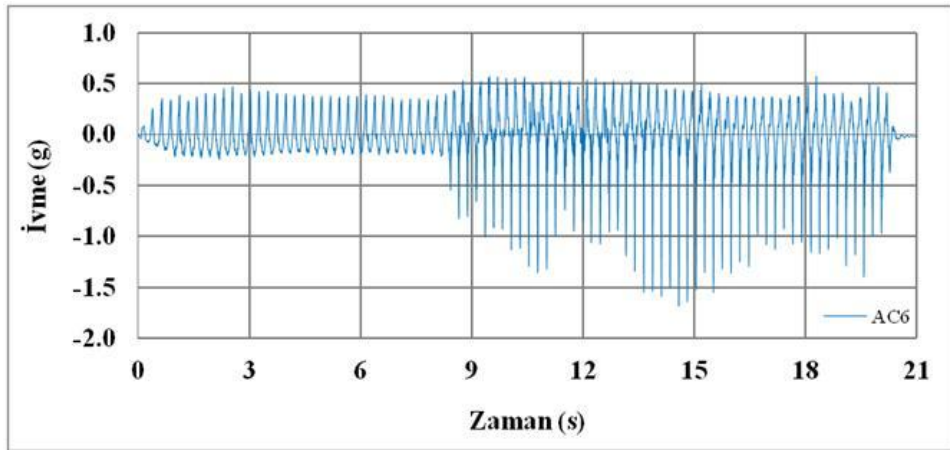
Şekil A.0.5 Deney no:5 $f=4$ Hz



(c) Blok 3

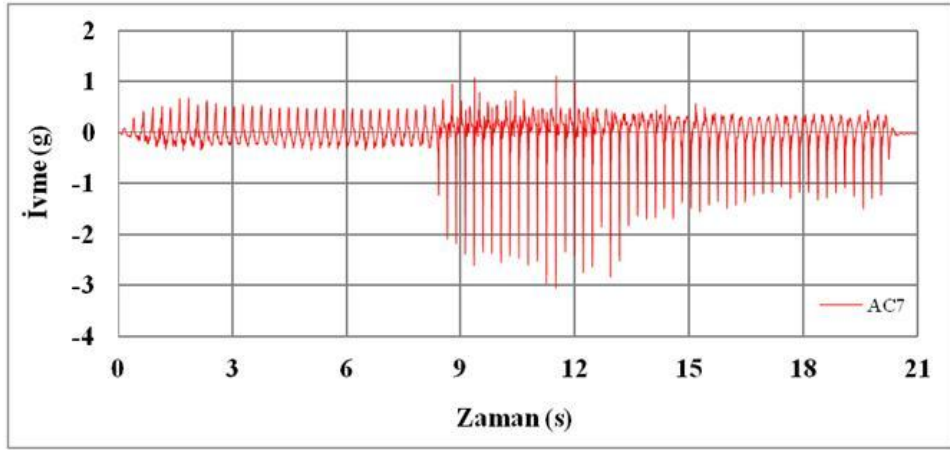


(d) Blok 4



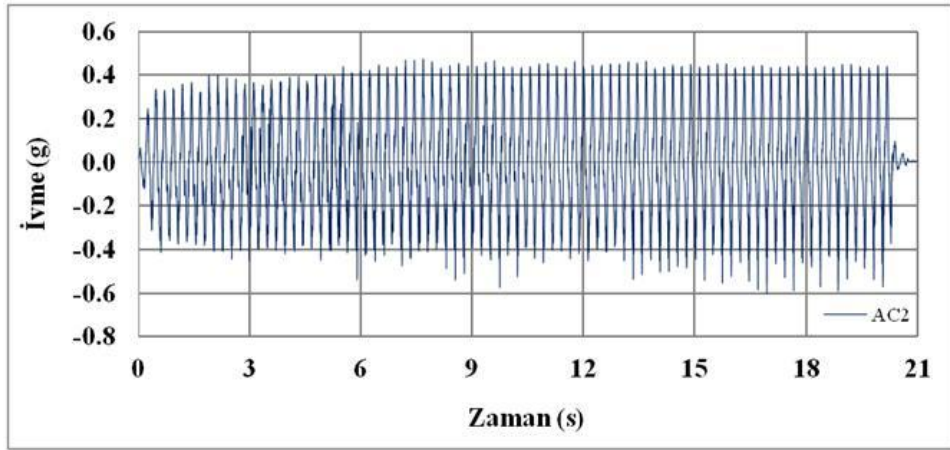
(e) Blok 5

Şekil A.0.5 Deney no:5 $f=4$ Hz (devamı)

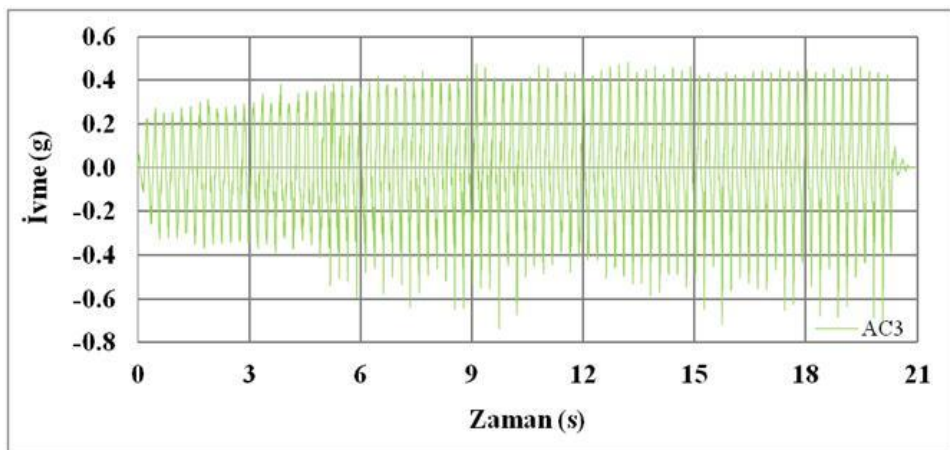


(f) Blok 6

Şekil A.0.5 Deney no:5 $f=4$ Hz (devamı)

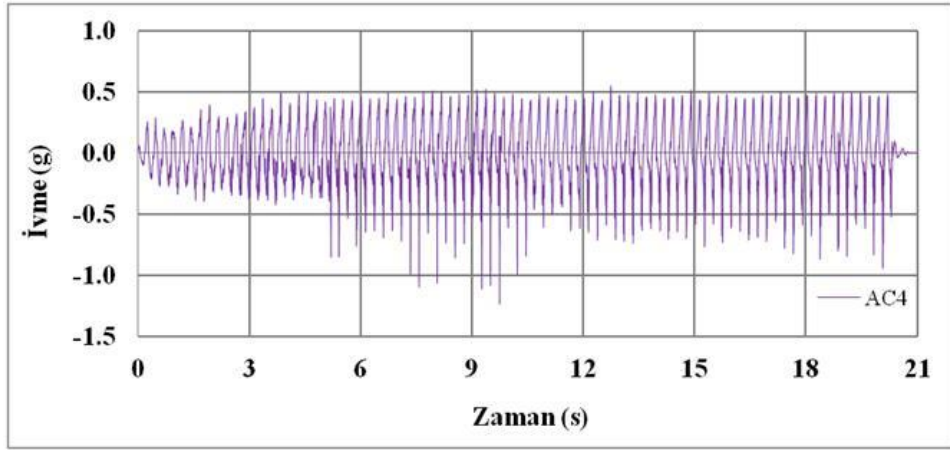


(a) Blok 1

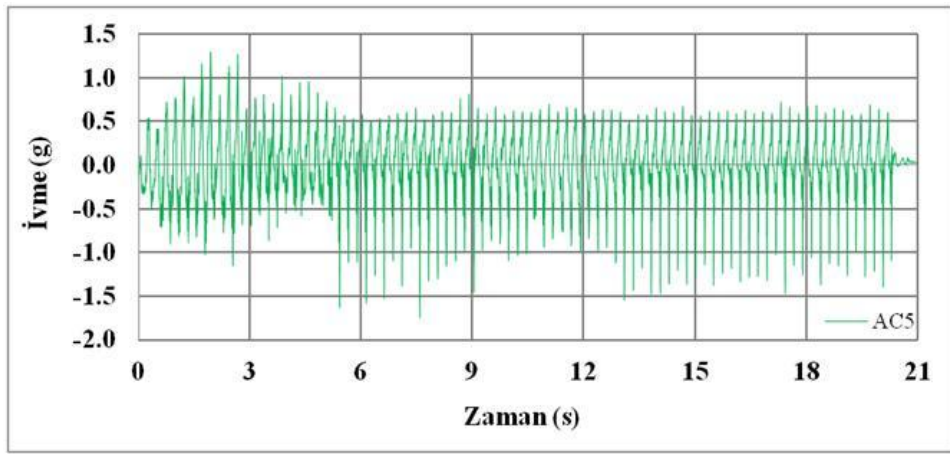


(b) Blok 2

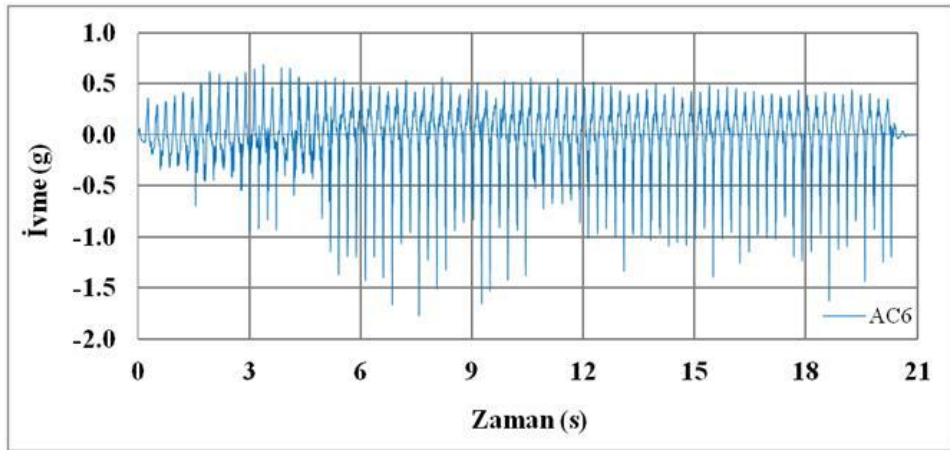
Şekil A.0.6 Deney no:6 $f=4$ Hz



(c) Blok 3

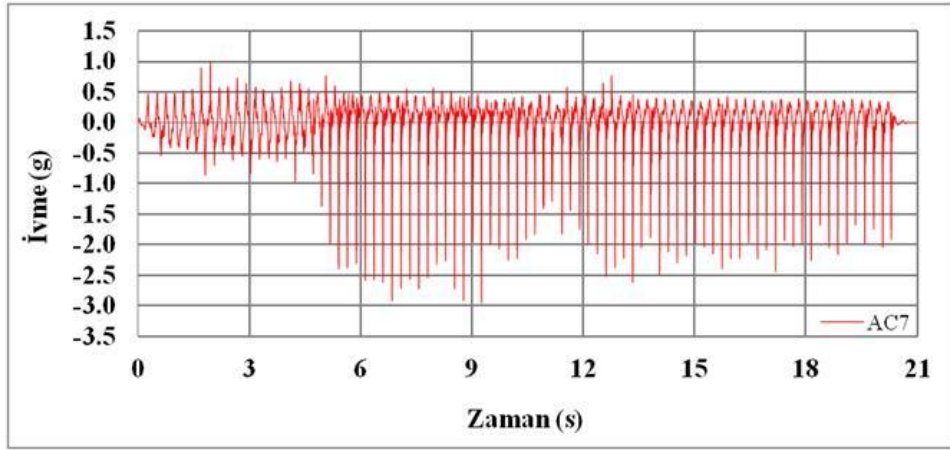


(d) Blok 4



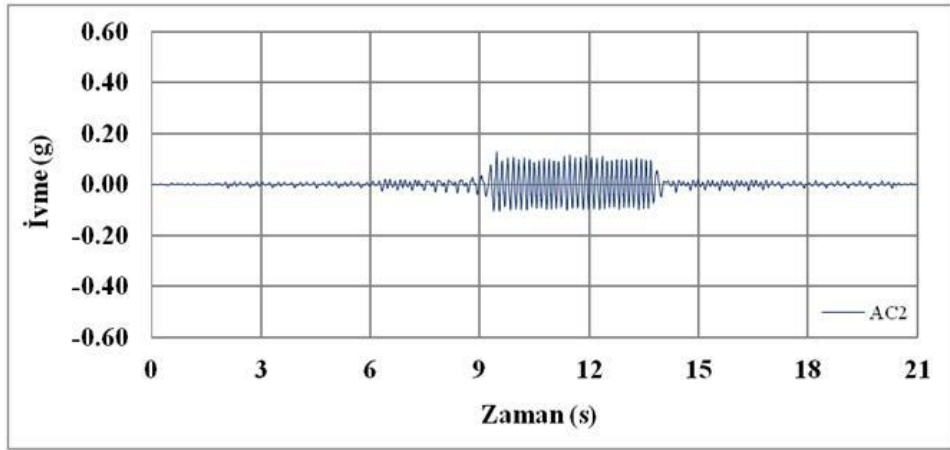
(e) Blok 5

Şekil A.0.6 Deney no:6 $f=4$ Hz (devamı)

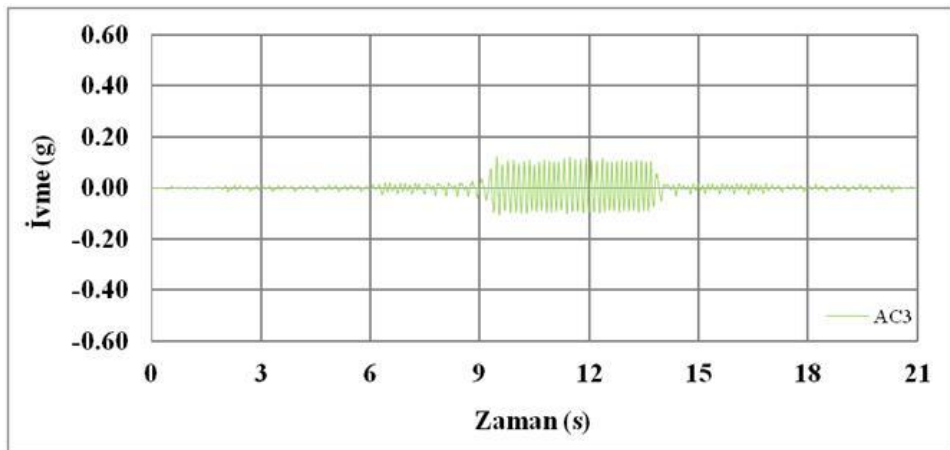


(f) Blok 6

Şekil A.0.6 Deney no:6 $f=4$ Hz (devamı)

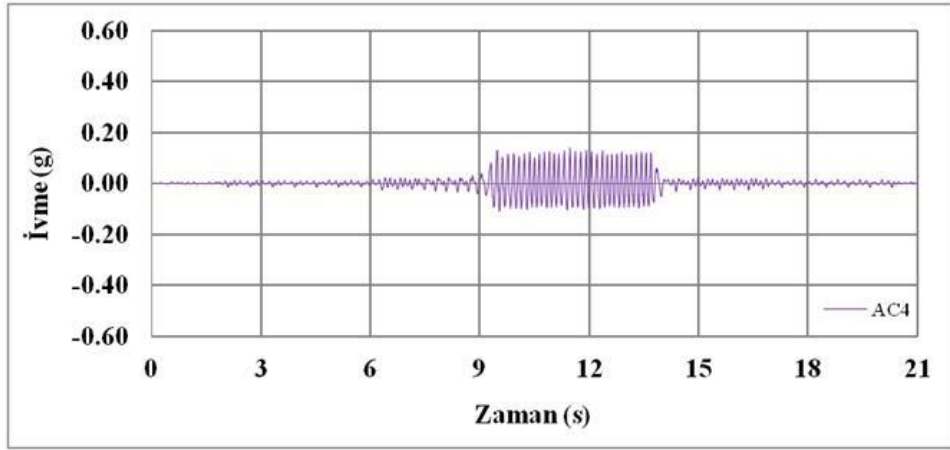


(a) Blok 1

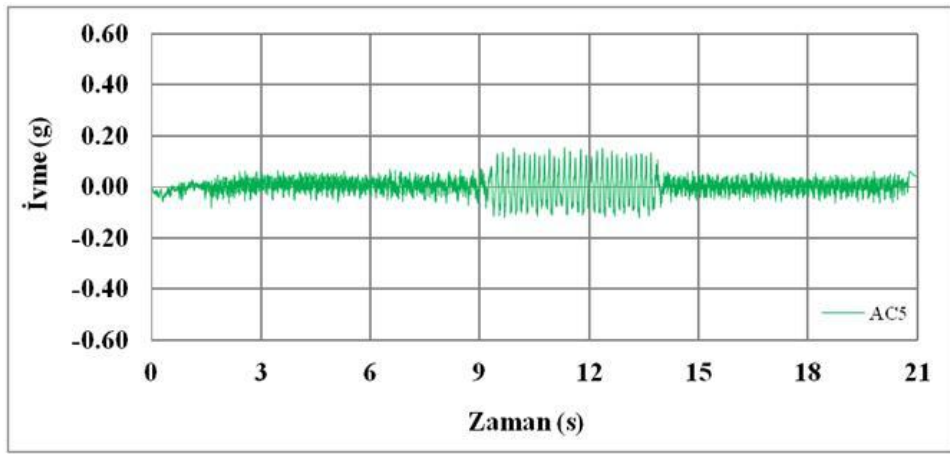


(b) Blok 2

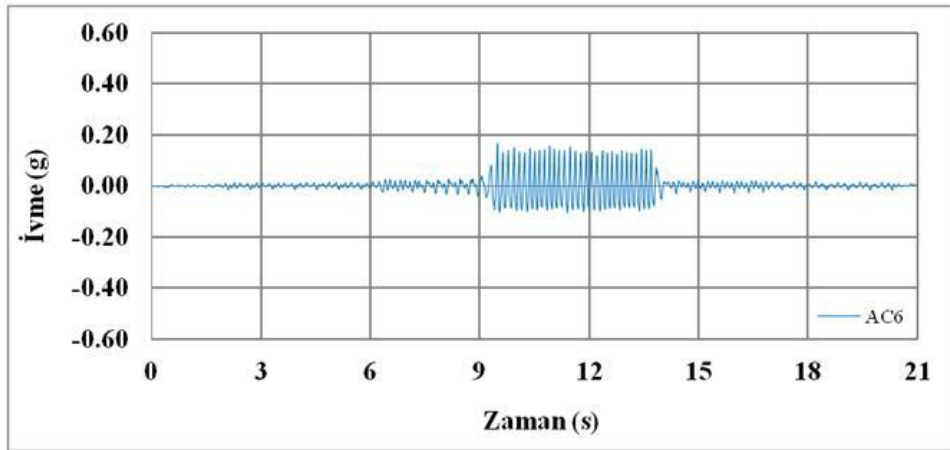
Şekil A.0.7 Deney no:7 $f=7$ Hz



(c) Blok 3

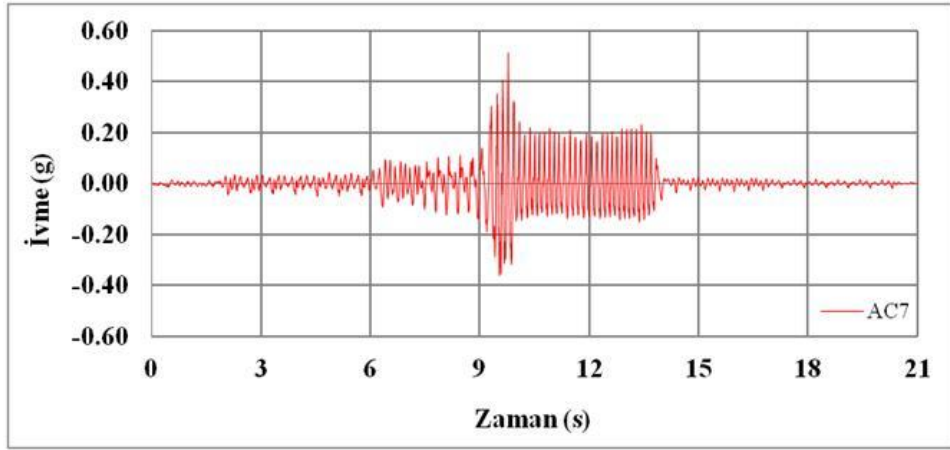


(d) Blok 4



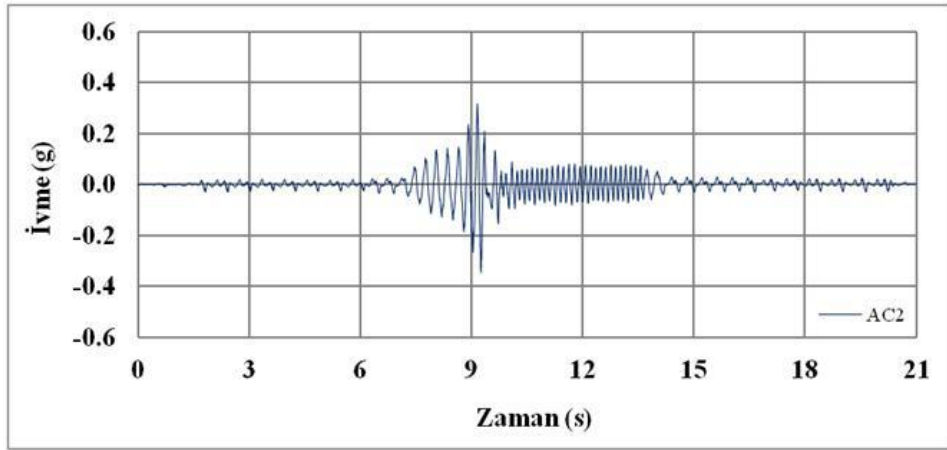
(e) Blok 5

Şekil A.0.7 Deney no:7 $f=7$ Hz (devamı)

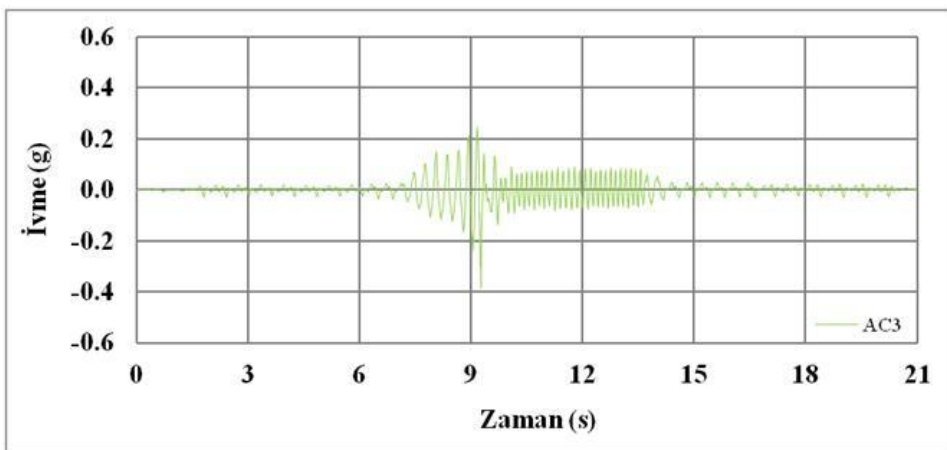


(f) Blok 6

Şekil A.0.7 Deney no:7 $f=7$ Hz (devamı)

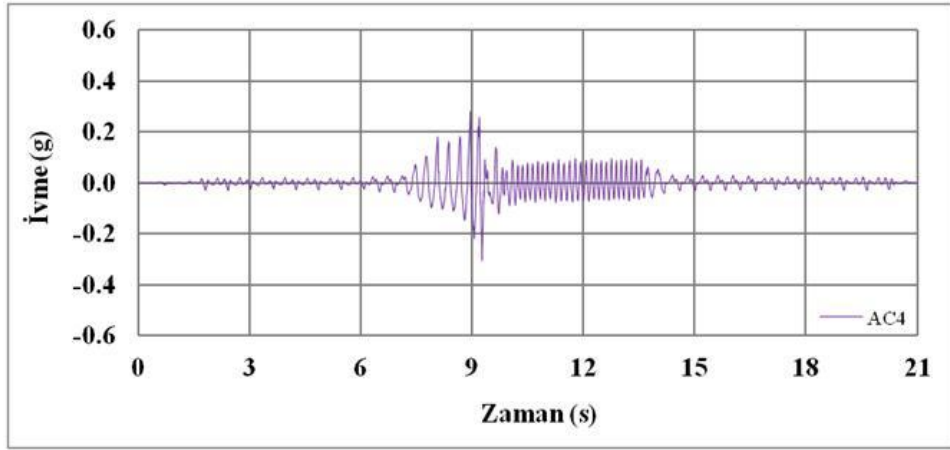


(a) Blok 1

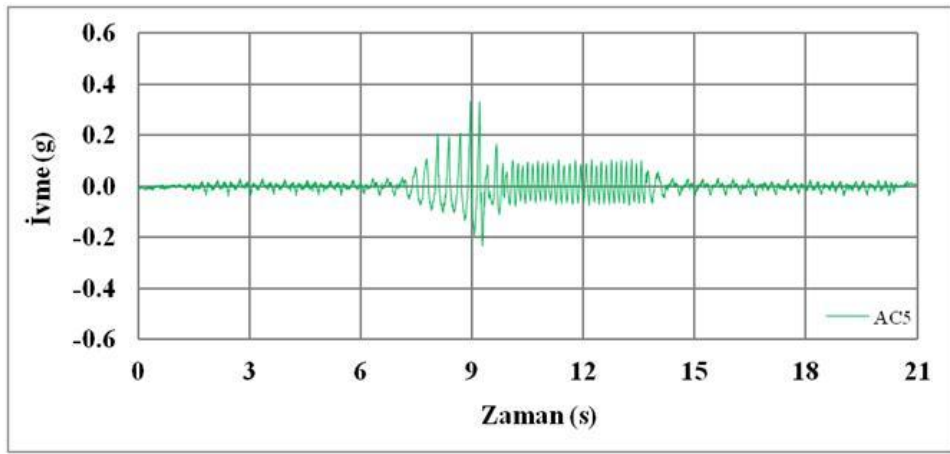


(b) Blok 2

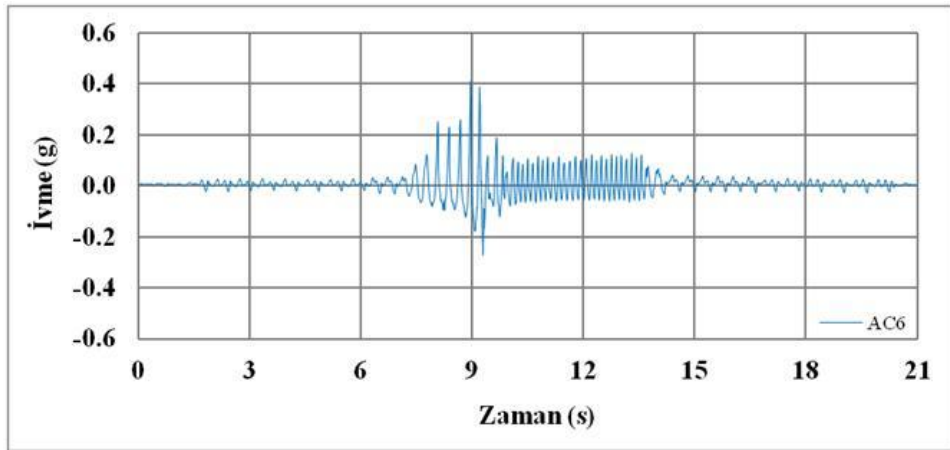
Şekil A.0.8 Deney no:8 $f=3.6$ Hz



(c) Blok 3

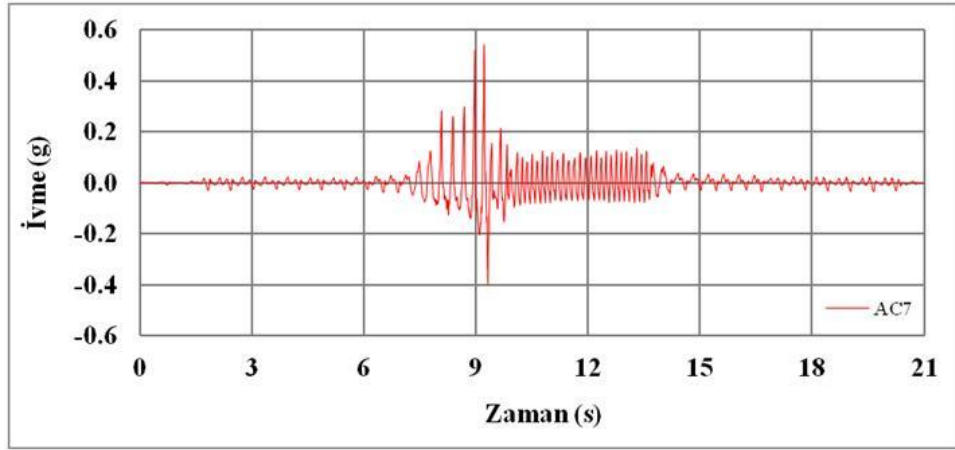


(d) Blok 4



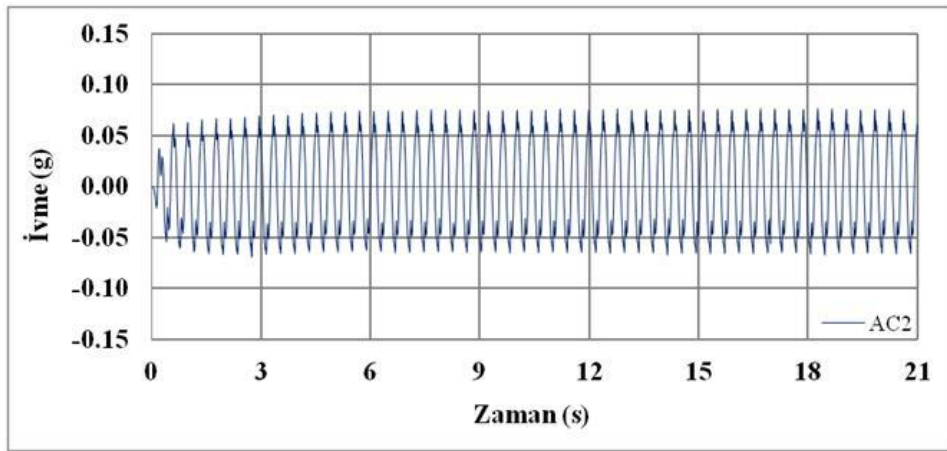
(e) Blok 5

Şekil A.0.8 Deney no:8 $f=3.6$ Hz (devamı)

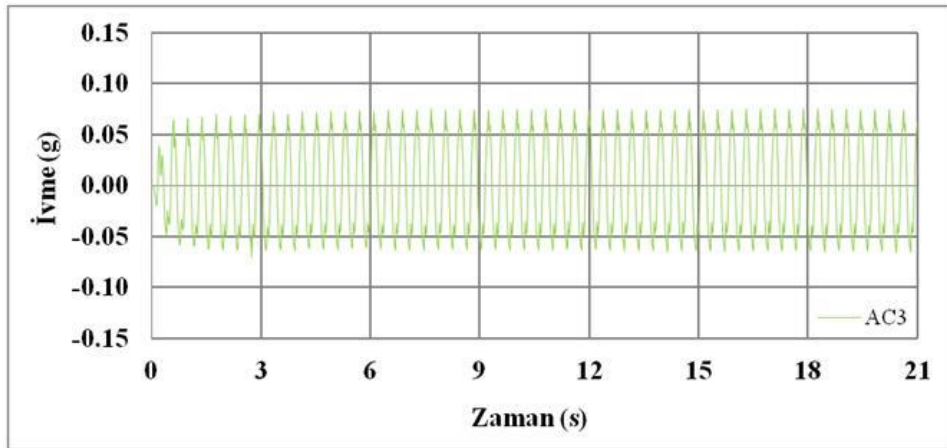


(f) Blok 6

Şekil A.0.8 Deney no:8 $f=3.6$ Hz (devamı)

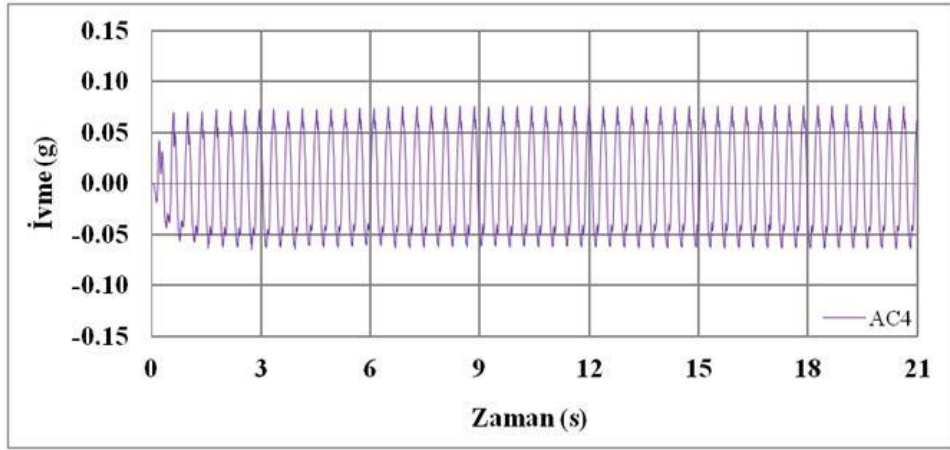
İkinci Tip Düz Bloklı Model İvme Verileri

(a) Blok 1

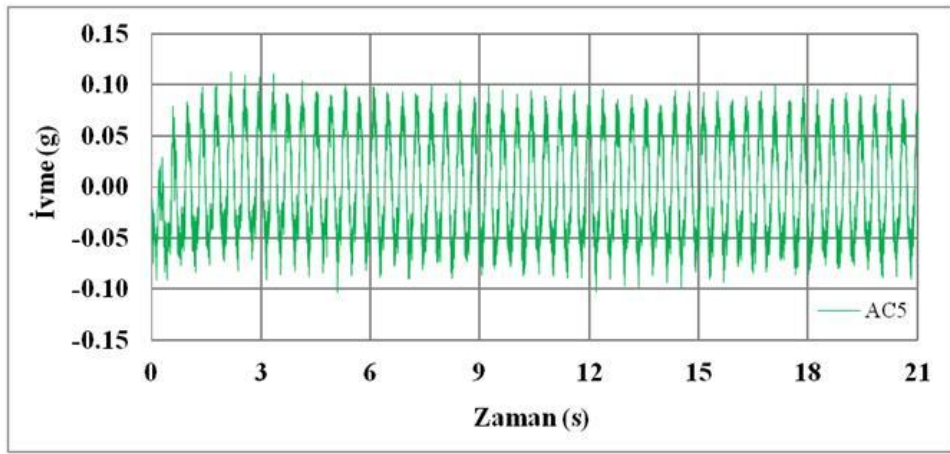


(b) Blok 2

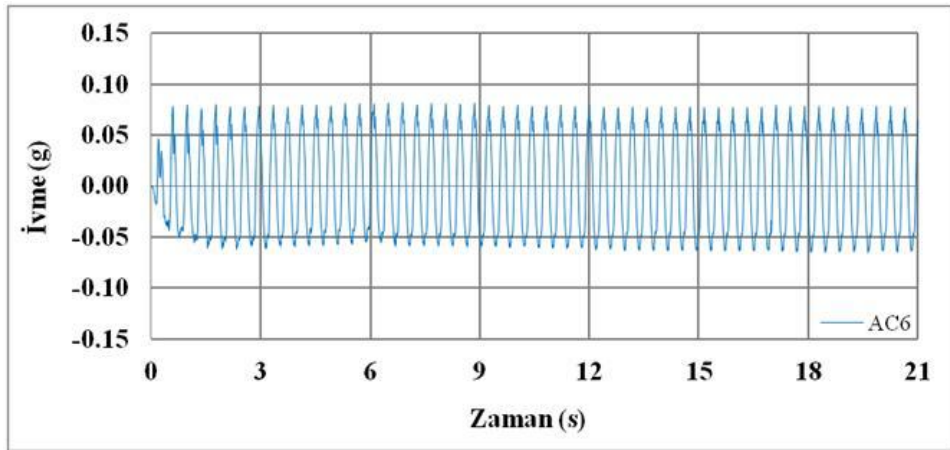
Şekil B.0.1 Deney no:1 $f=3$ Hz



(c) Blok 3

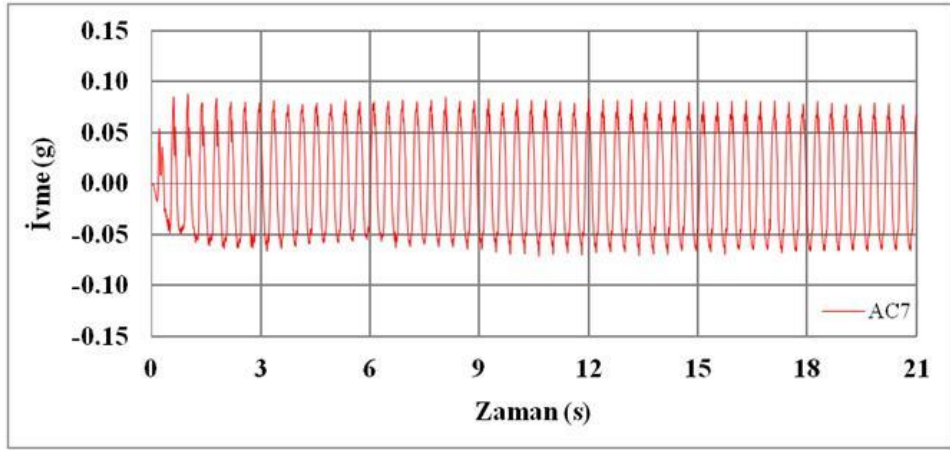


(d) Blok 4



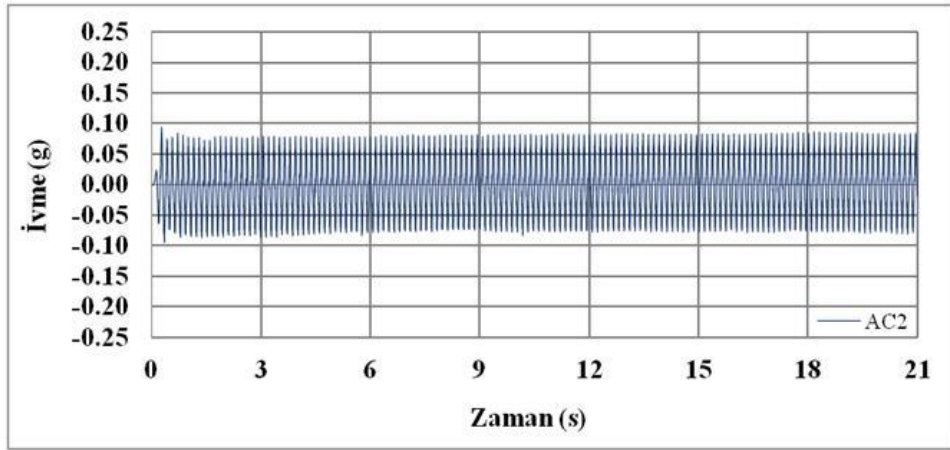
(e) Blok 5

Şekil B.0.1 Deney no:1 $f=3$ Hz (devamı)

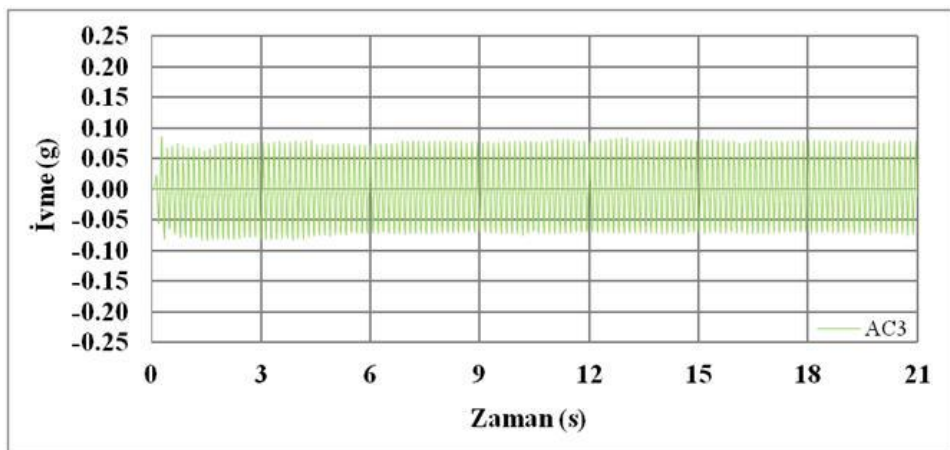


(f) Blok 6

Şekil B.0.1 Deney no:1 $f=3$ Hz (devamı)

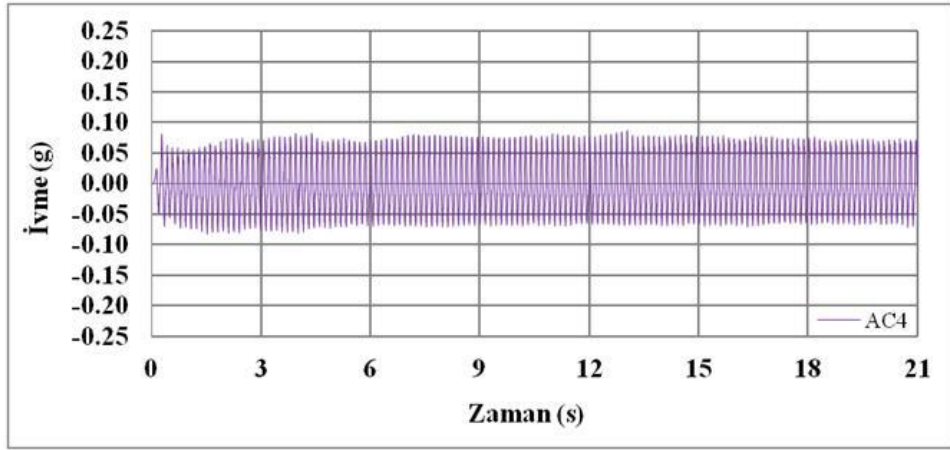


(a) Blok 1

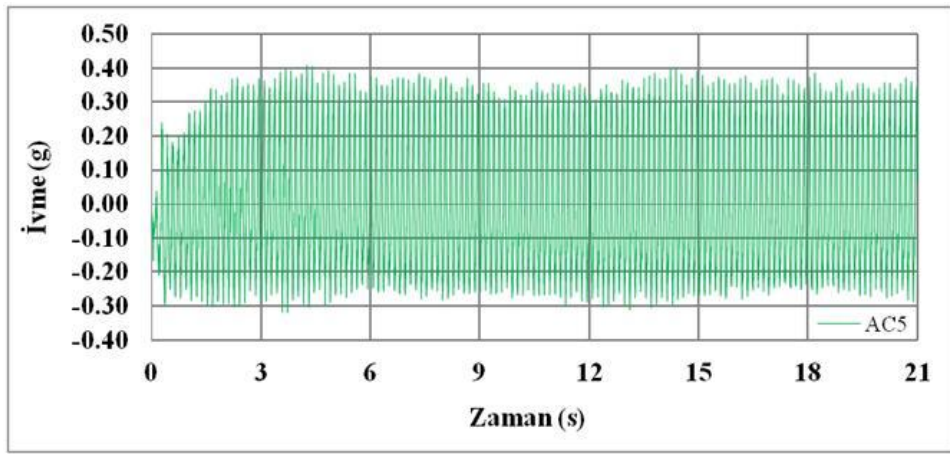


(b) Blok 2

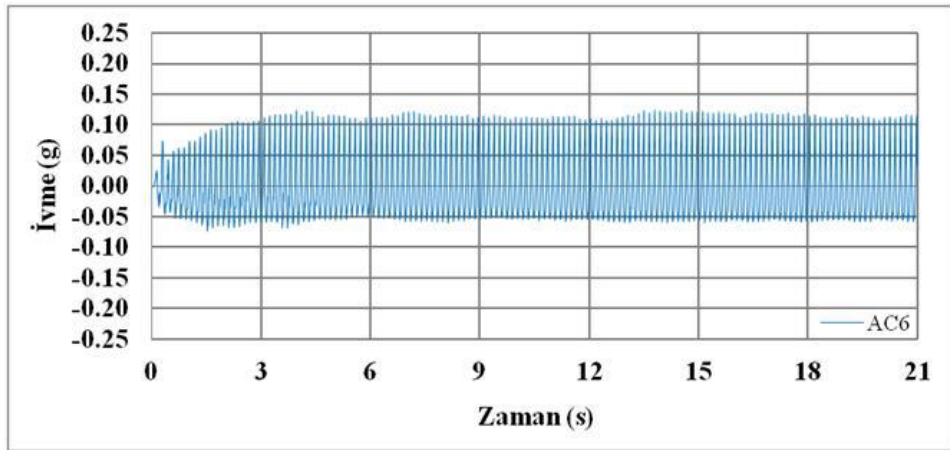
Şekil B.0.2 Deney no:2 $f=7$ Hz



(c) Blok 3

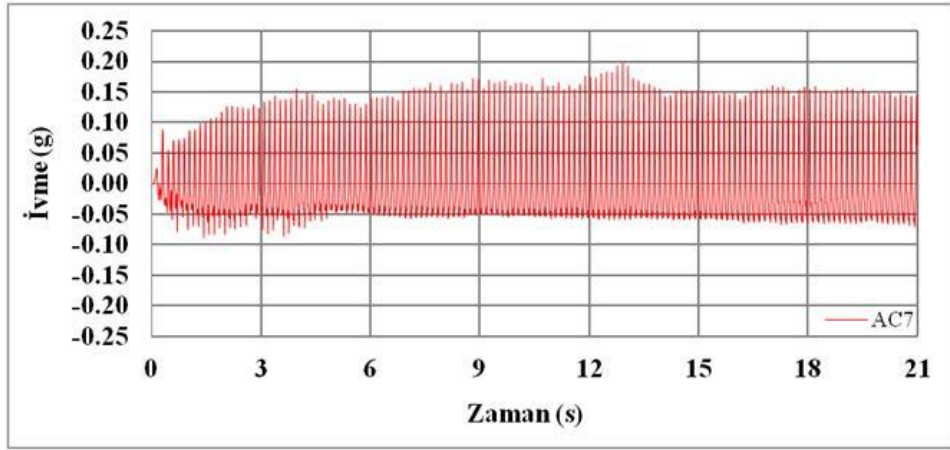


(d) Blok 4



(e) Blok 5

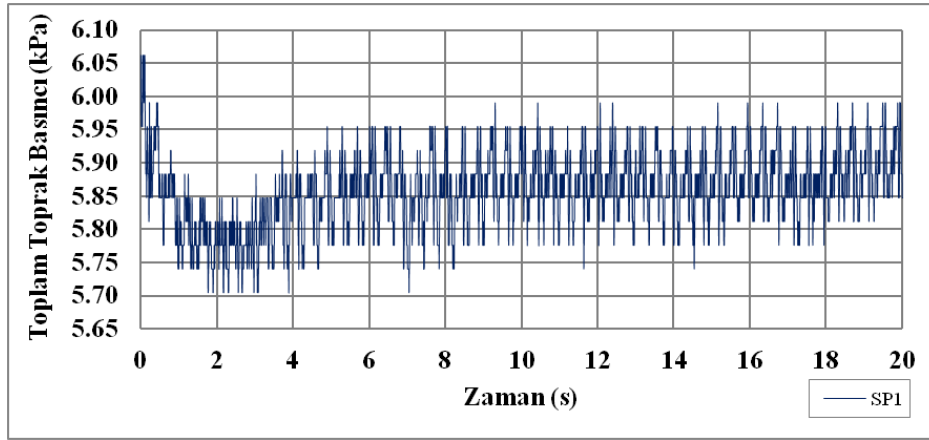
Şekil B.0.2 Deney no:2 $f=7$ Hz (devamı)



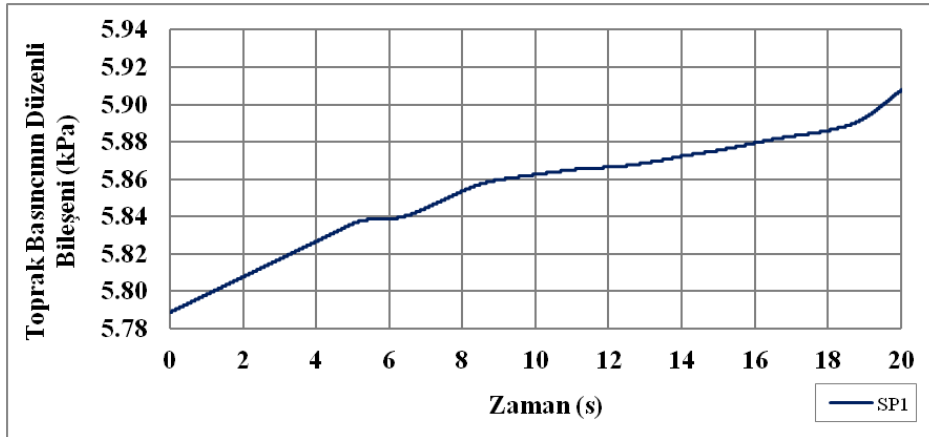
(f) Blok 6

Şekil B.0.2 Deney no:2 $f=7$ Hz (devamı)

Birinci Tip Düz Bloklı Model Toprak Basıncı Verileri



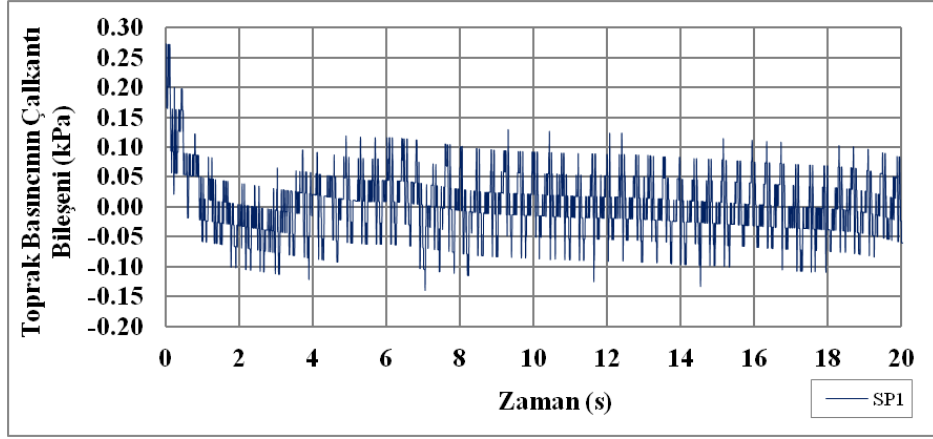
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

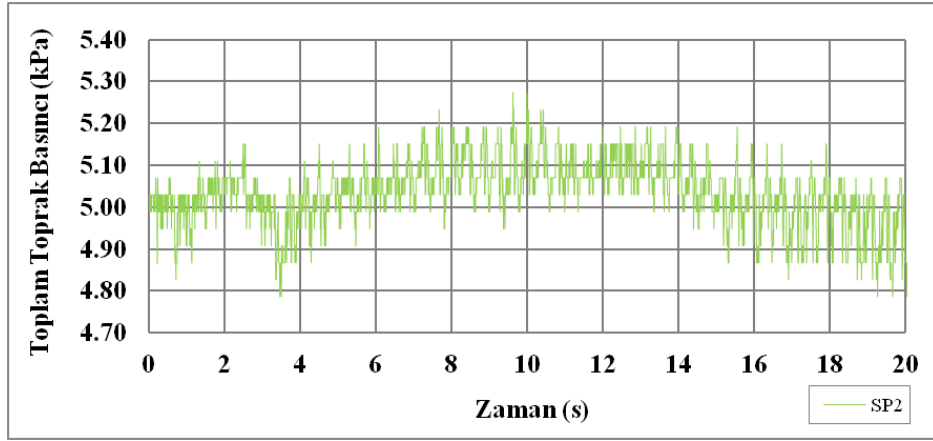
(a) Blok 1

Şekil C.0.1 Deney no:1 $f=3$ Hz

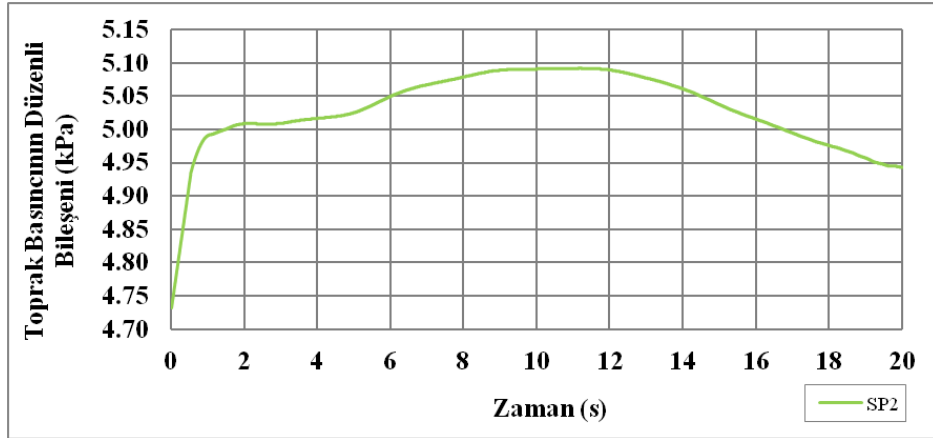


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(a) Blok 1



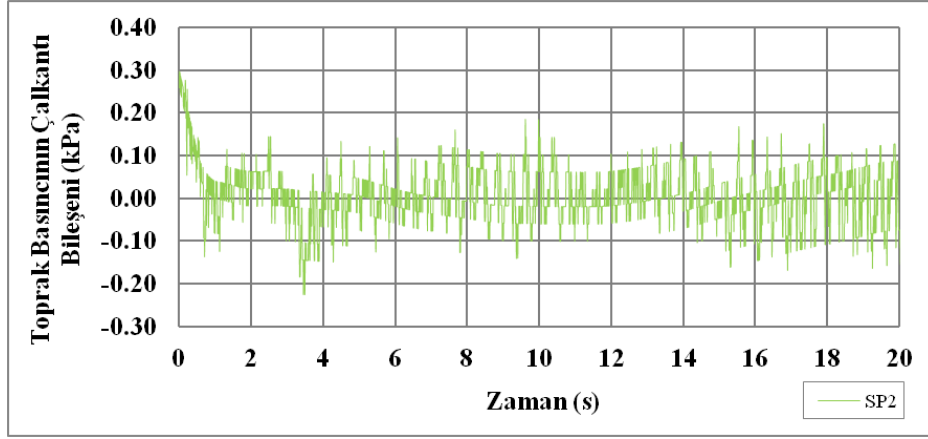
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

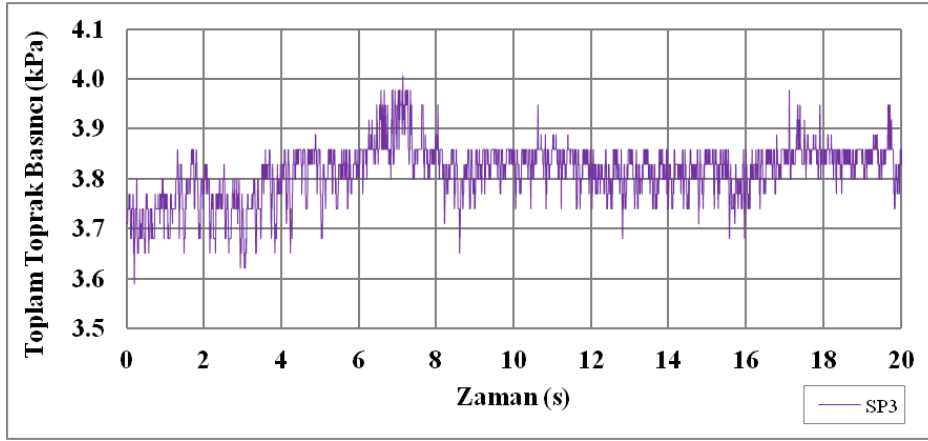
(b) Blok 2

Şekil C.0.1 Deney no:1 $f=3$ Hz (devamı)

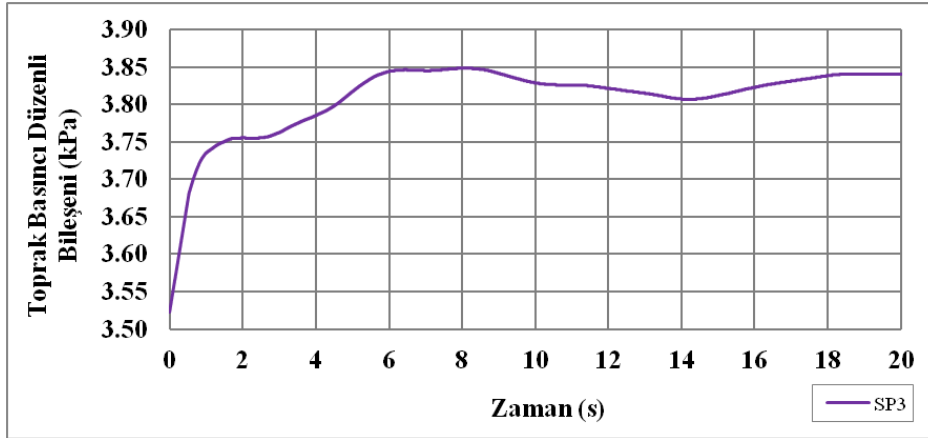


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(b) Blok 2



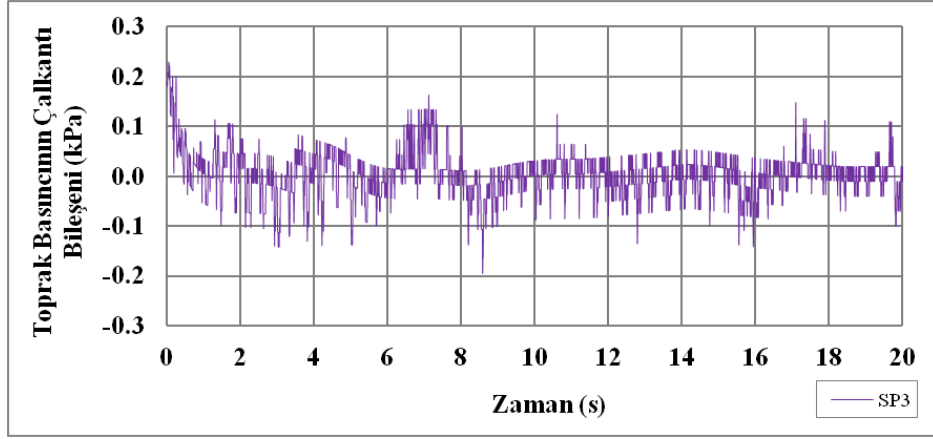
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşen

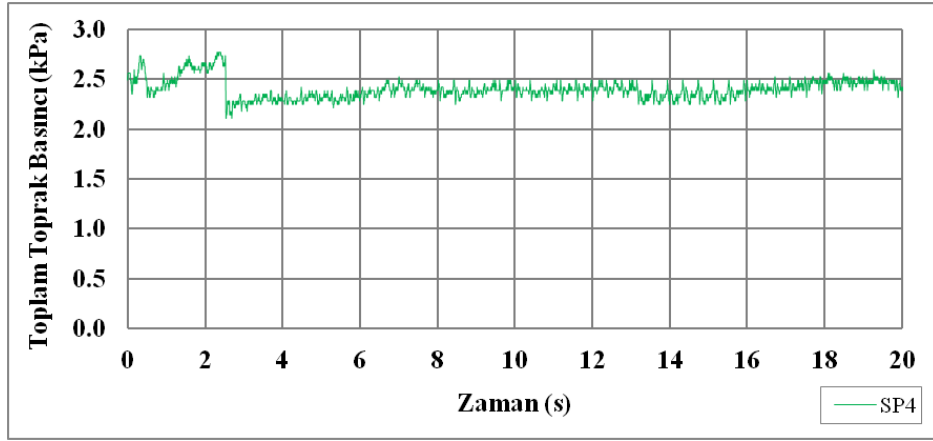
(c) Blok 3

Şekil C.0.1 Deney no:1 $f=3$ Hz (devamı)

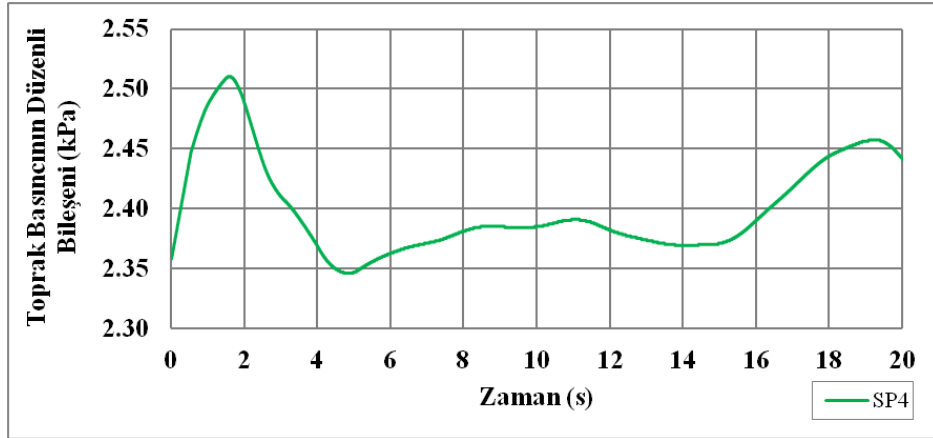


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(c) Blok 3



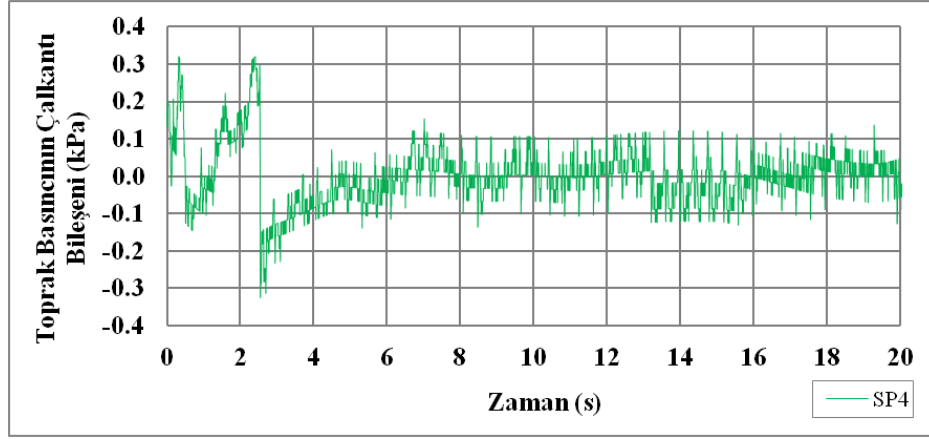
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

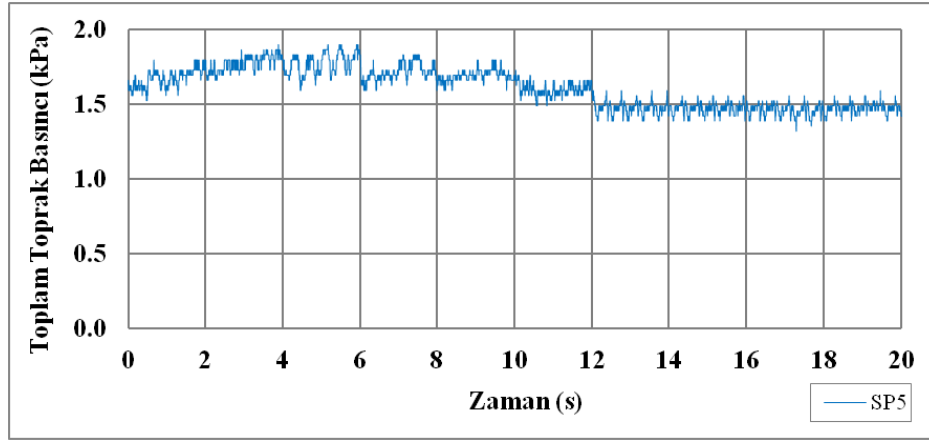
(d) Blok 4

Şekil C.0.1 Deney no:1 $f=3$ Hz (devamı)

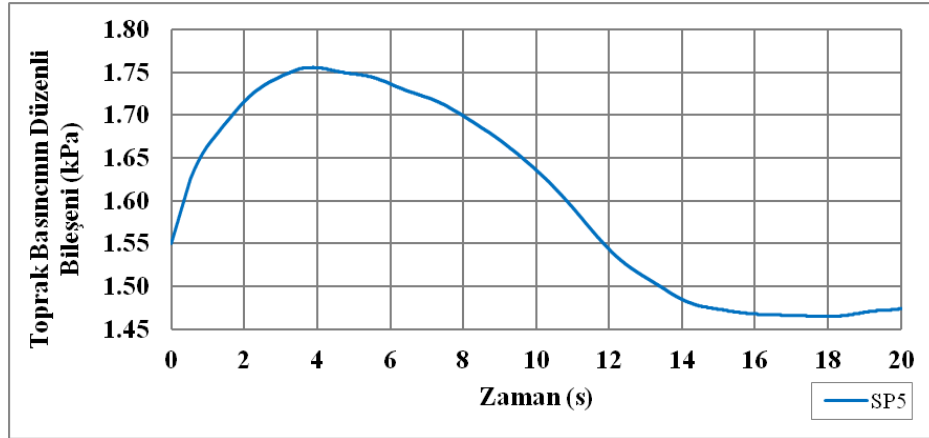


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(d) Blok 4



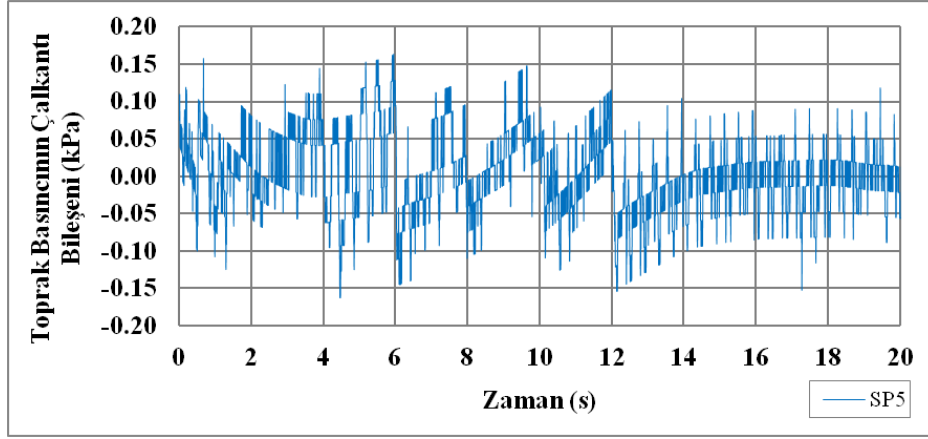
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

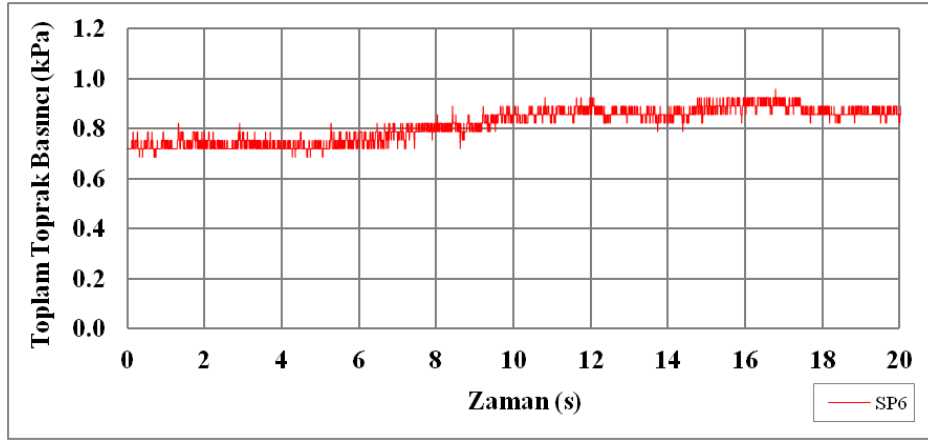
(e) Blok 5

Şekil C.0.1 Deney no:1 $f=3$ Hz (devamı)

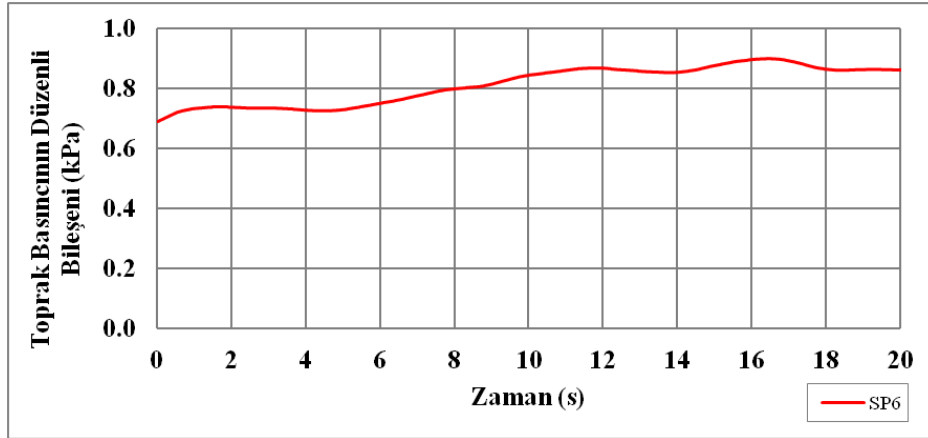


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(e) Blok 5



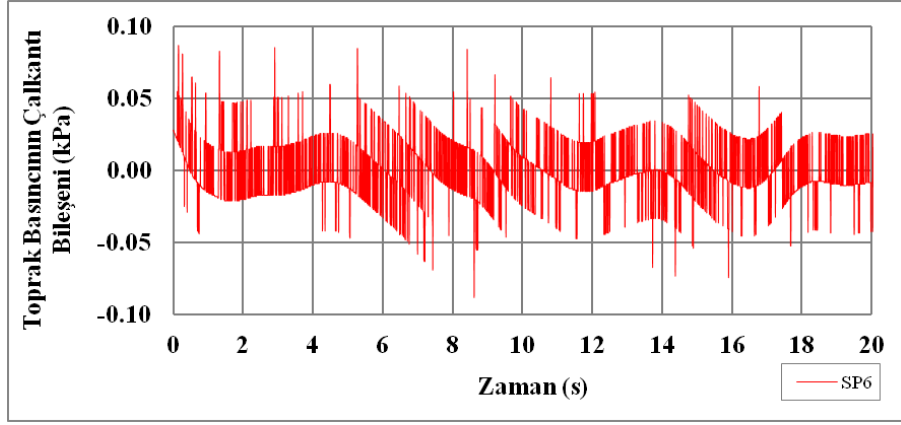
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

(f) Blok 2

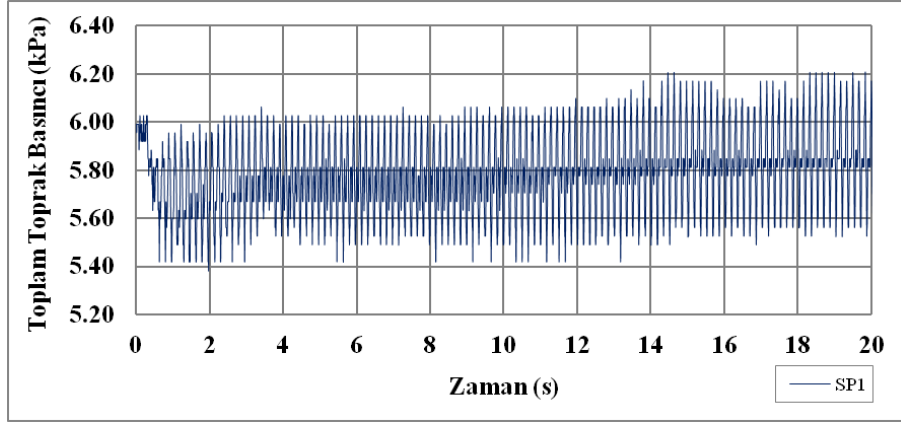
Şekil C.0.1 Deney no:1 $f=3$ Hz (devamı)



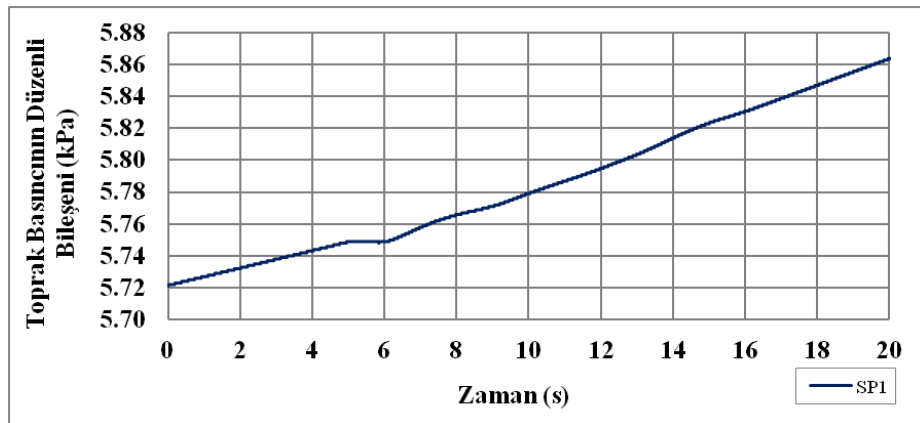
iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(f) Blok 6

Şekil C.0.1 Deney no:1 $f=3$ Hz (devamı)



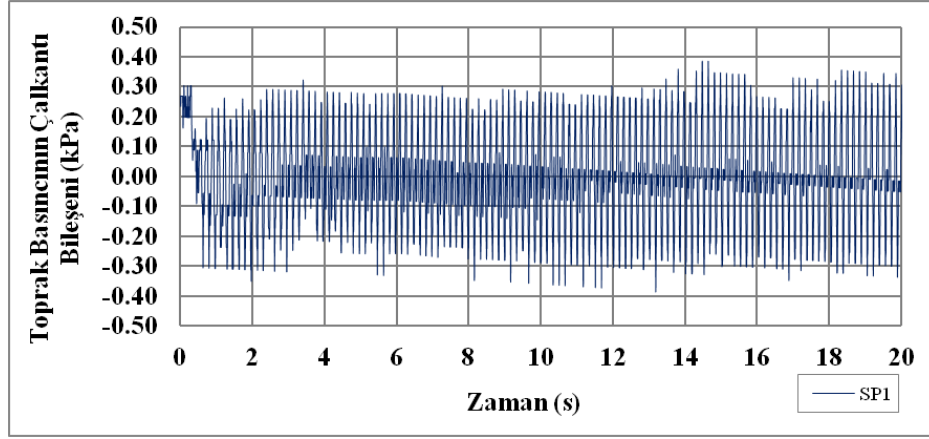
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

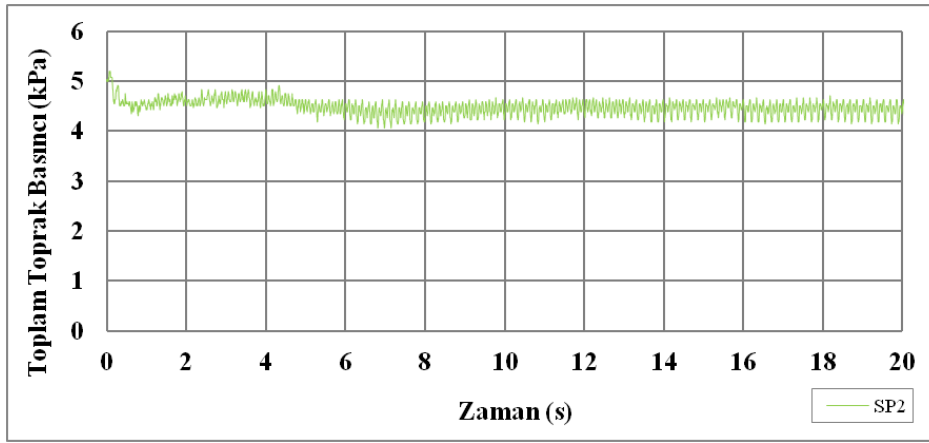
(a) Blok 1

Şekil C.0.2 Deney no:2 $f=6$ Hz

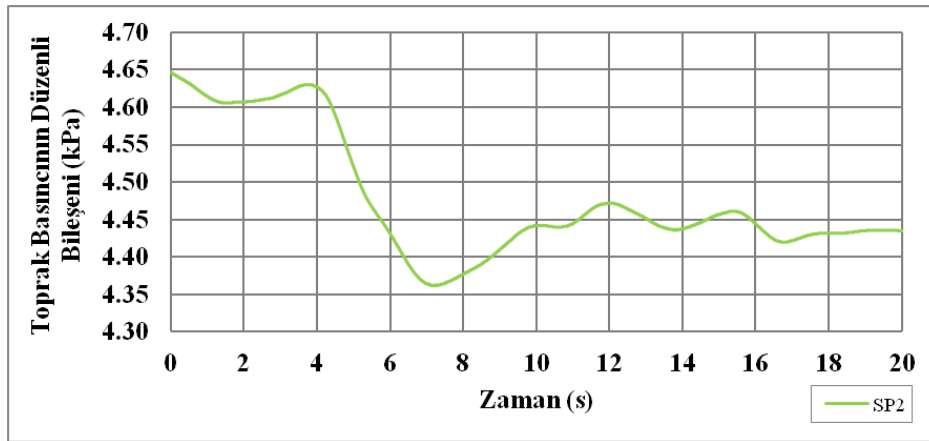


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(a) Blok 1



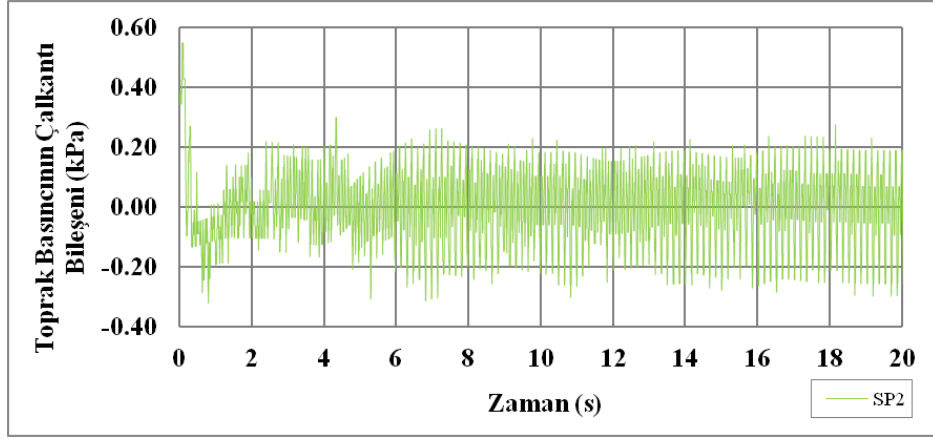
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

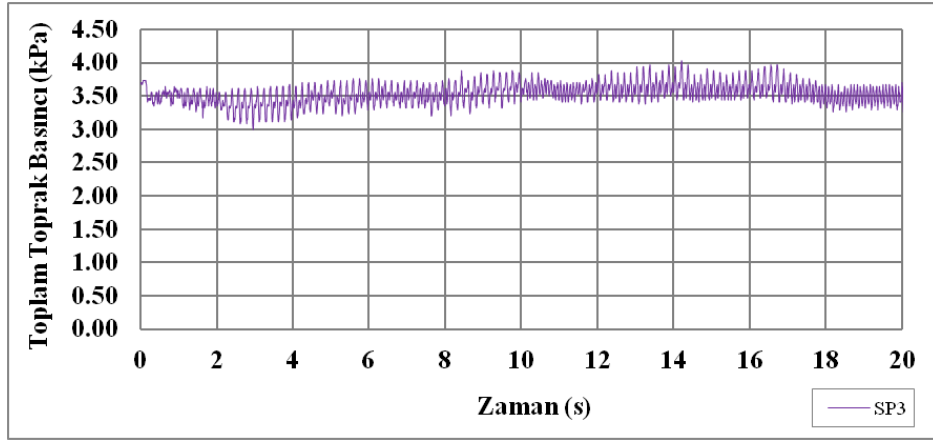
(b) Blok 2

Şekil C.0.2 Deney no:2 $f=6$ Hz (devamı)

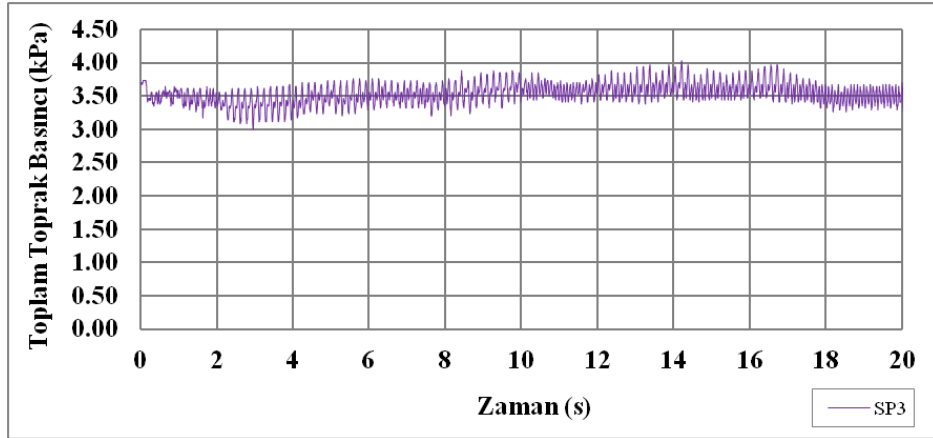


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(b) Blok 2



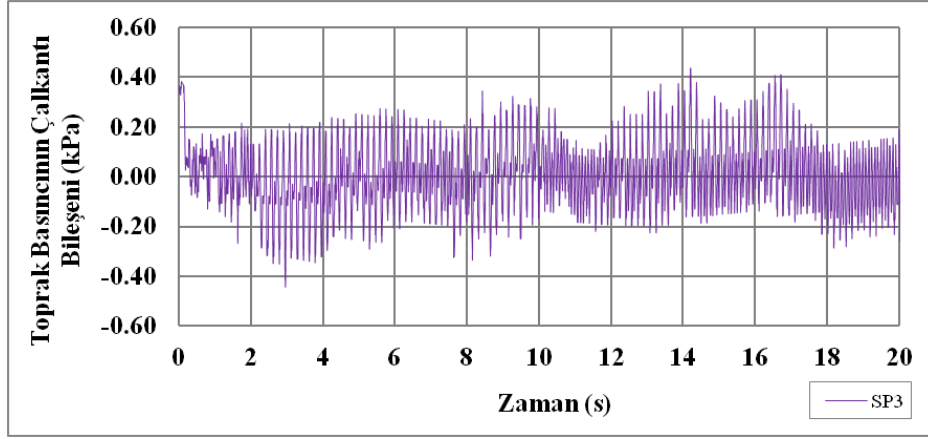
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

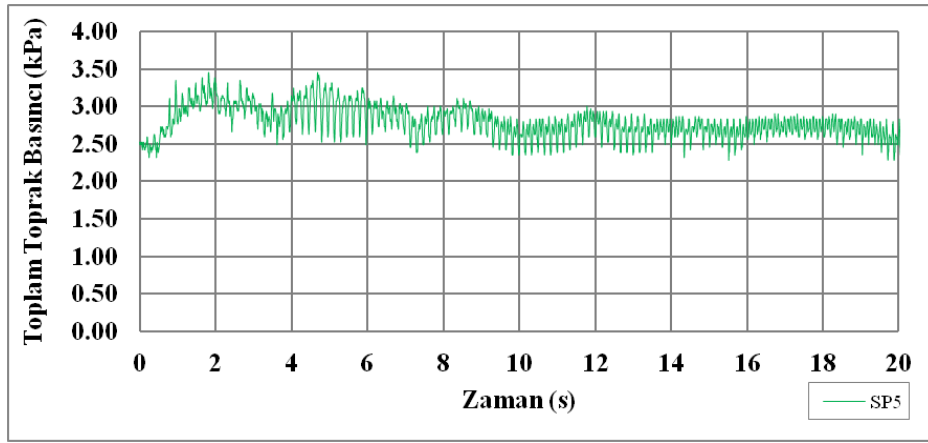
(c) Blok 3

Şekil C.0.2 Deney no:2 $f=6$ Hz (devamı)

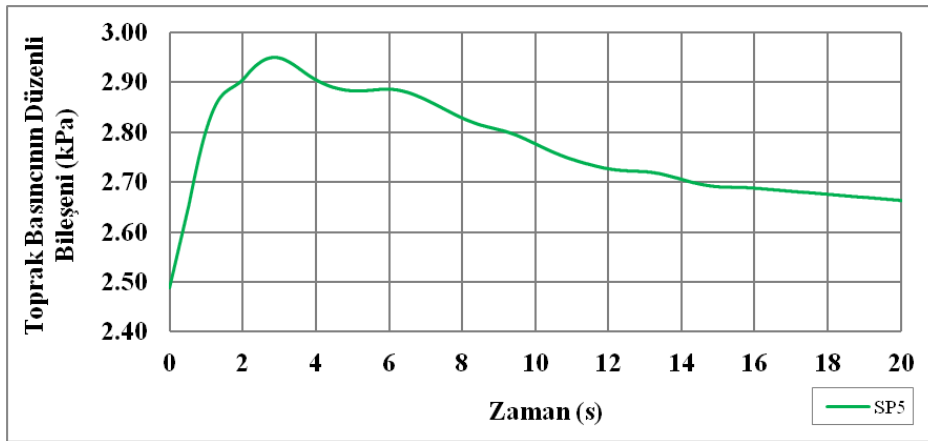


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(c) Blok 3



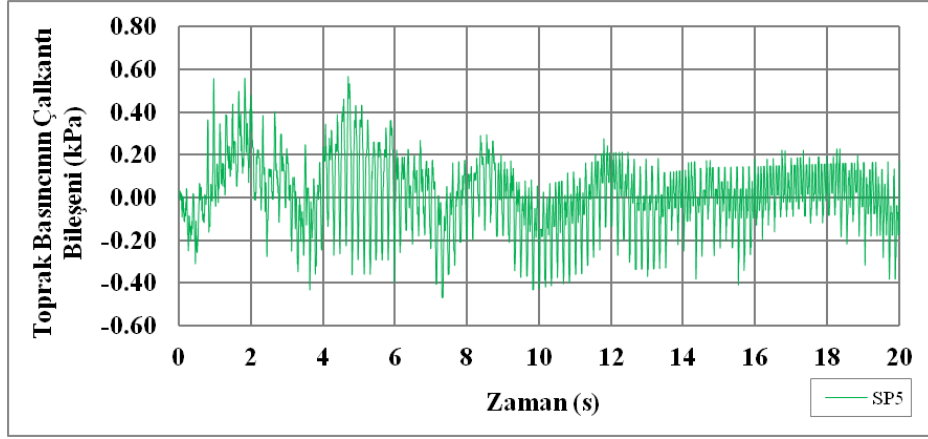
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

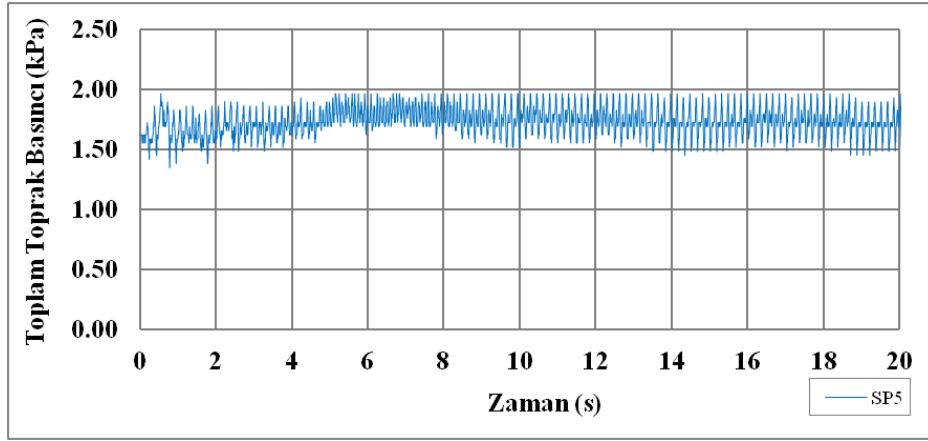
(d) Blok 4

Şekil C.0.2 Deney no:2 $f=6$ Hz (devamı)

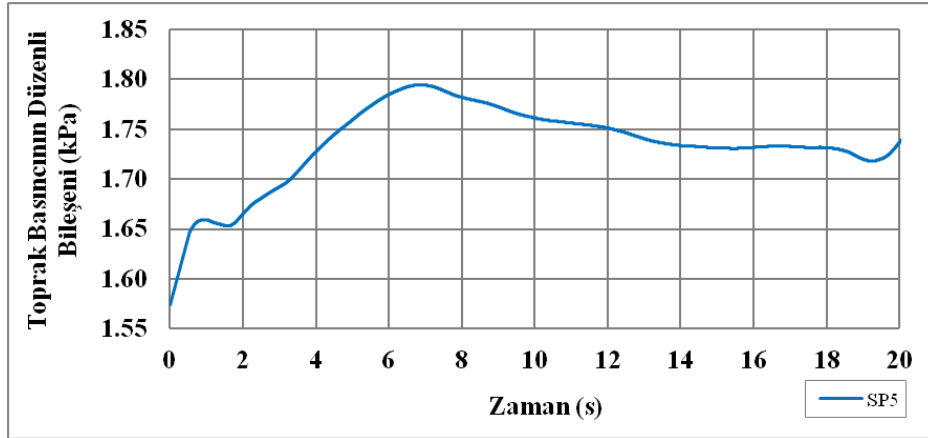


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(d) Blok 4



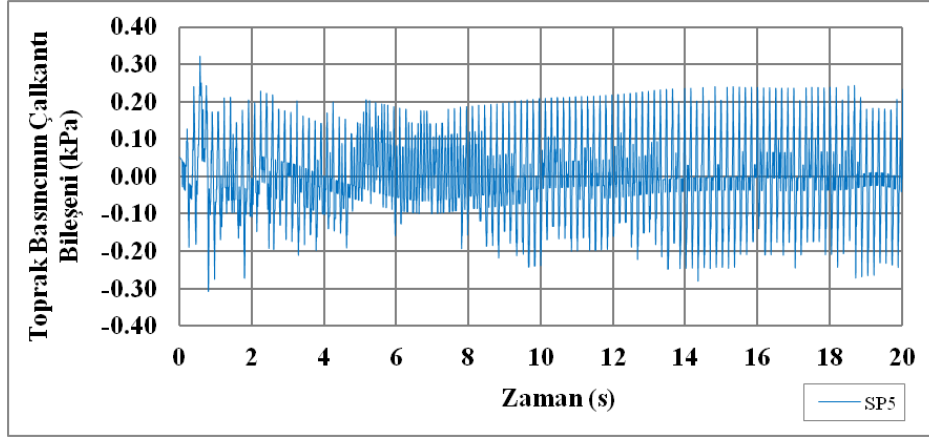
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

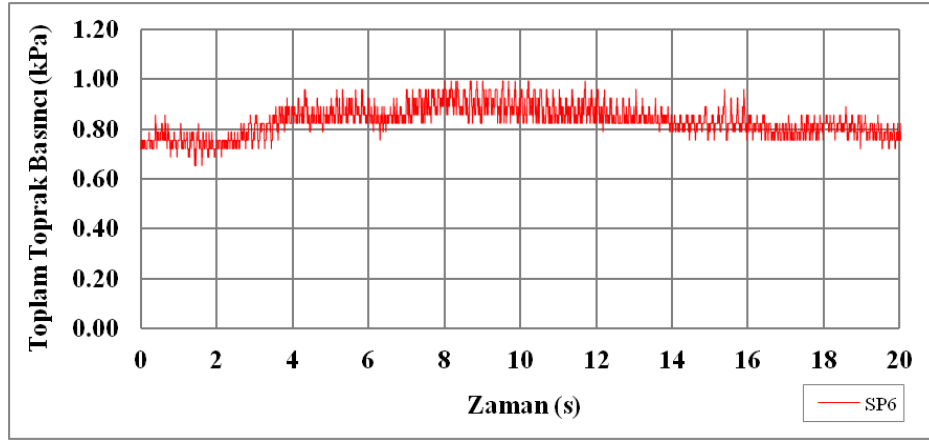
(e) Blok 5

Şekil C.0.2 Deney no:2 $f=6$ Hz (devamı)

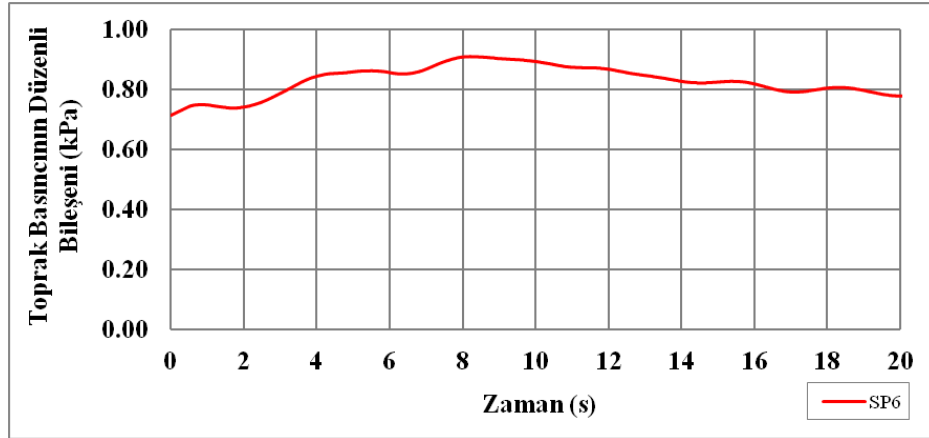


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(e) Blok 5



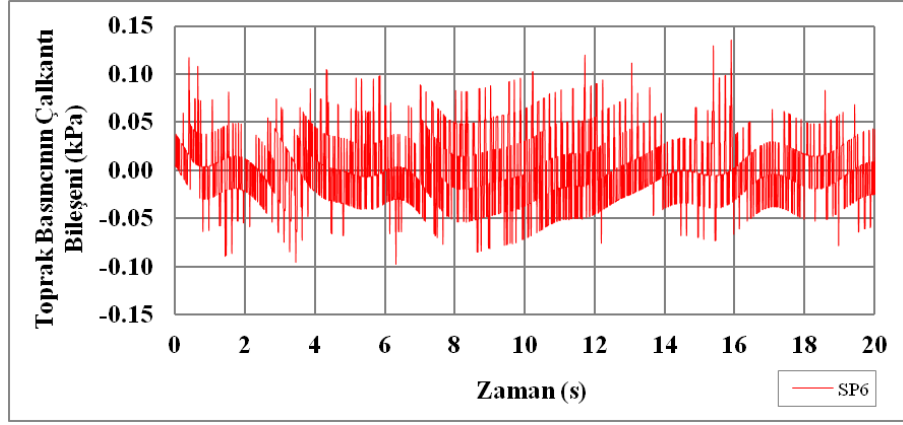
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

(f) Blok 6

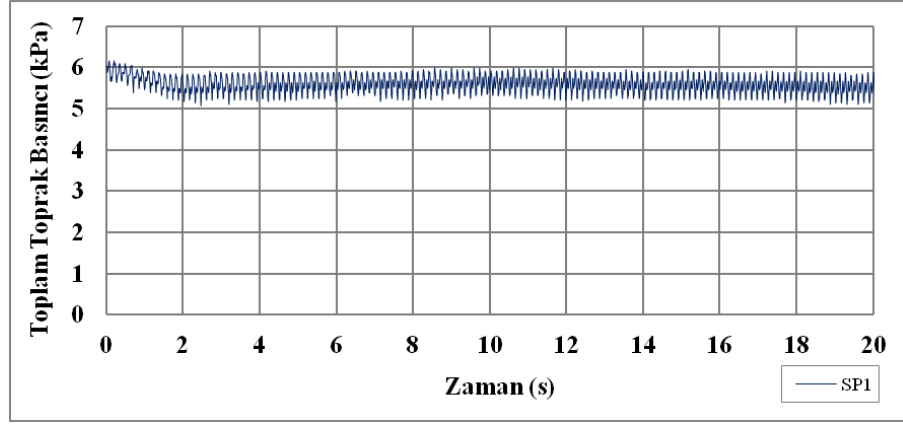
Şekil C.0.2 Deney no:2 $f=6$ Hz (devamı)



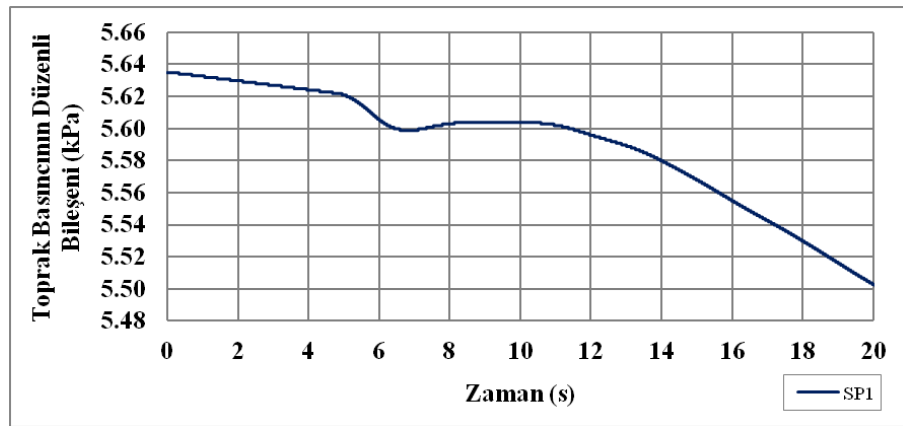
iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(f) Blok 6

Şekil C.0.2 Deney no:2 $f=6$ Hz (devamı)



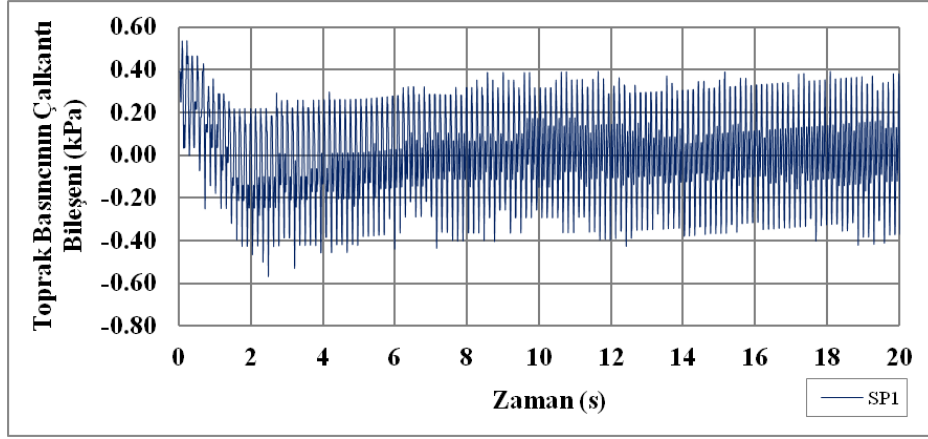
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

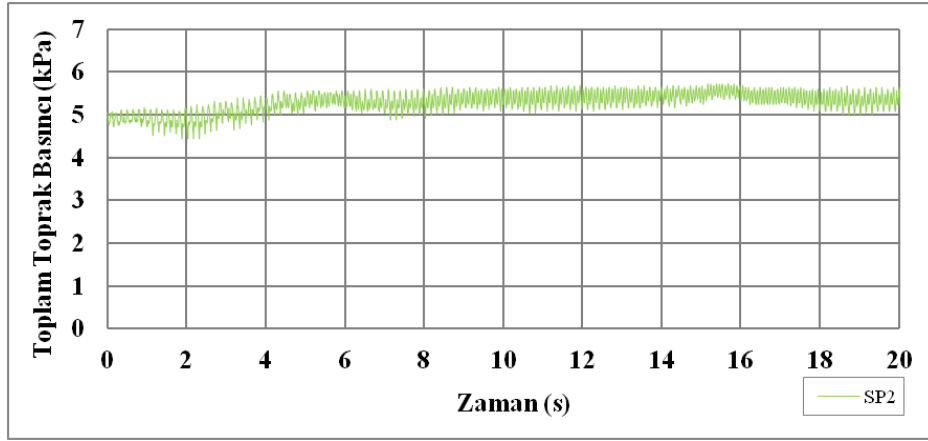
(a) Blok 6

Şekil C.0.3 Deney no:3 $f=7$ Hz

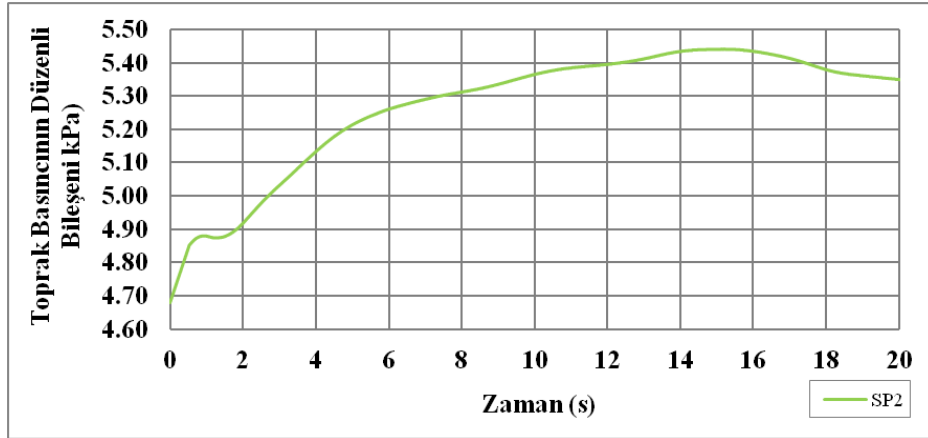


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(a) Blok 1



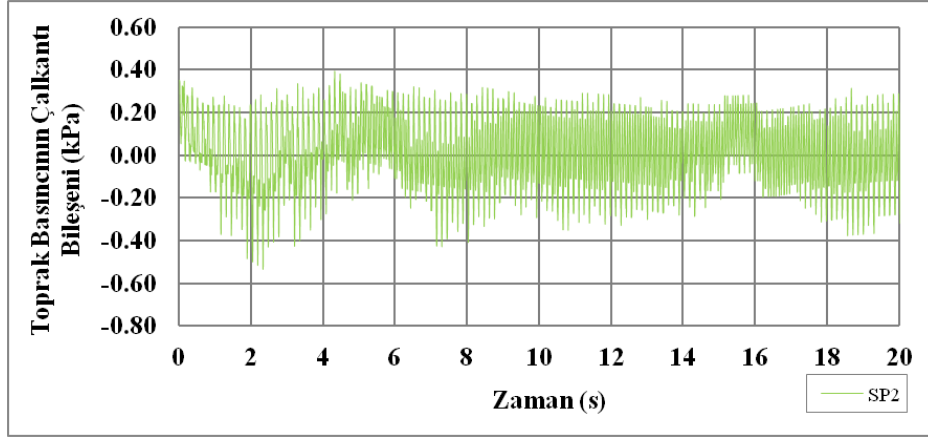
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

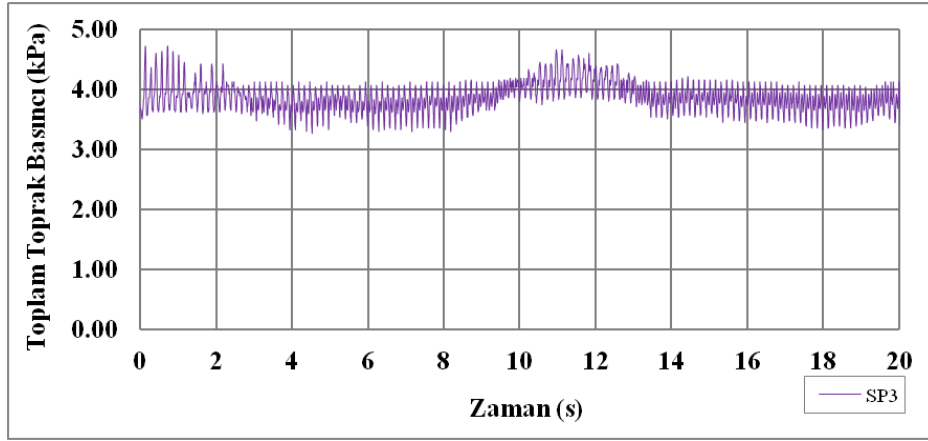
(b) Blok 2

Şekil C.0.3 Deney no:3 $f=7$ Hz (devamı)

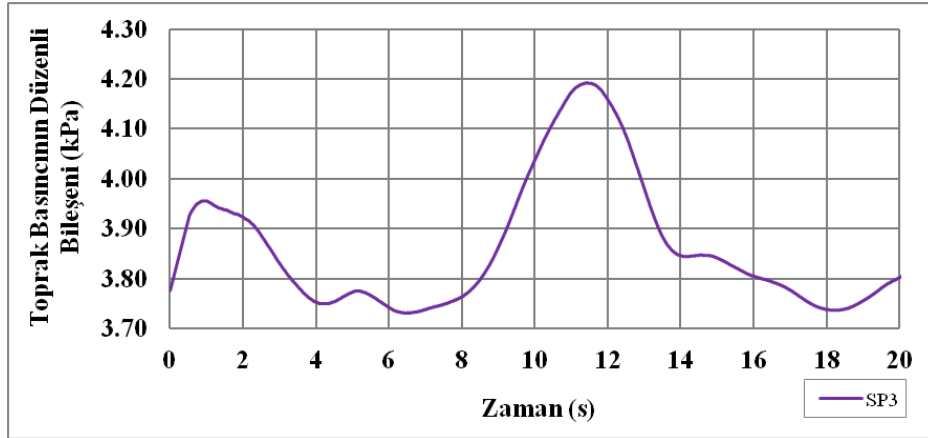


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(b) Blok 2



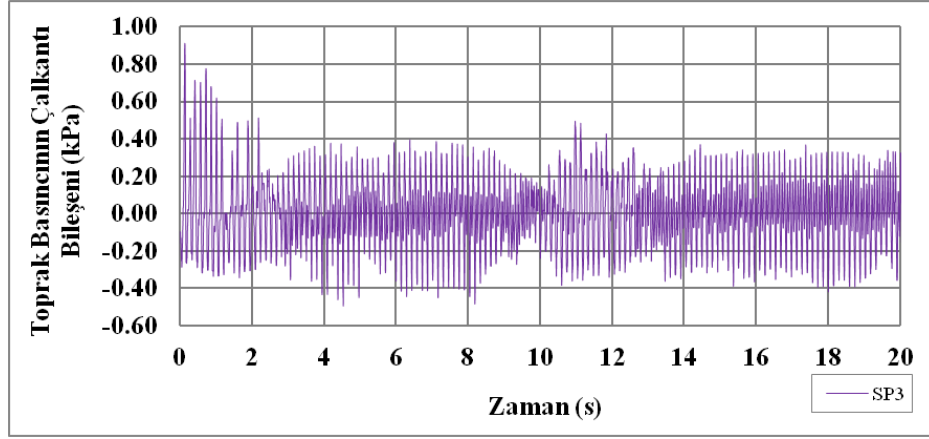
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

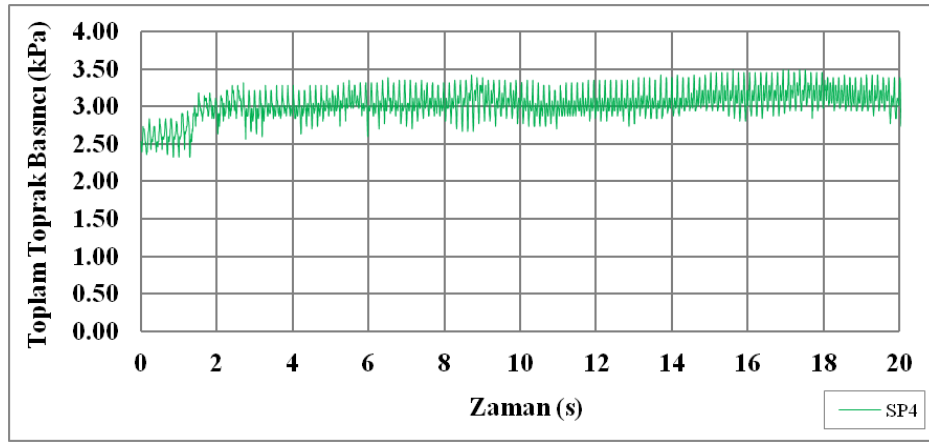
(c) Blok 3

Şekil C.0.3 Deney no:3 $f=7$ Hz (devamı)



iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(c) Blok 3



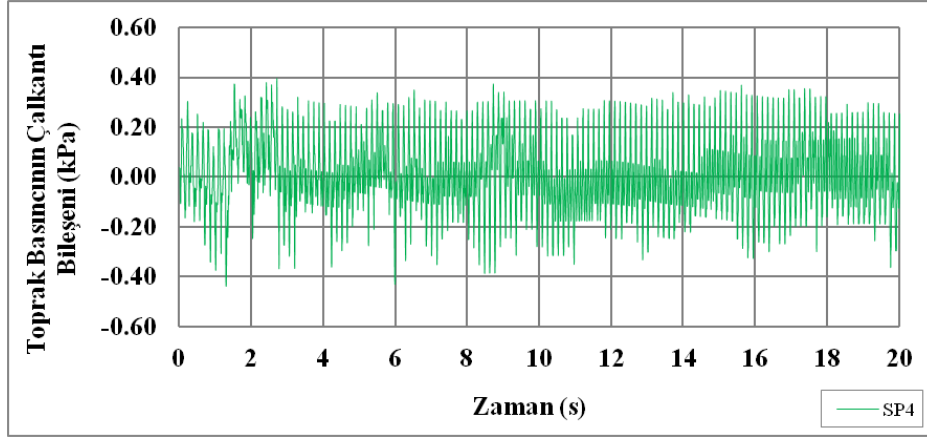
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

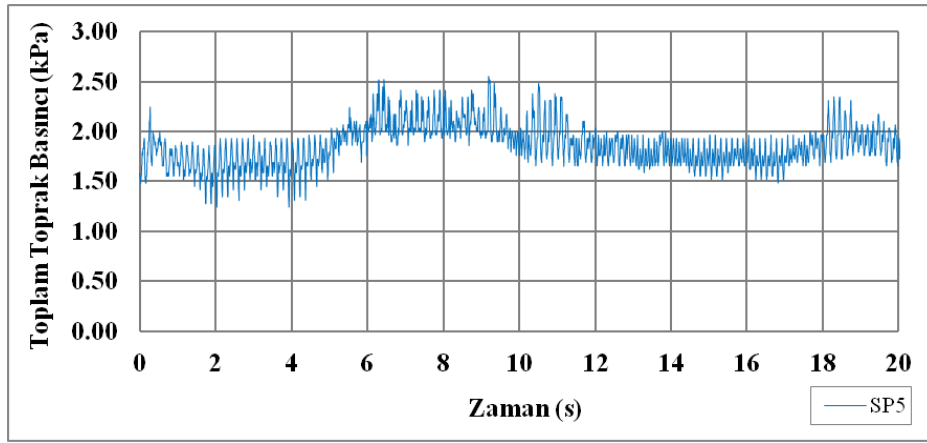
(d) Blok 4

Şekil C.0.3 Deney no:3 $f=7$ Hz (devamı)

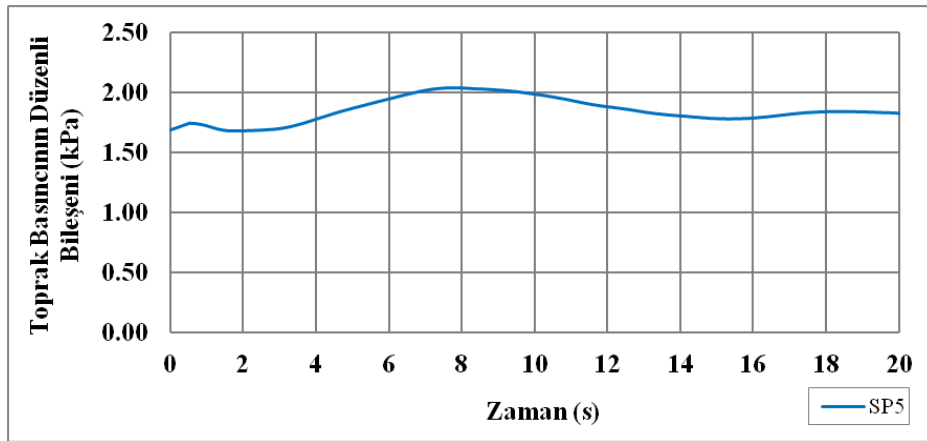


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(d) Blok 4



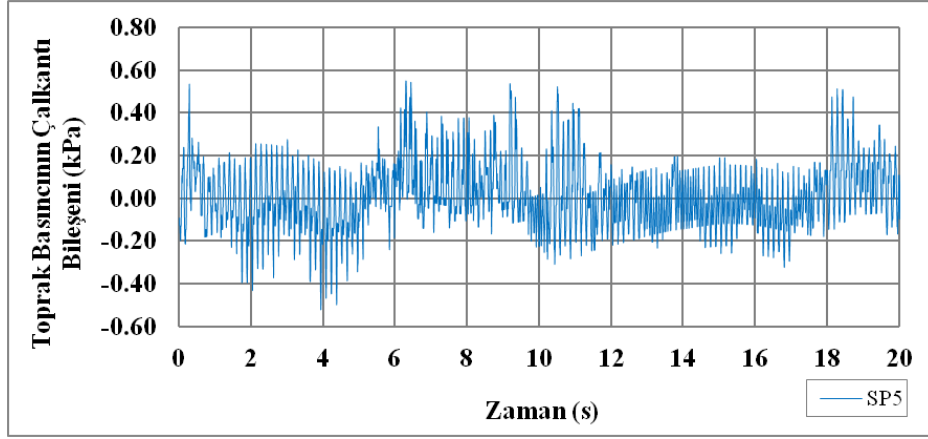
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

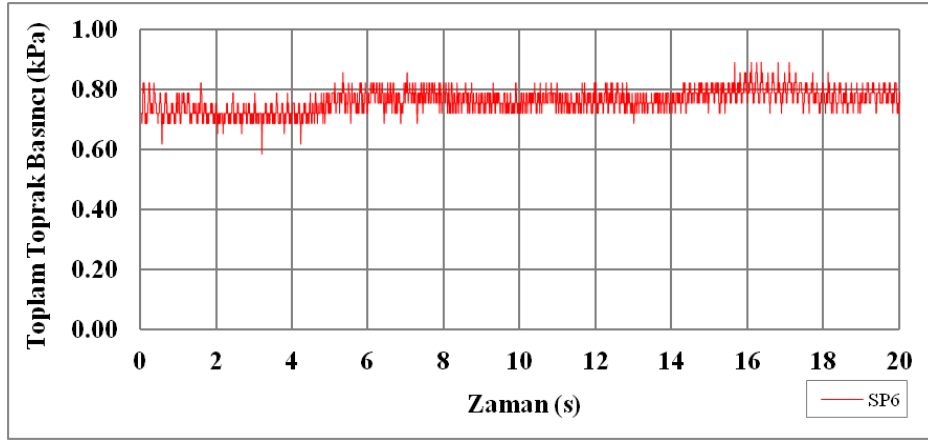
(e) Blok 5

Şekil C.0.3 Deney no:3 $f=7$ Hz (devamı)

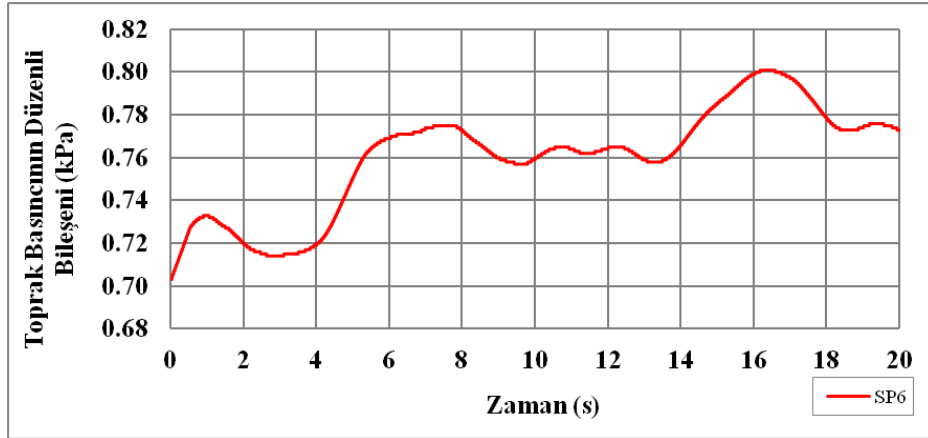


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(e) Blok 5



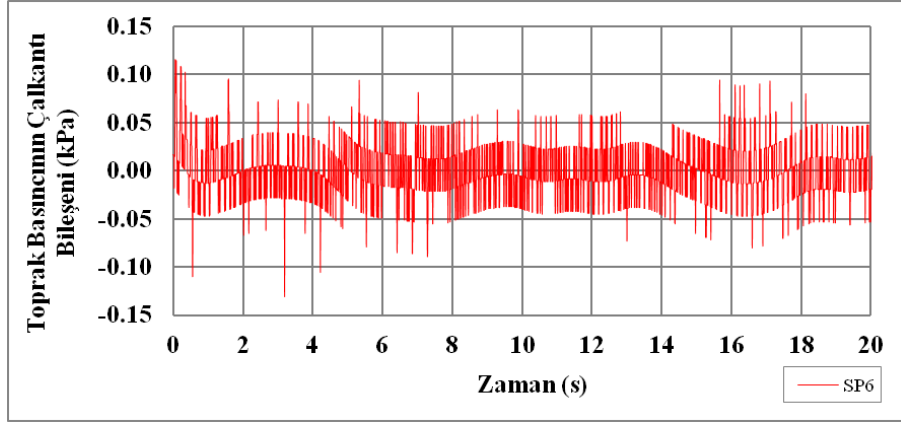
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

(f) Blok 6

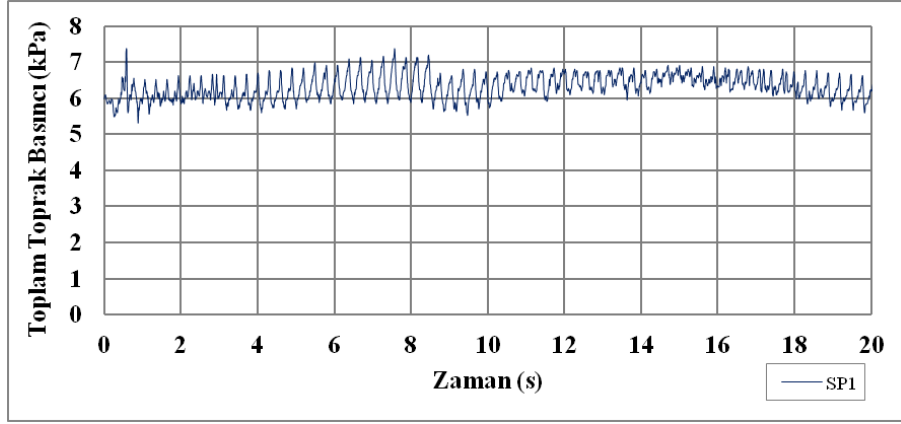
Şekil C.0.3 Deney no:3 $f=7$ Hz (devamı)



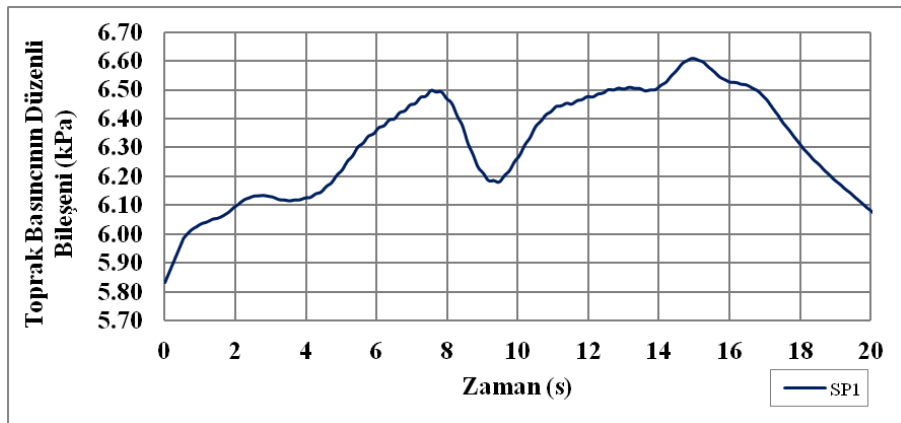
iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(f) Blok 6

Şekil C.0.3 Deney no:3 $f=7$ Hz (devamı)



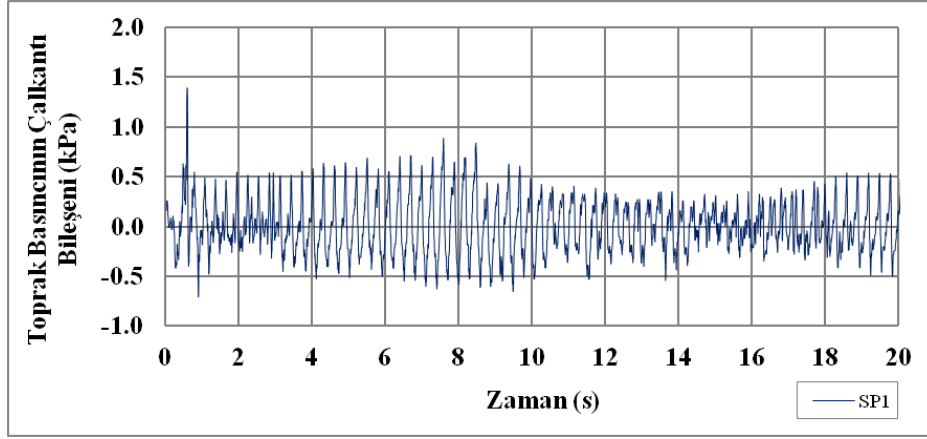
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

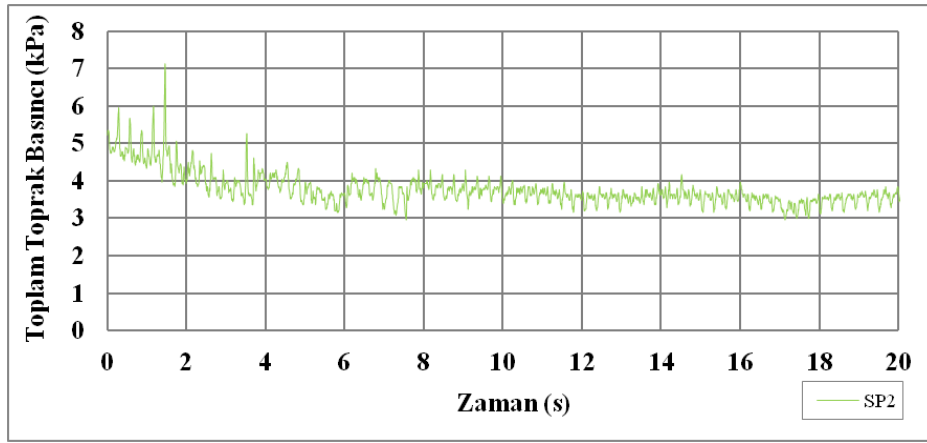
(a) Blok 1

Şekil C.0.4 Deney no:4 $f=4$ Hz

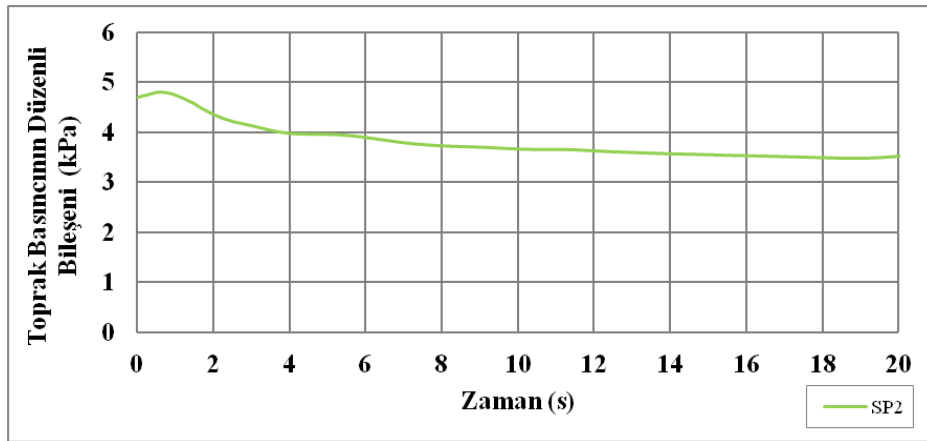


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(a) Blok 1



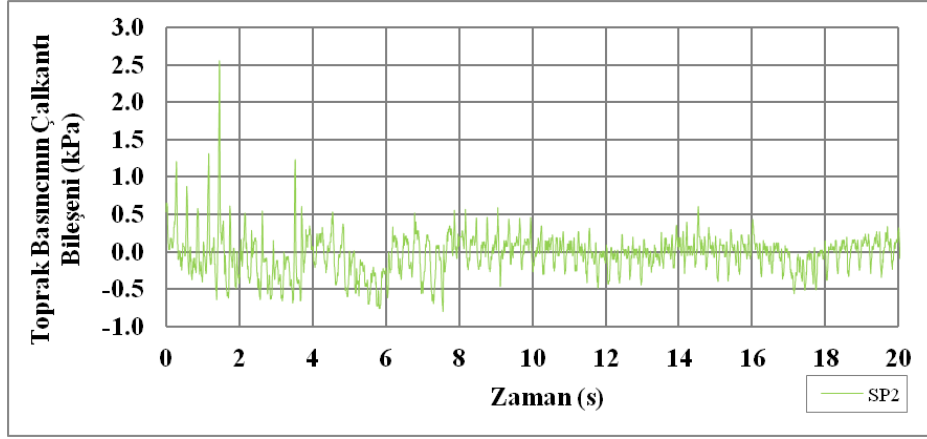
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

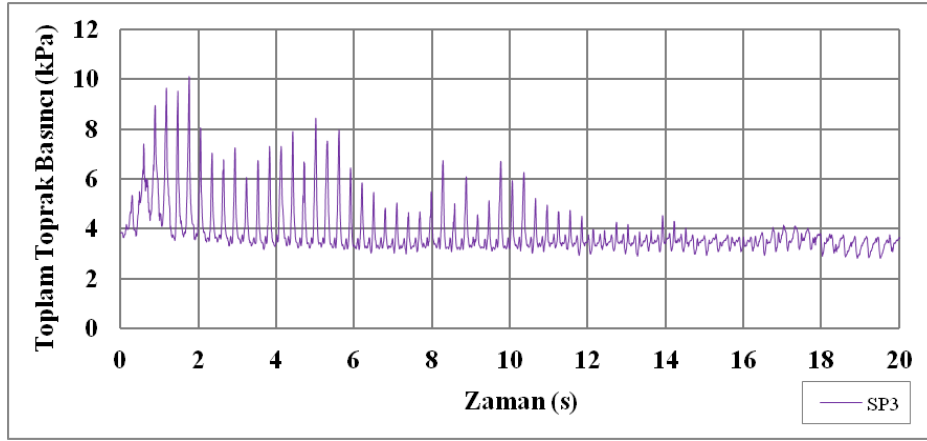
(b) Blok 2

Şekil C.0.4 Deney no:4 $f=4$ Hz (devamı)



iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(b) Blok 2



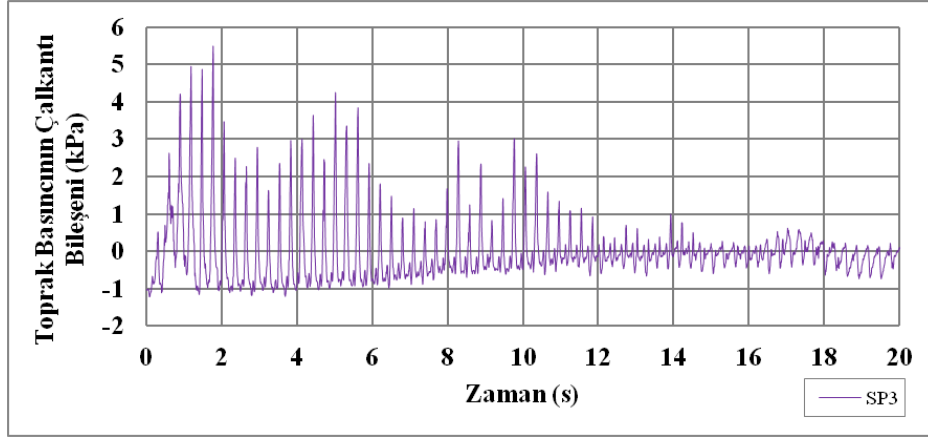
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

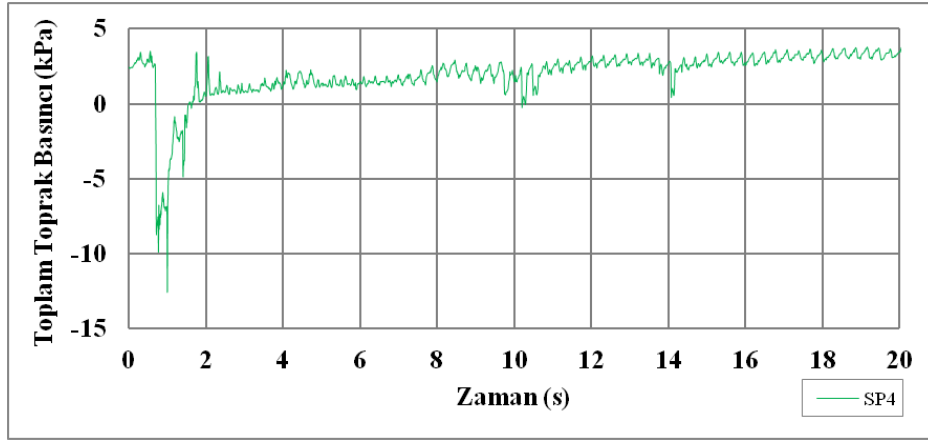
(c) Blok 3

Şekil C.0.4 Deney no:4 $f=4$ Hz (devamı)



iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(c) Blok 3



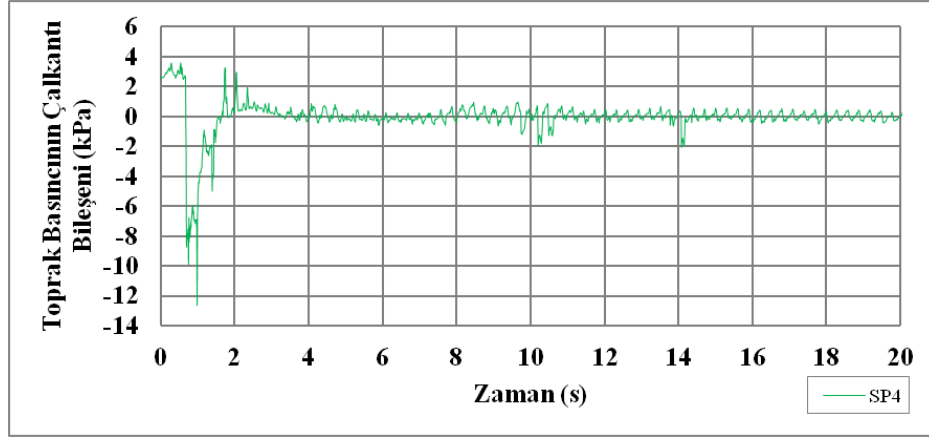
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

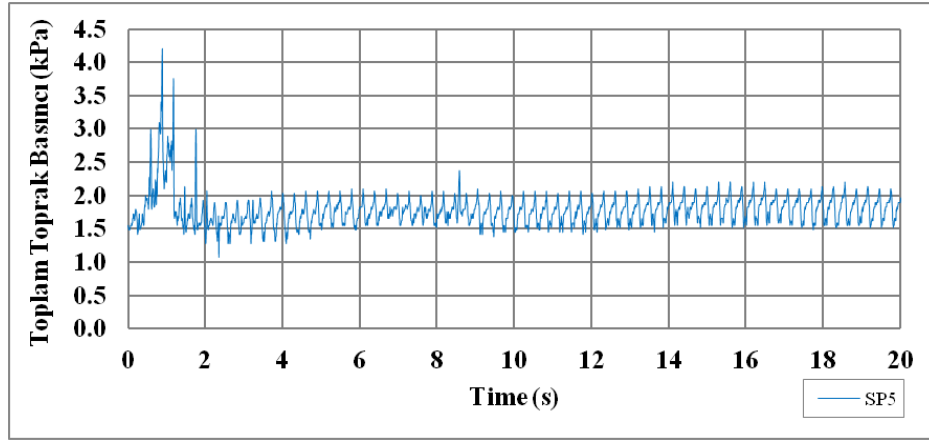
(d) Blok 4

Şekil C.0.4 Deney no:4 $f=4$ Hz (devamı)

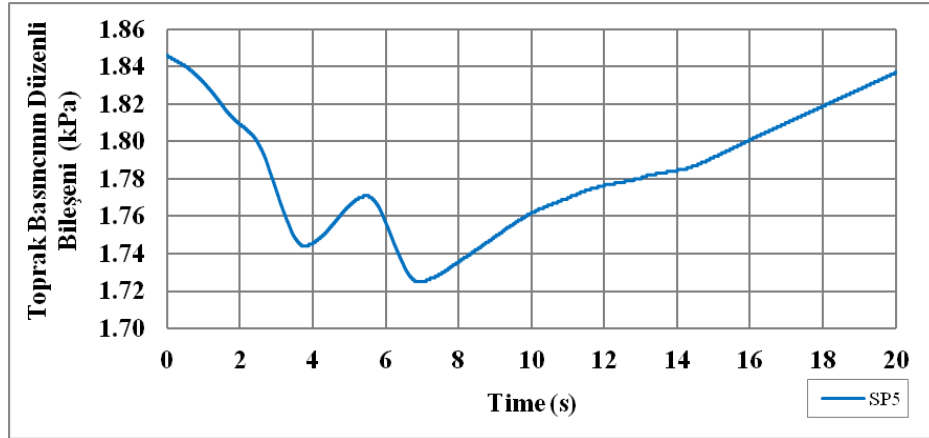


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(d) Blok 4



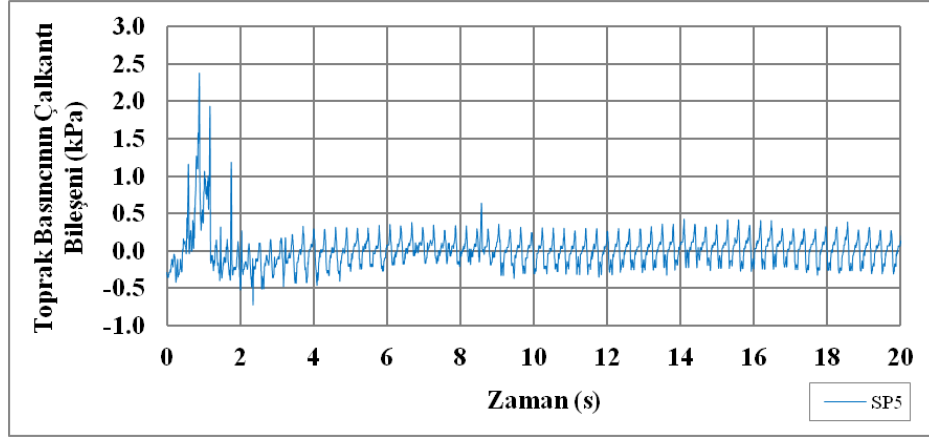
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

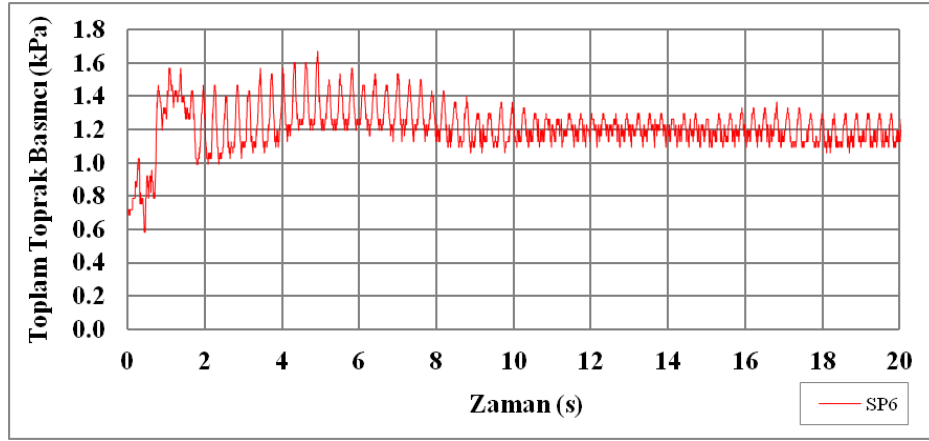
(e) Blok 5

Şekil C.0.4 Deney no:4 $f=4$ Hz (devamı)

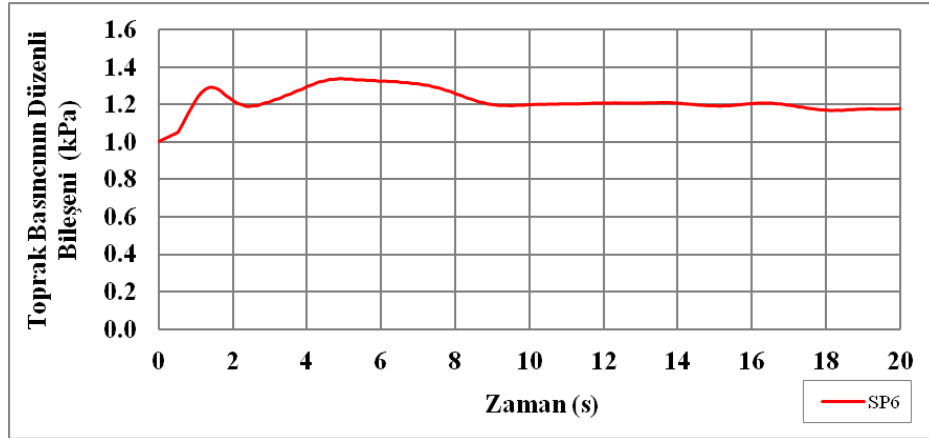


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(e) Blok 5



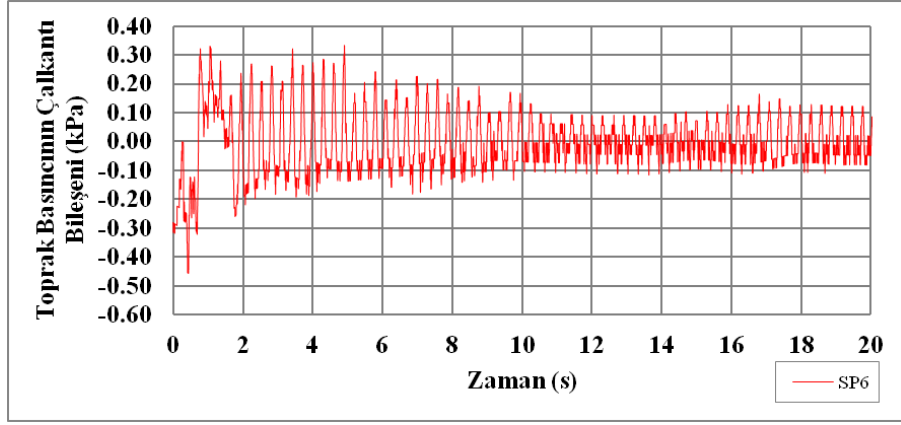
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

(f) Blok 6

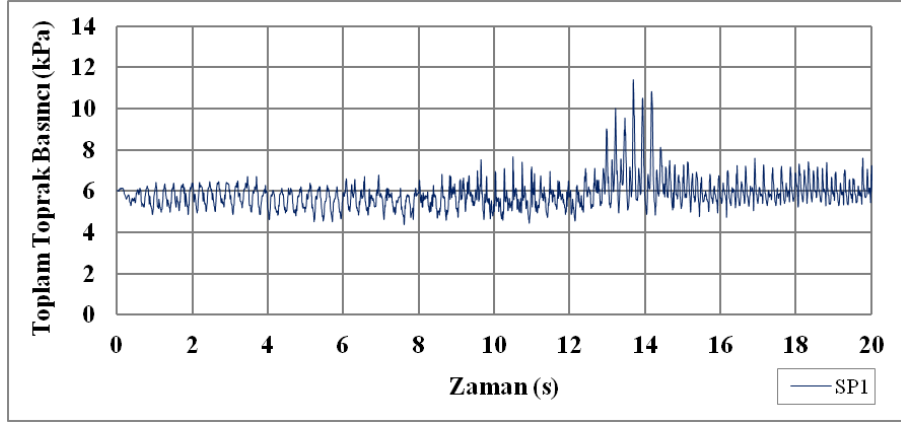
Şekil C.0.4 Deney no:4 $f=4$ Hz (devamı)



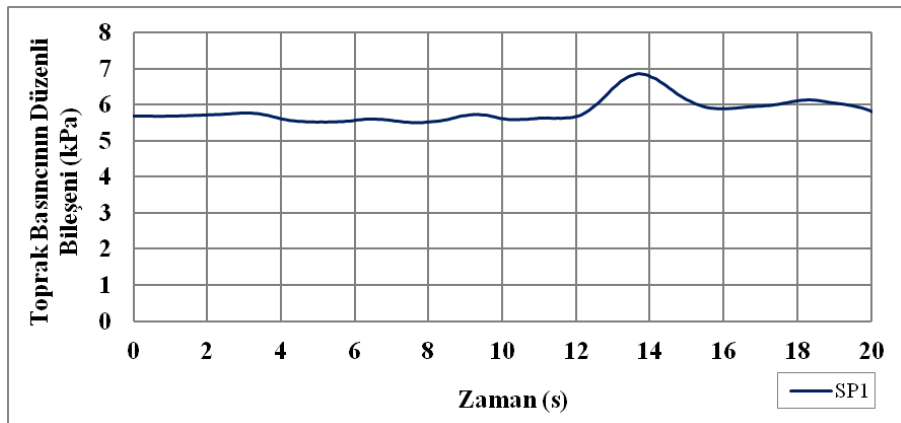
iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(f) Blok 6

Şekil C.0.4 Deney no:4 $f=4$ Hz (devamı)



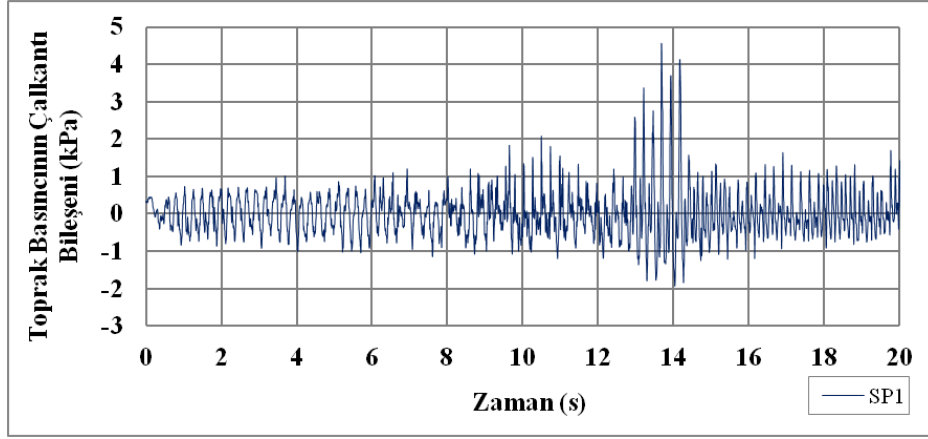
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

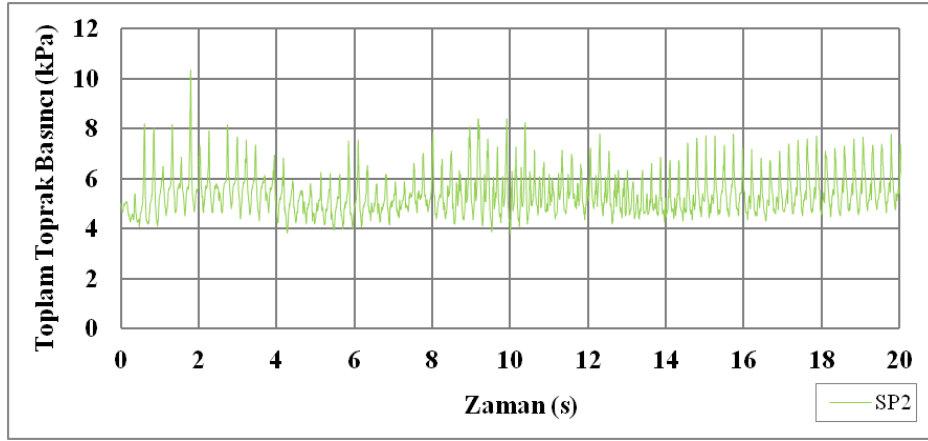
(a) Blok 1

Şekil C.0.5 Deney no:5 $f=4$ Hz

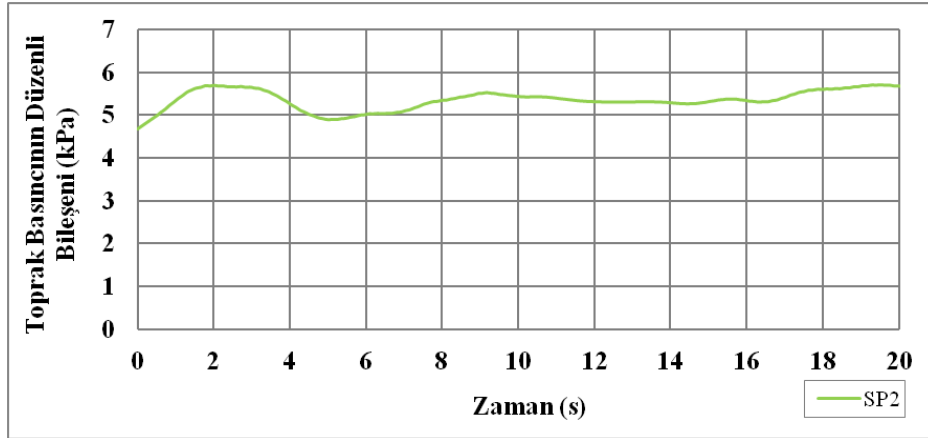


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(a) Blok 1



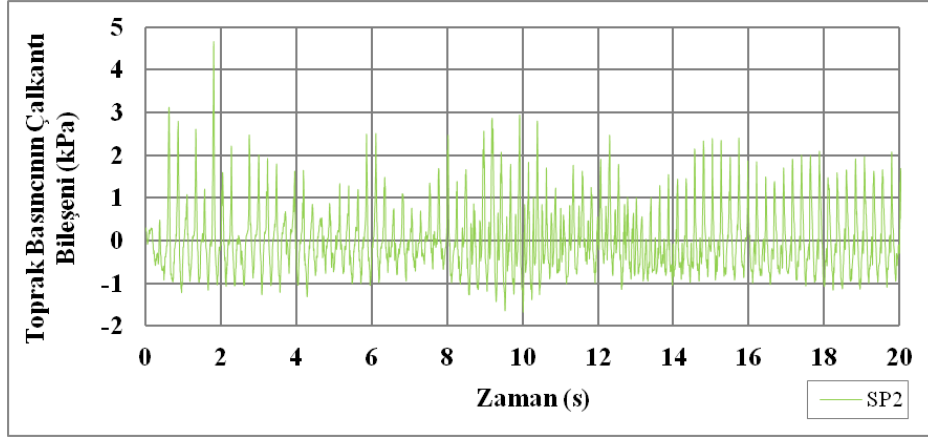
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

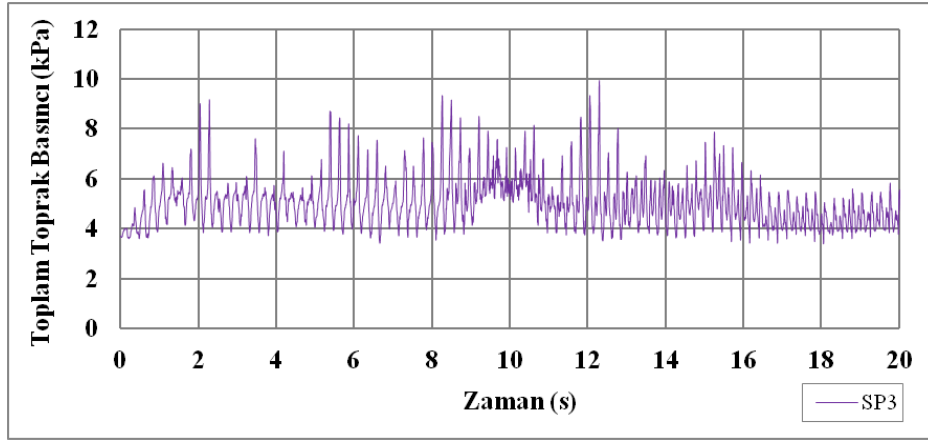
(b) Blok 2

Şekil C.0.5 Deney no:5 $f=4$ Hz (devamı)

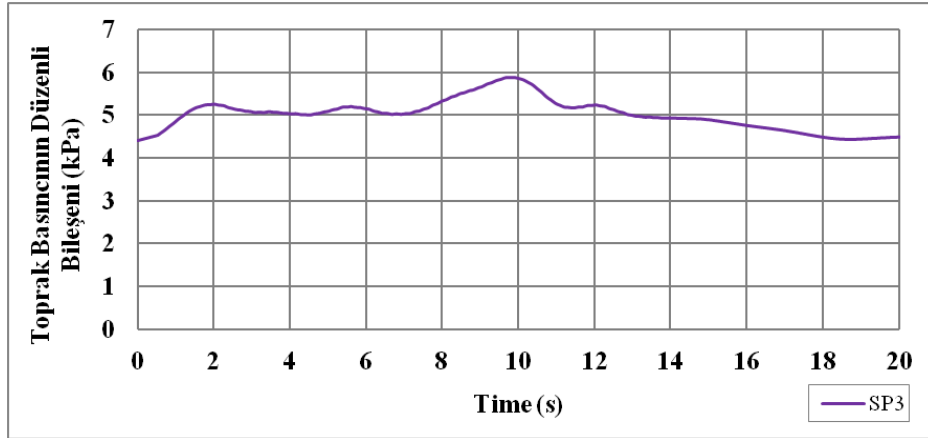


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(b) Blok 2



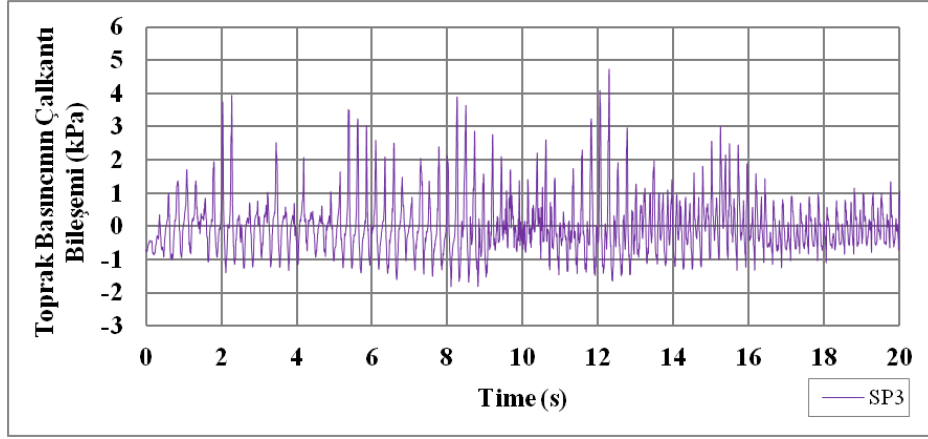
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

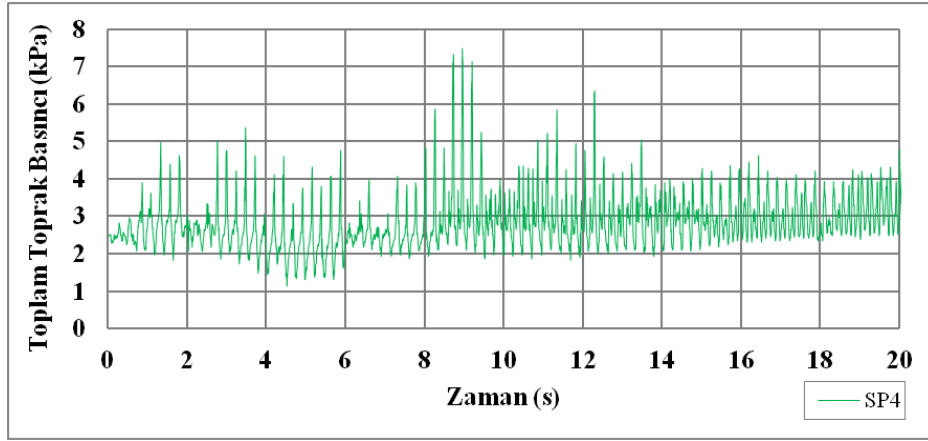
(c) Blok 3

Şekil C.0.5 Deney no:5 $f=4$ Hz (devamı)

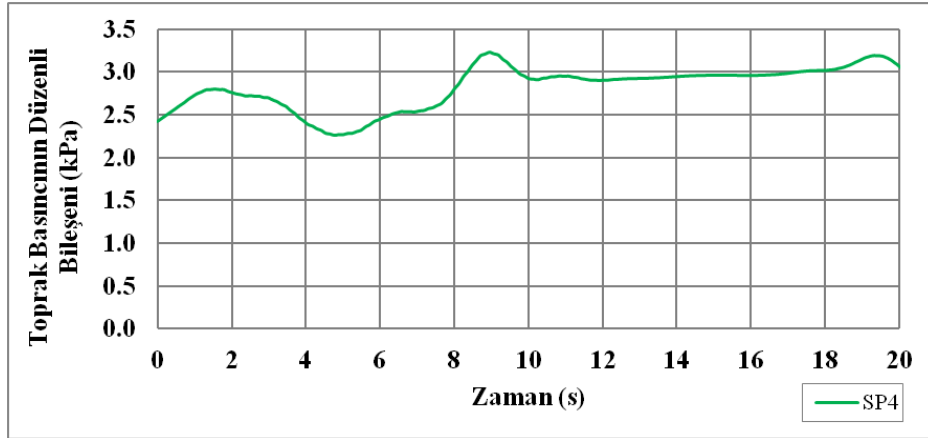


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(c) Blok 3



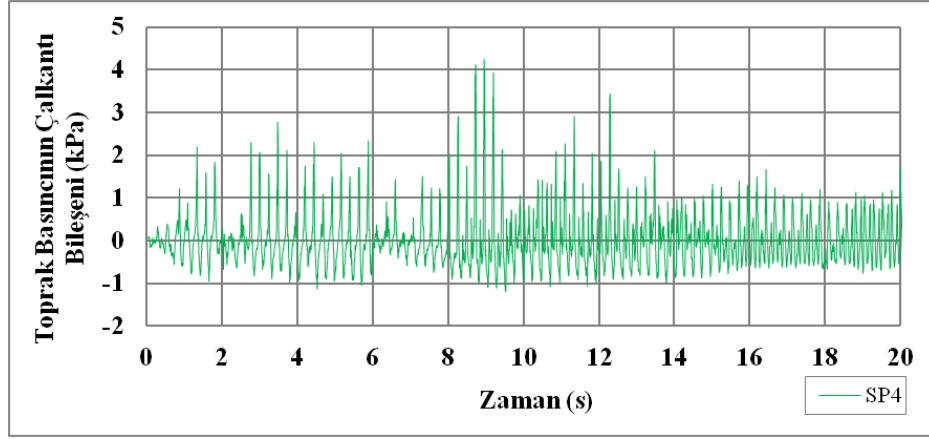
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

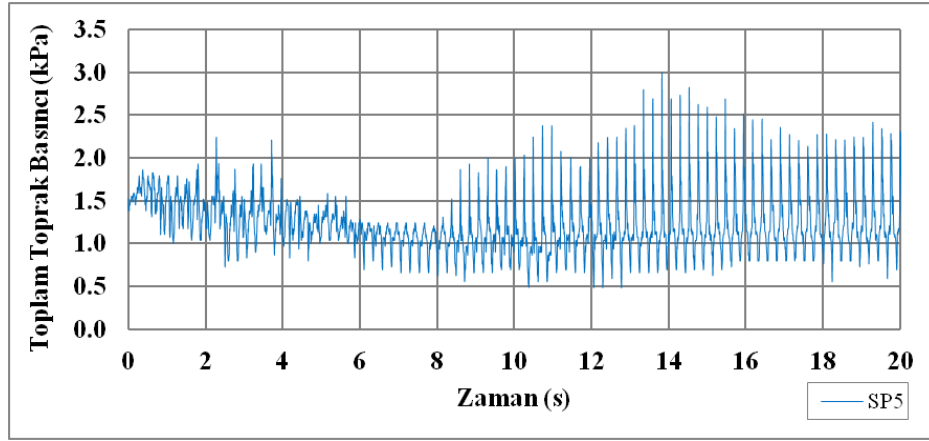
(d) Blok 4

Şekil C.0.5 Deney no:5 $f=4$ Hz (devamı)



iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(d) Blok 4



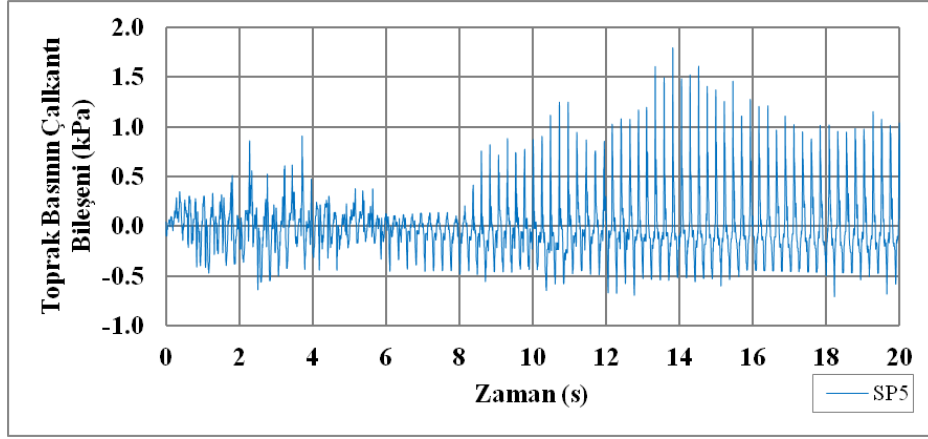
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

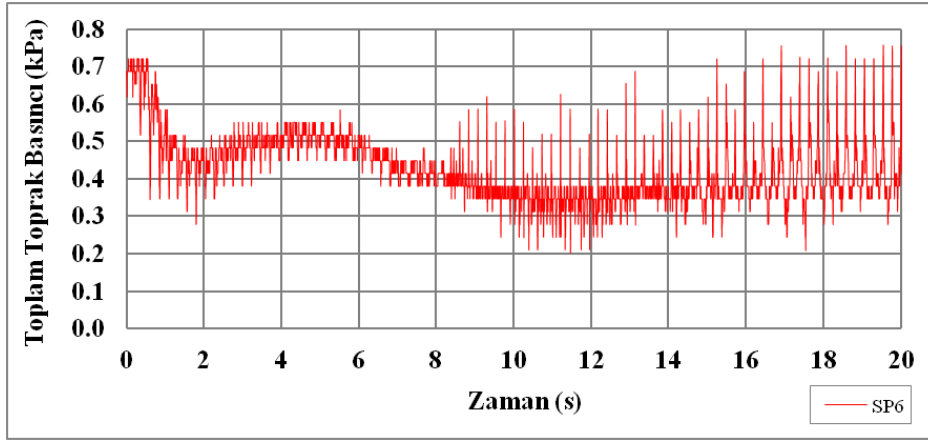
(e) Blok 5

Şekil C.0.5 Deney no:5 $f=4$ Hz (devamı)

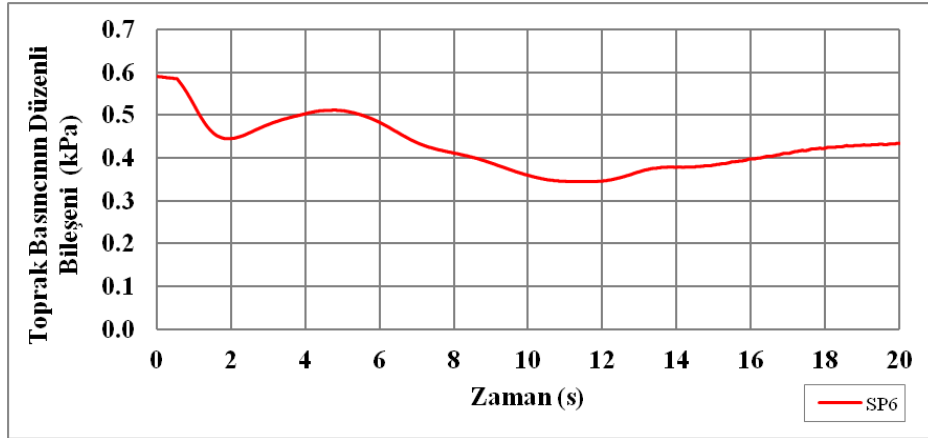


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(e) Blok 5



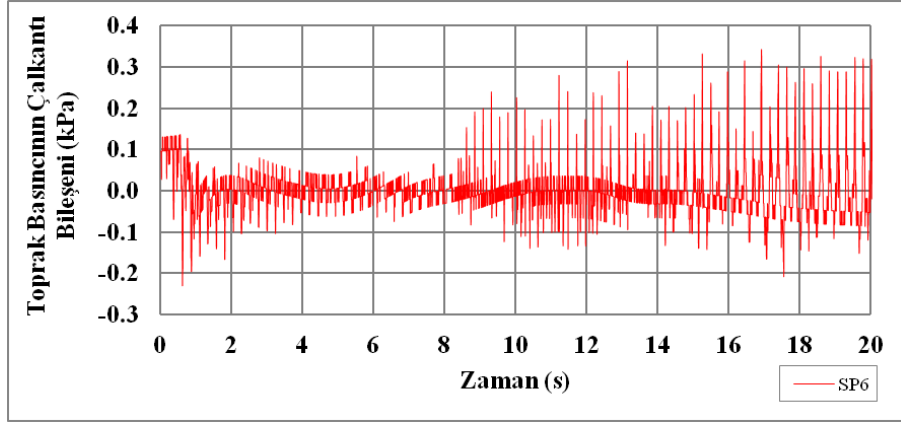
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

(f) Blok 6

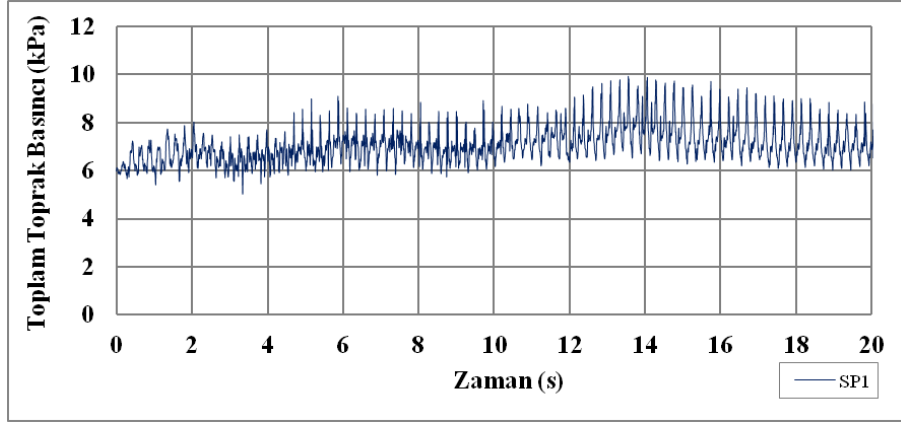
Şekil C.0.5 Deney no:5 $f=4$ Hz (devamı)



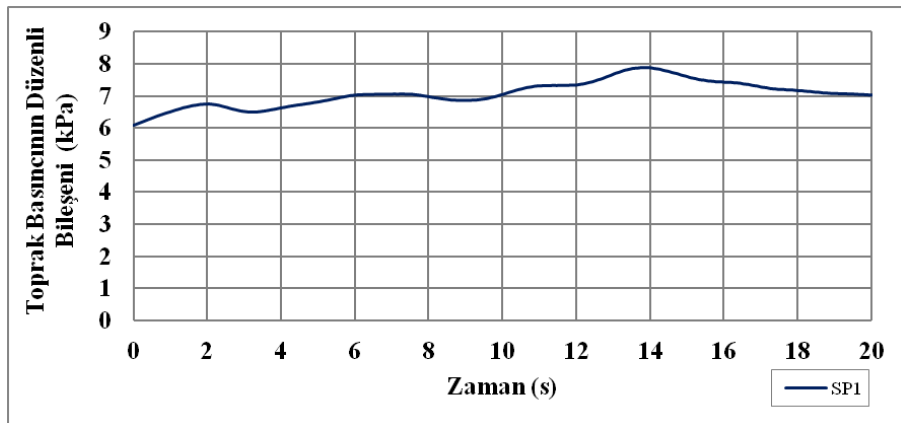
iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(f) Blok 6

Şekil C.0.5 Deney no:5 $f=4$ Hz (devamı)



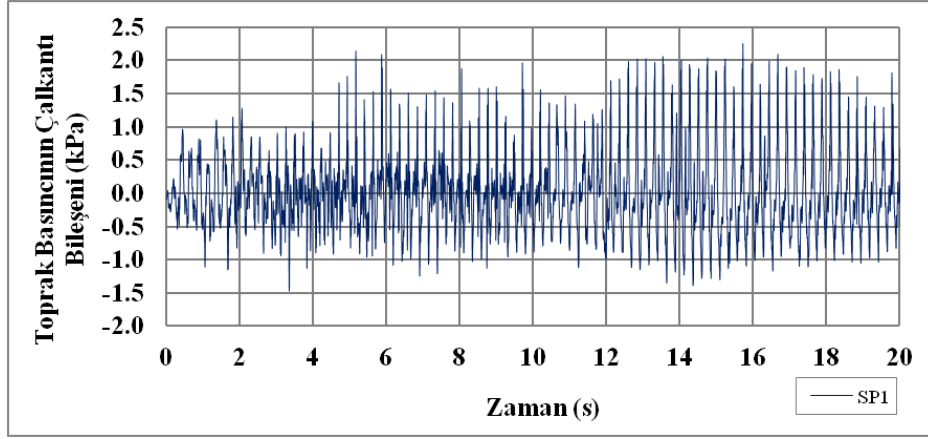
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

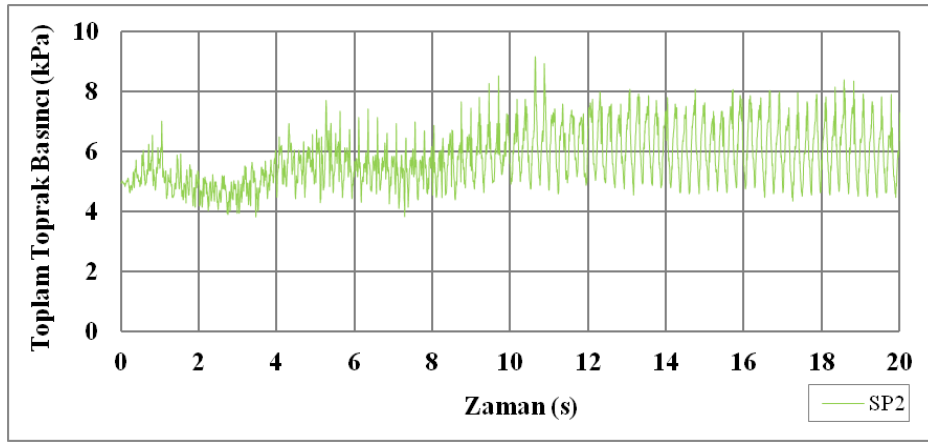
(a) Blok 6

Şekil C.0.6 Deney no:6 $f=4$ Hz

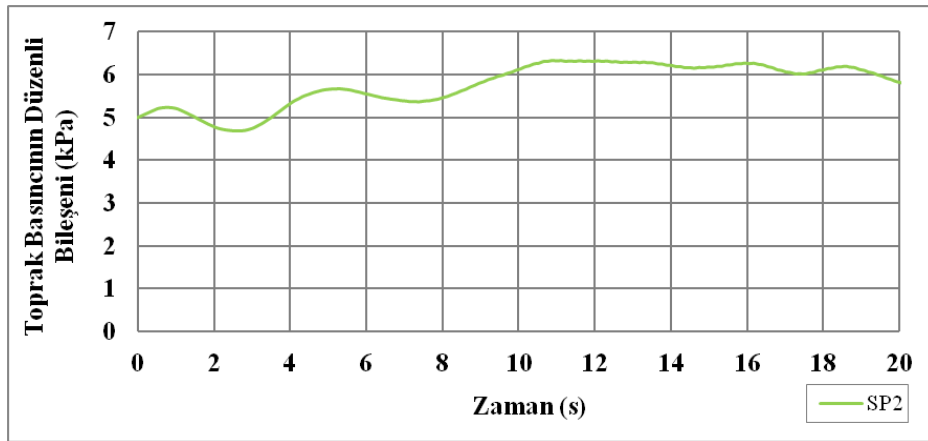


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(a) Blok 1



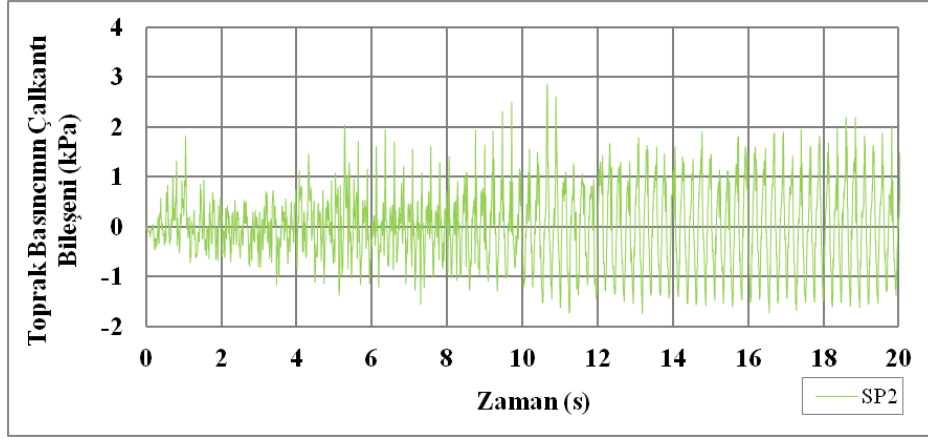
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

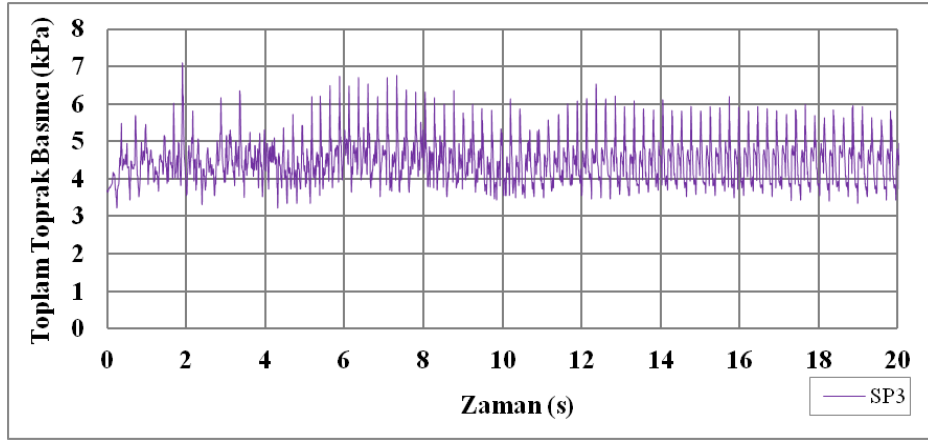
(b) Blok 2

Şekil C.0.6 Deney no:6 $f=4$ Hz (devamı)

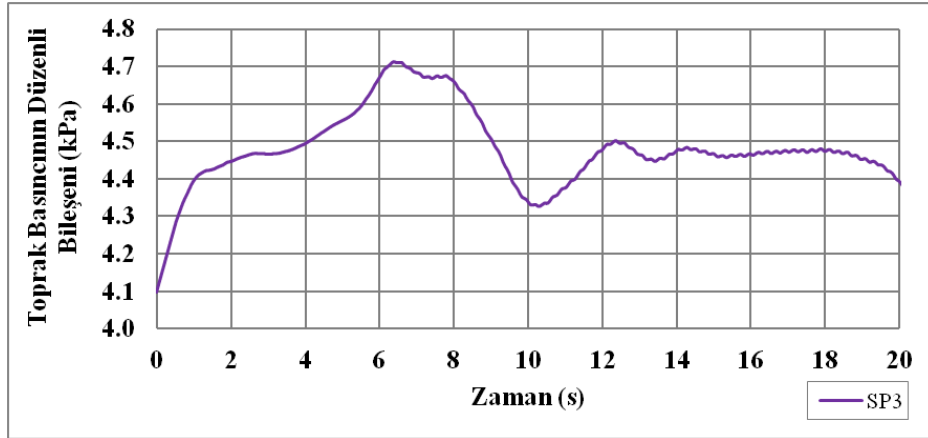


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(b) Blok 2



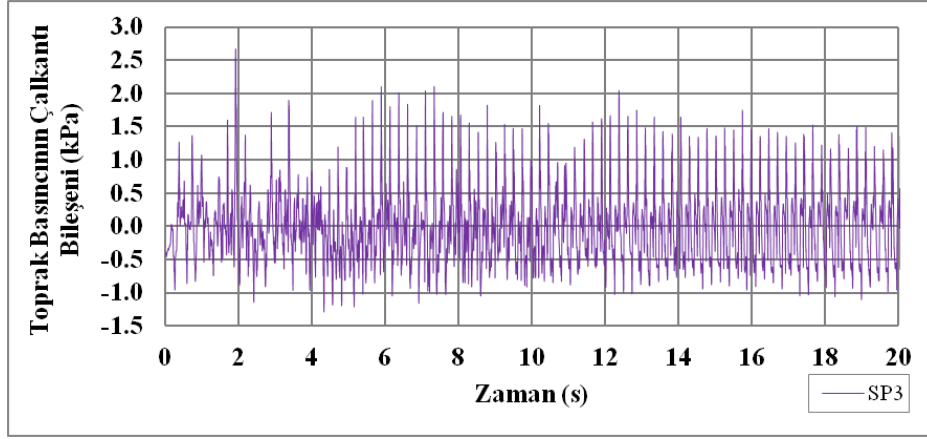
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

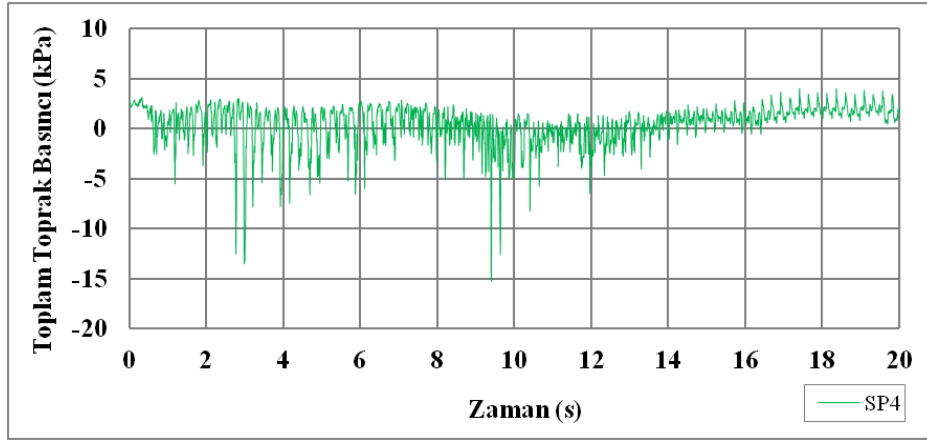
(c) Blok 3

Şekil C.0.6 Deney no:6 $f=4$ Hz (devamı)

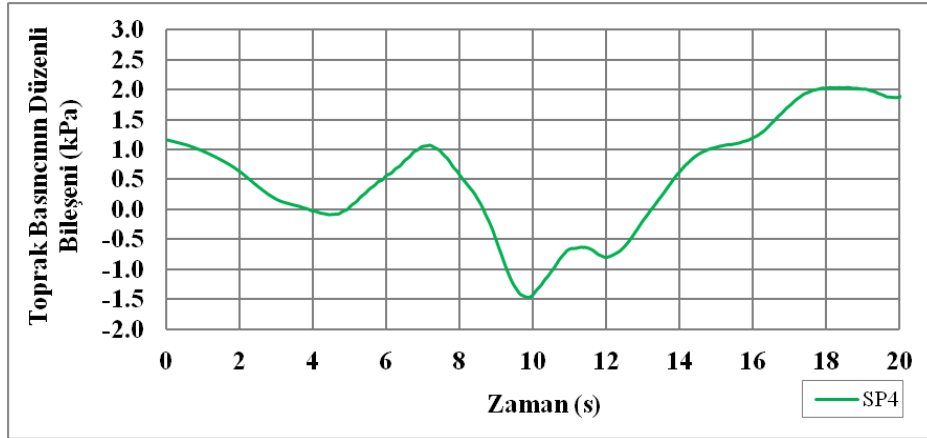


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(c) Blok 3



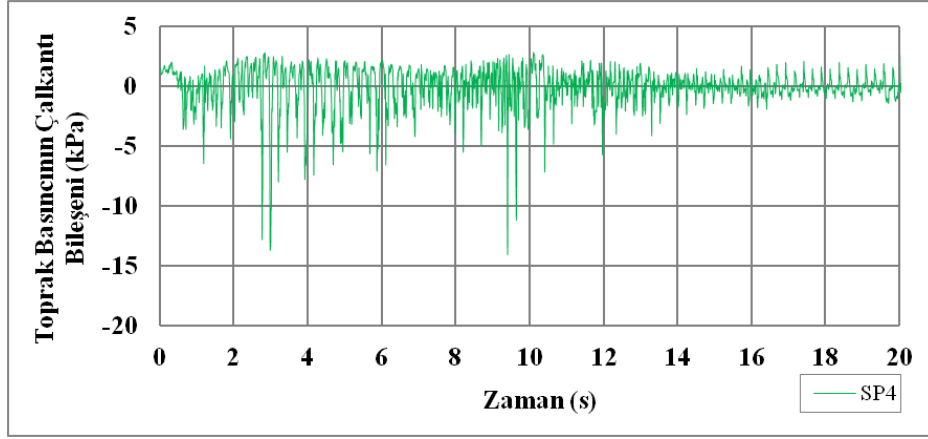
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

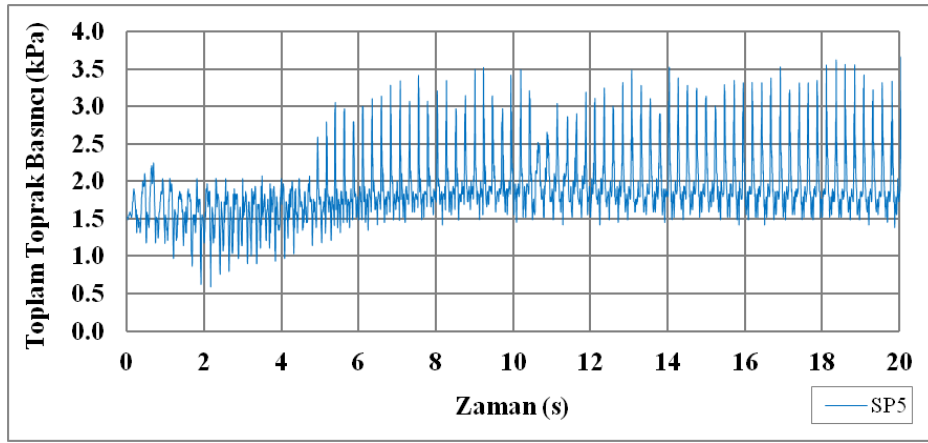
(d) Blok 4

Şekil C.0.6 Deney no:6 $f=4$ Hz (devamı)

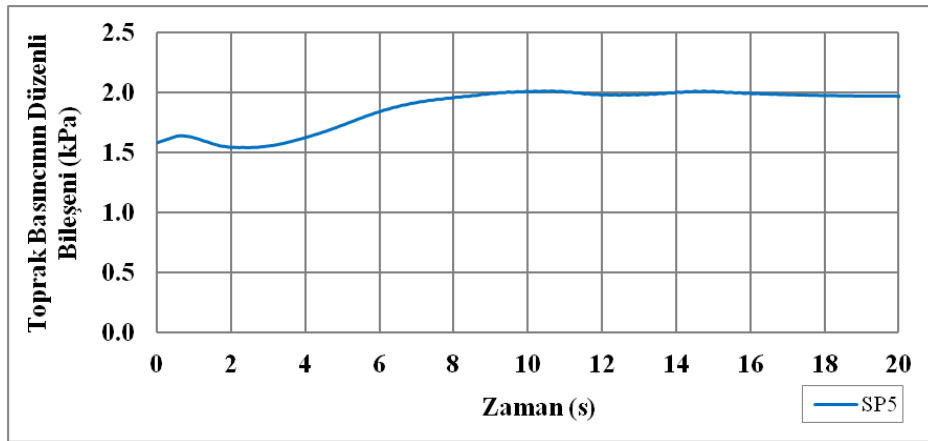


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(d) Blok 4



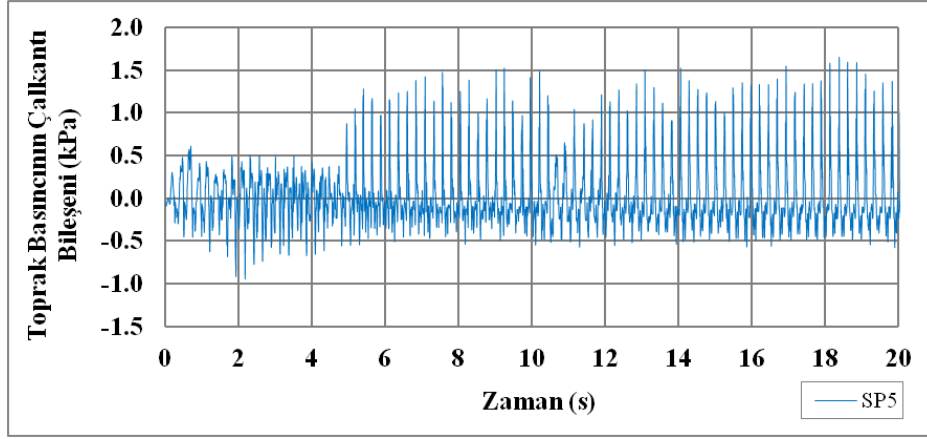
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

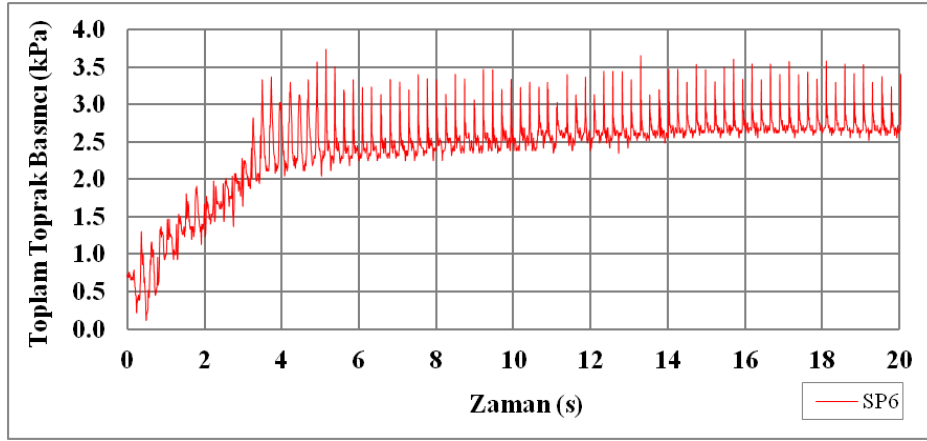
(e) Blok 5

Şekil C.0.6 Deney no:6 $f=4$ Hz (devamı)



iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(e) Blok 5



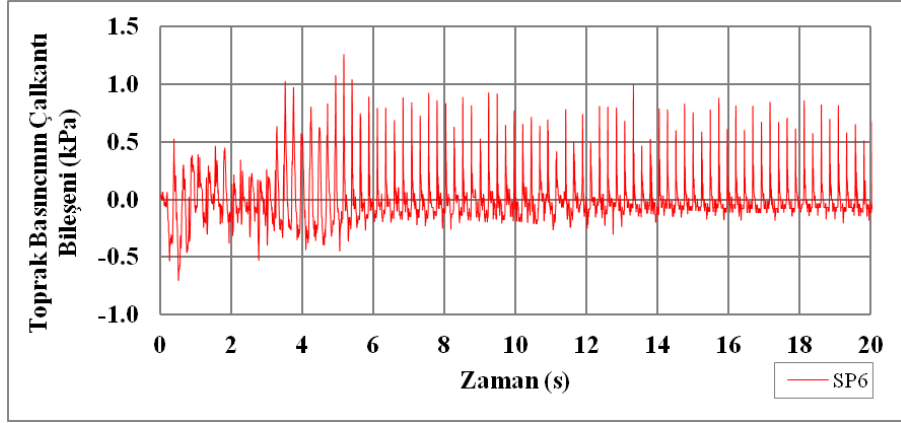
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

(f) Blok 6

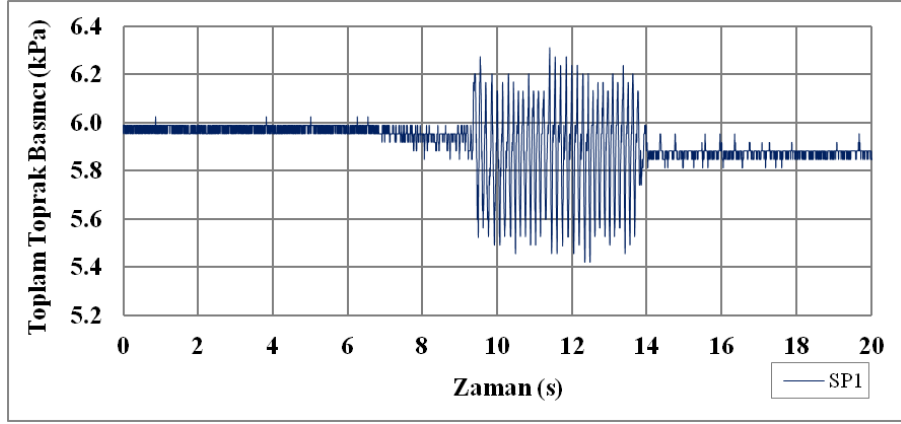
Şekil C.0.6 Deney no:6 $f=4$ Hz (devamı)



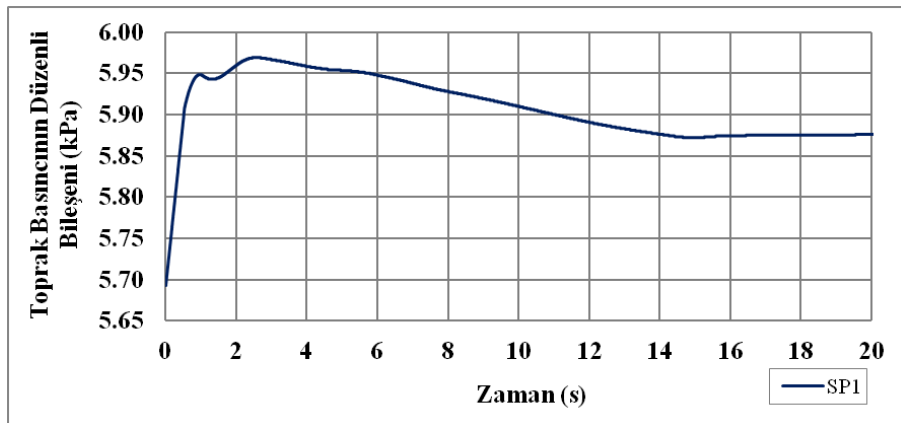
iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(f) Blok 6

Şekil C.0.6 Deney no:6 $f=4$ Hz (devamı)



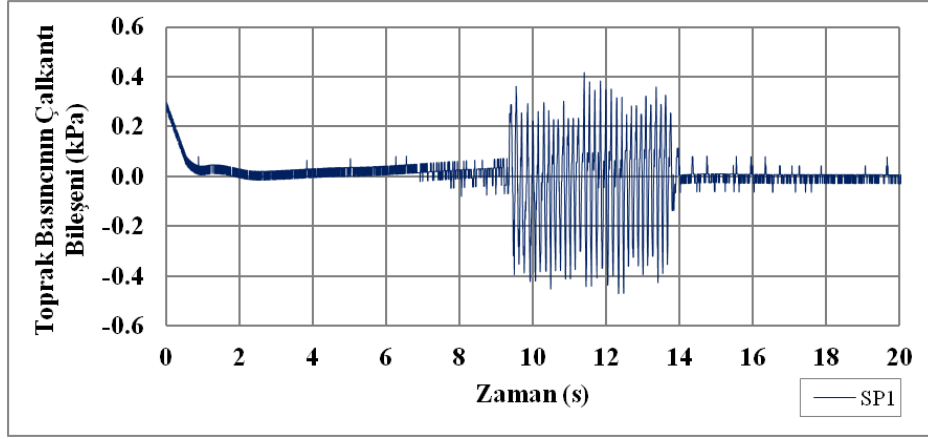
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

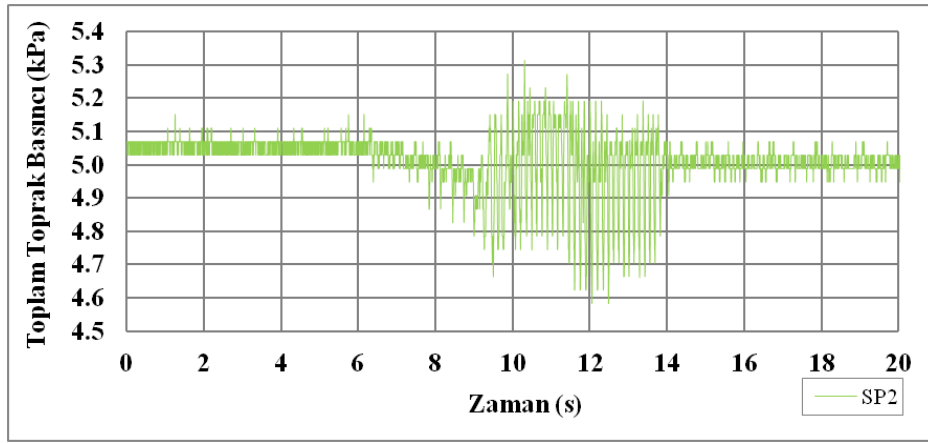
(a) Blok 1

Şekil C.0.7 Deney no:7 $f=7$ Hz

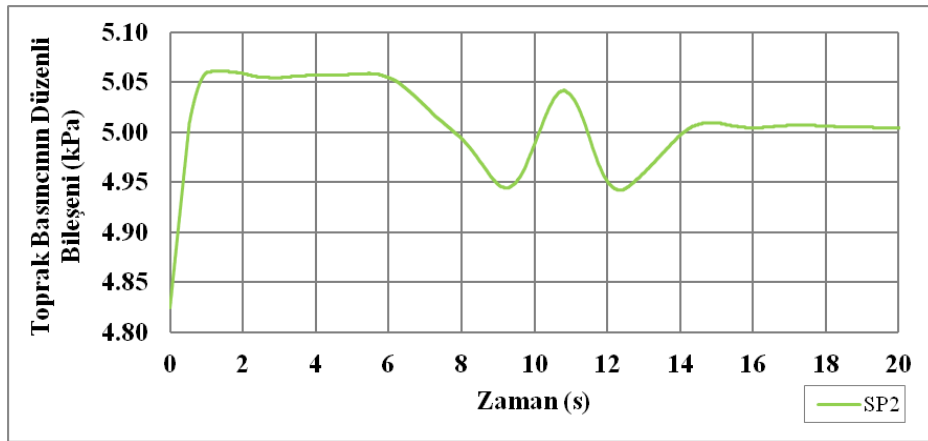


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(a) Blok 1



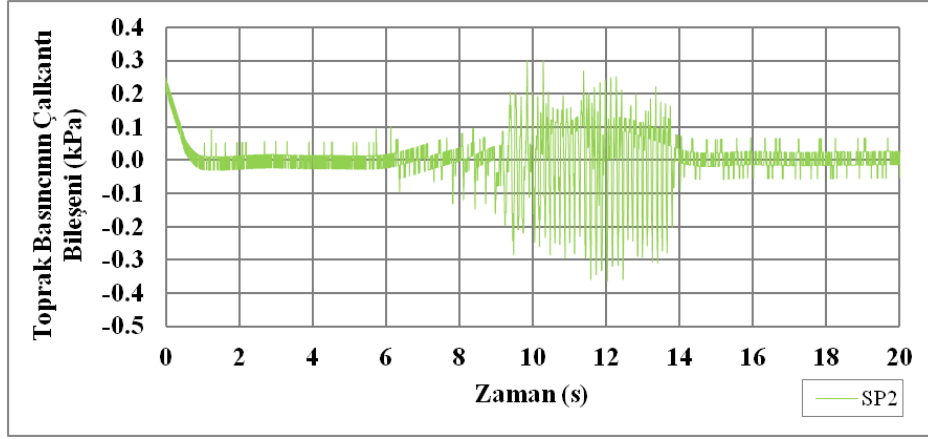
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

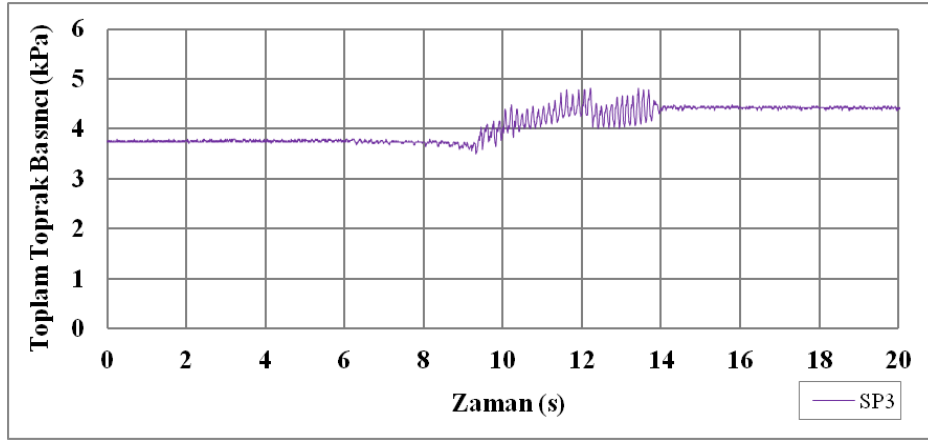
(b) Blok 2

Şekil C.0.7 Deney no:7 $f=7$ Hz (devamı)

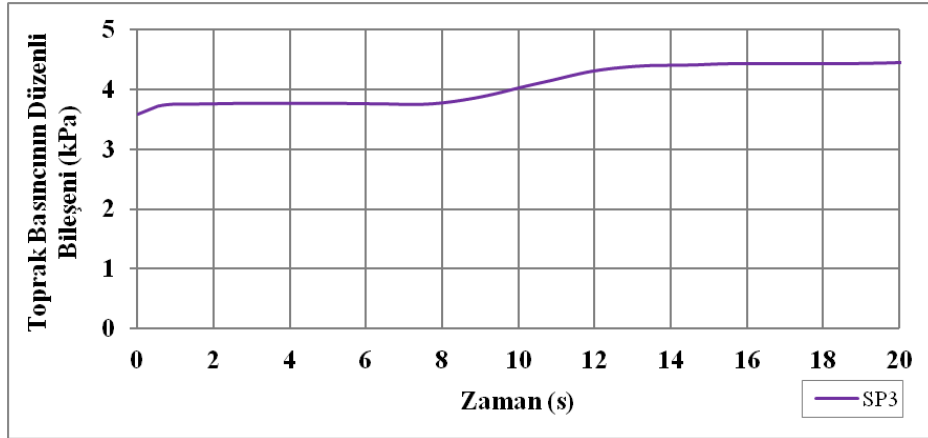


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(b) Blok 2



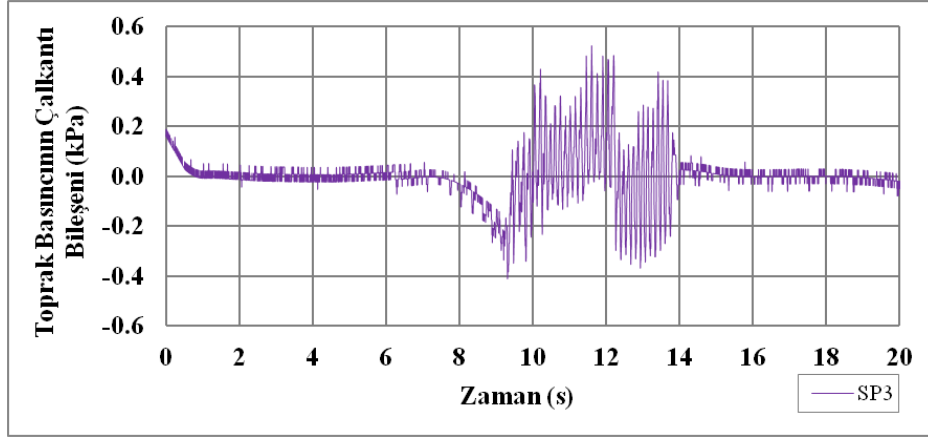
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

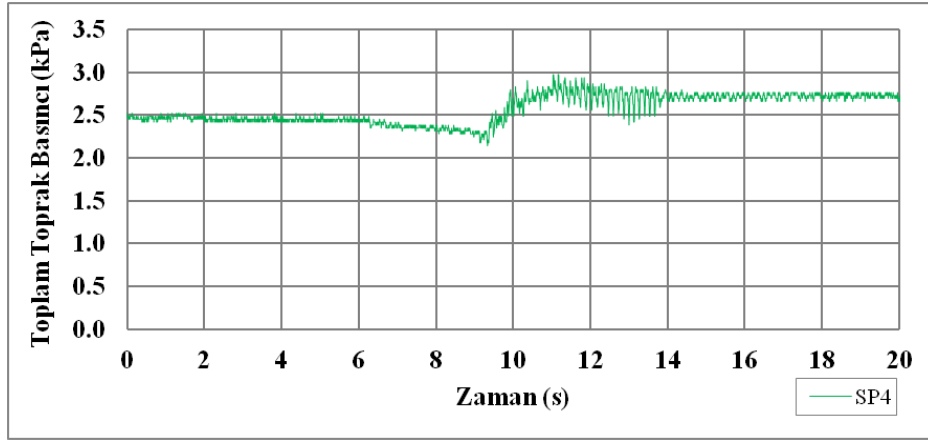
(c) Blok 3

Şekil C.0.7 Deney no:7 $f=7$ Hz (devamı)

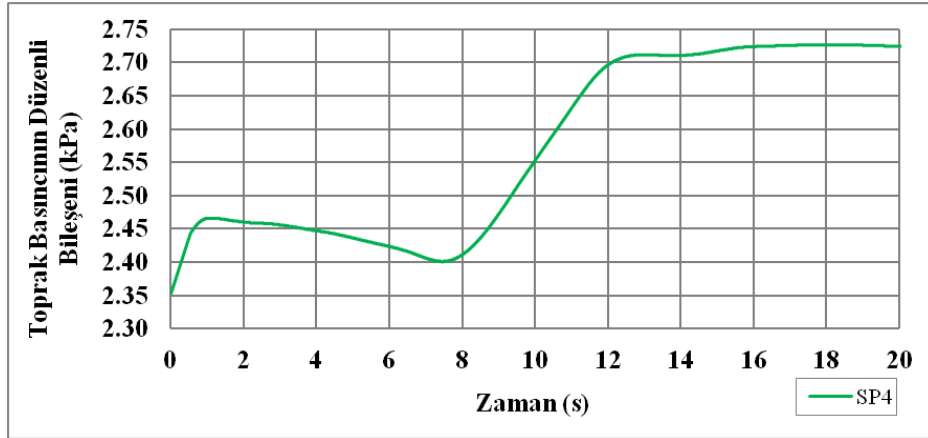


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(c) Blok 3



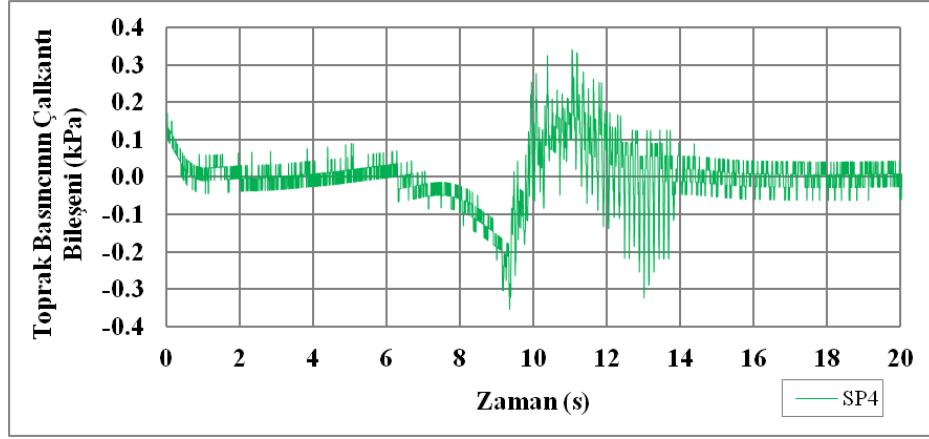
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

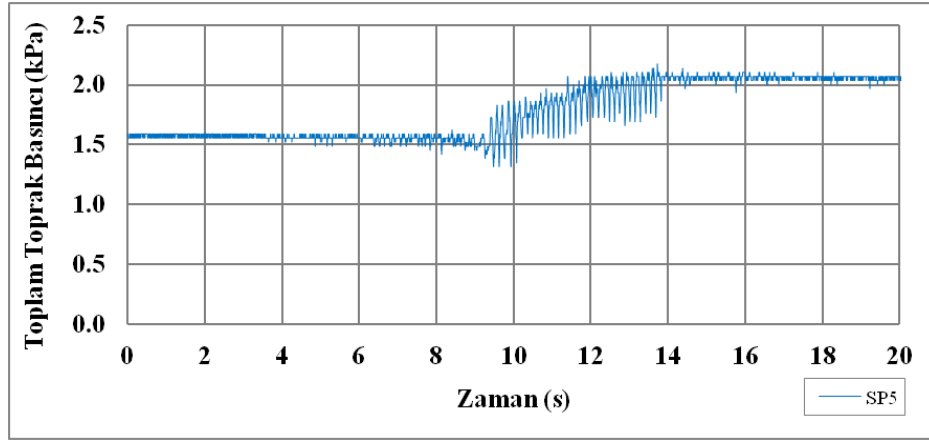
(d) Blok 4

Şekil. C.0.7 Deney no:7 $f=7$ Hz (devamı)



iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(d) Blok 4



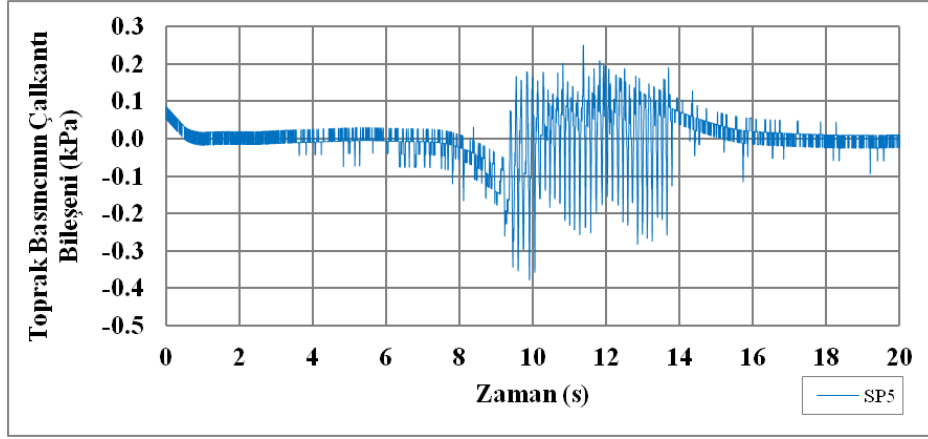
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

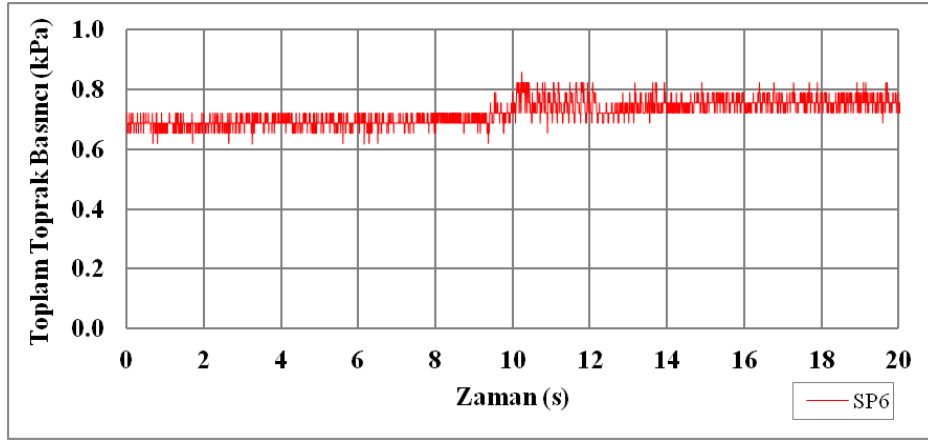
(e) Blok 5

Şekil C.0.7 Deney no:7 $f=7$ Hz (devamı)

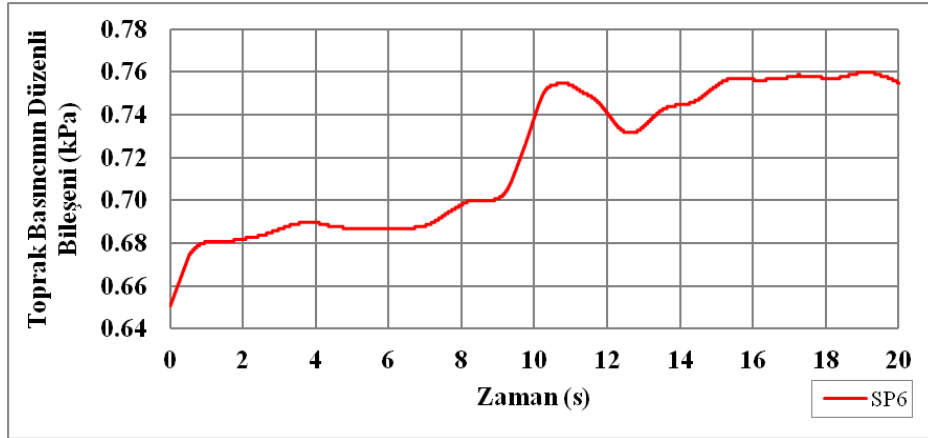


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(e) Blok 5



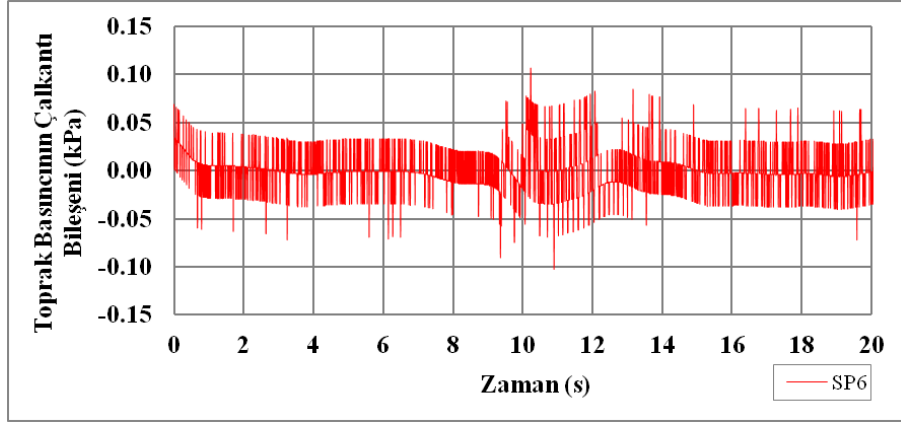
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

(f) Blok 6

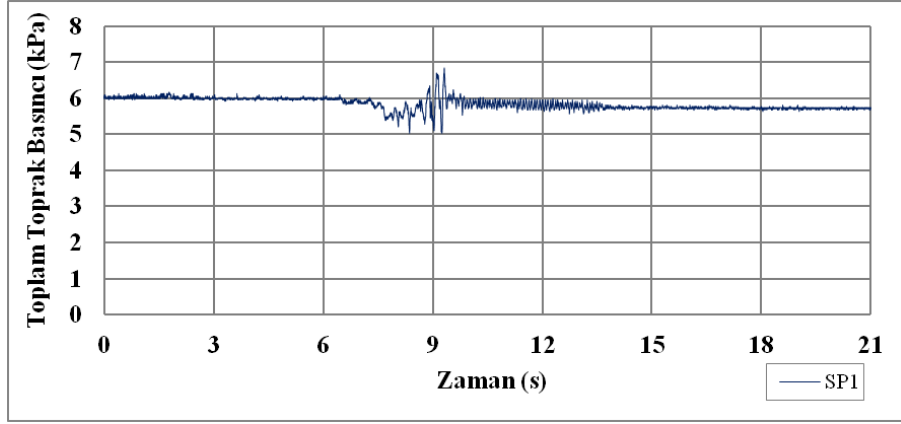
Şekil C.0.7 Deney no:7 $f=7$ Hz (devamı)



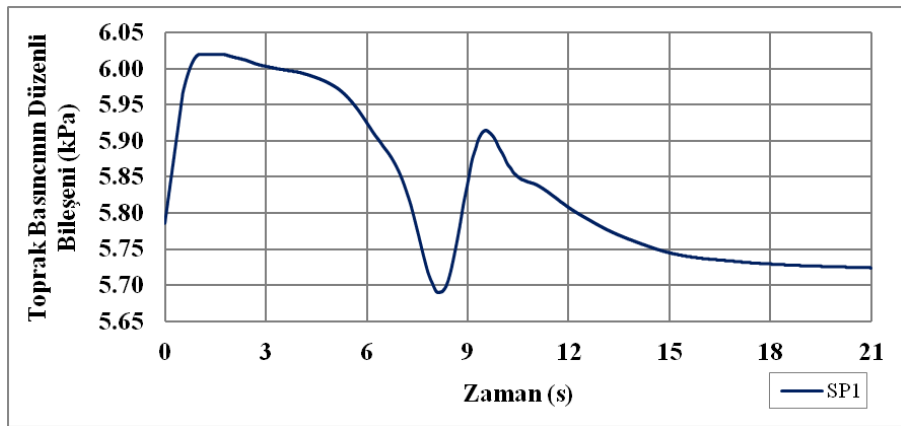
iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(f) Blok 6

Şekil C.0.7 Deney no:7 $f=7$ Hz (devamı)



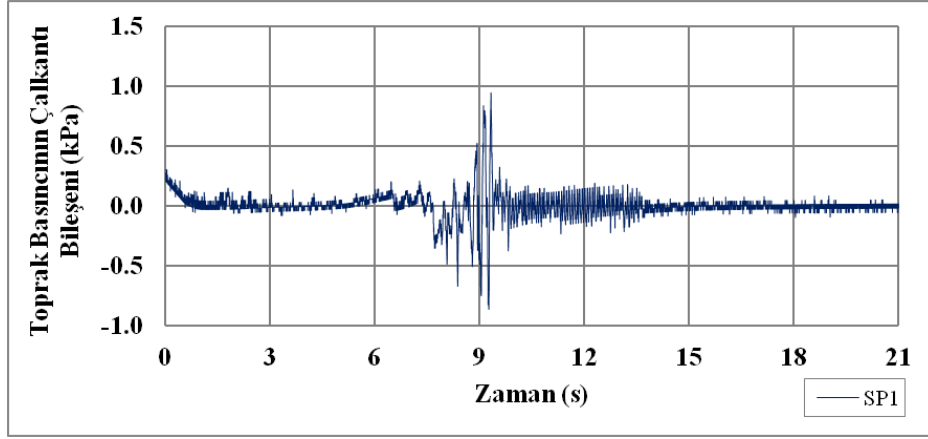
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

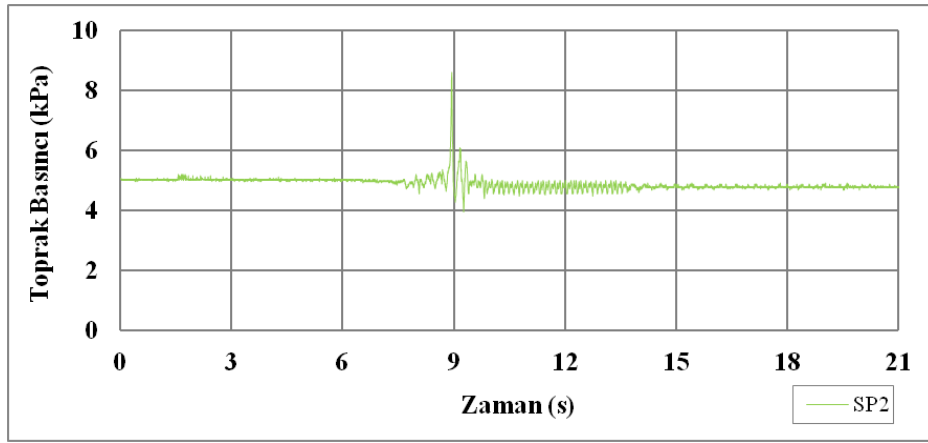
(a) Blok 1

Şekil C.0.8 Deney no:8 $f=3.6$ Hz

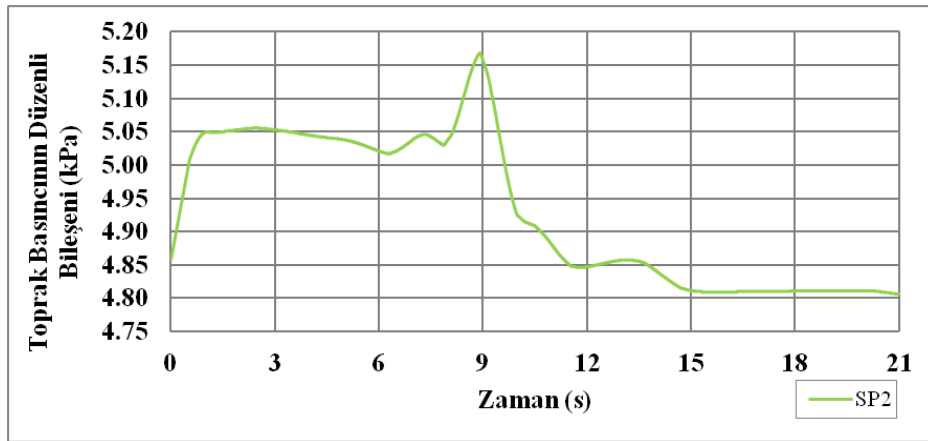


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(a) Blok 1



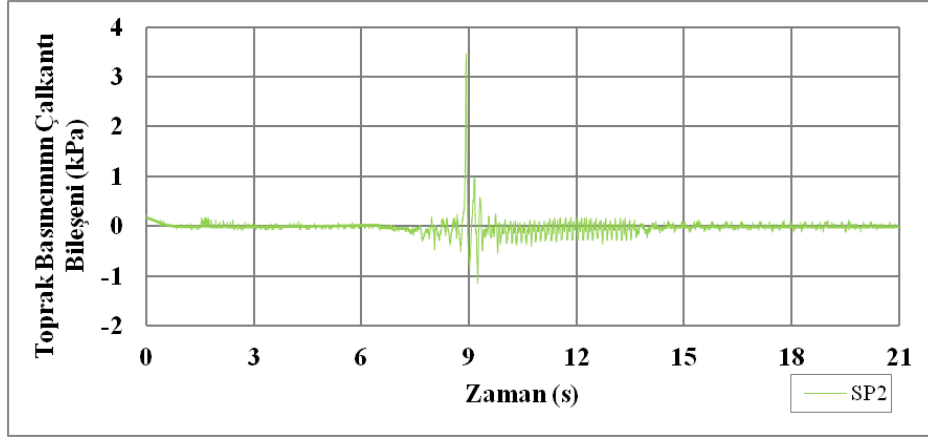
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

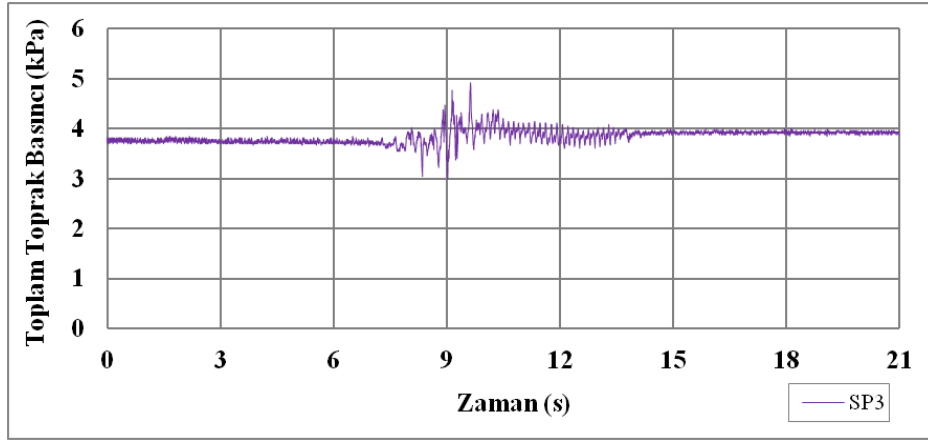
(b) Blok 2

Şekil C.0.8 Deney no:8 $f=3.6$ Hz (devamı)

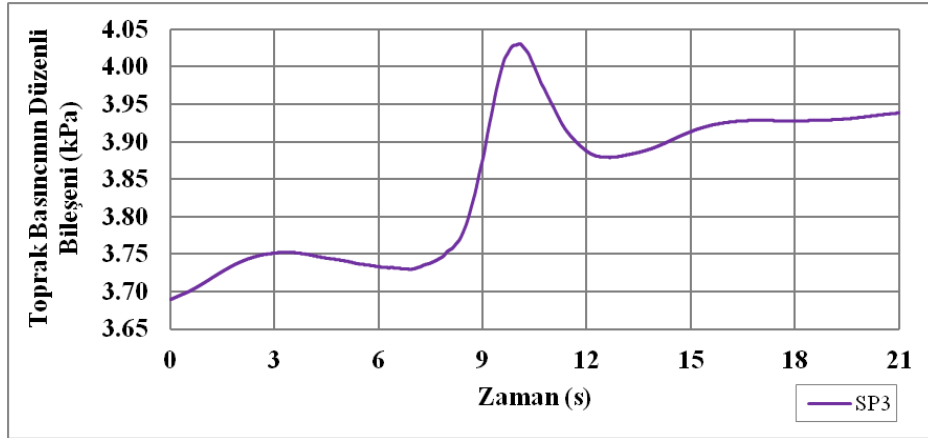


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(b) Blok 2



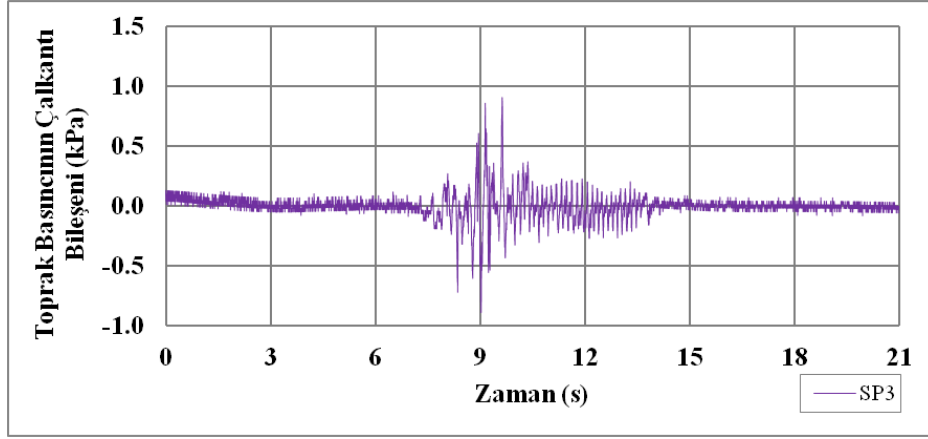
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

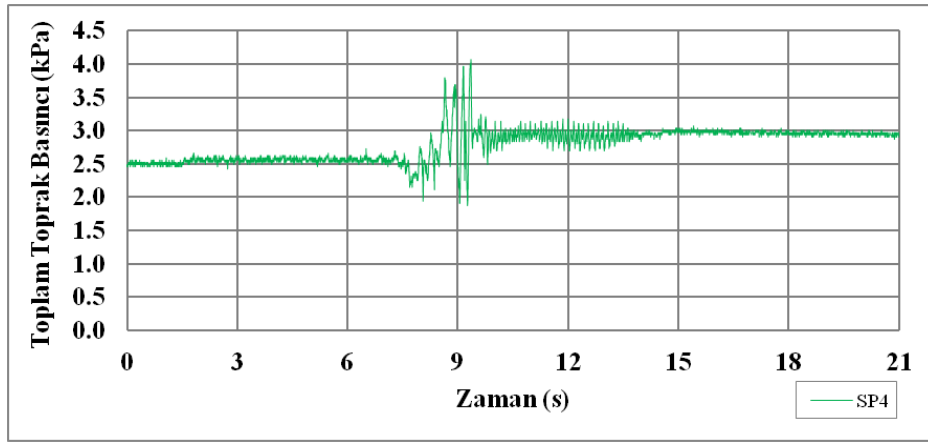
(c) Blok 3

Şekil C.0.8 Deney no:8 $f=3.6$ Hz (devamı)

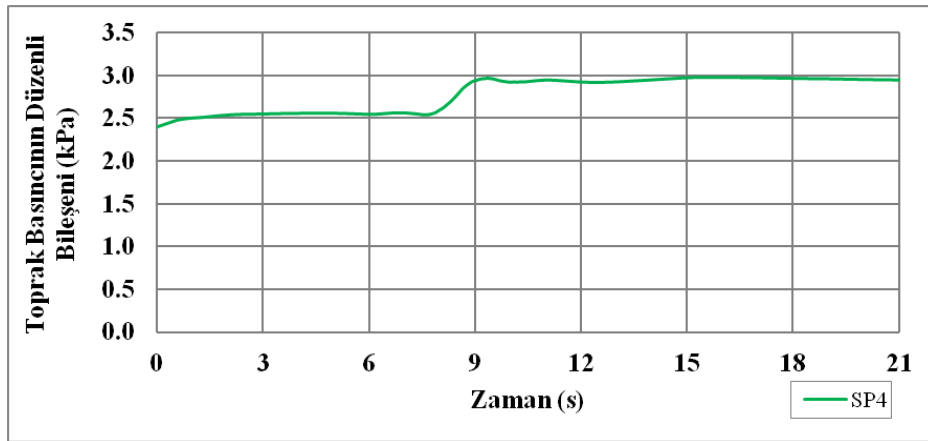


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(c) Blok 3



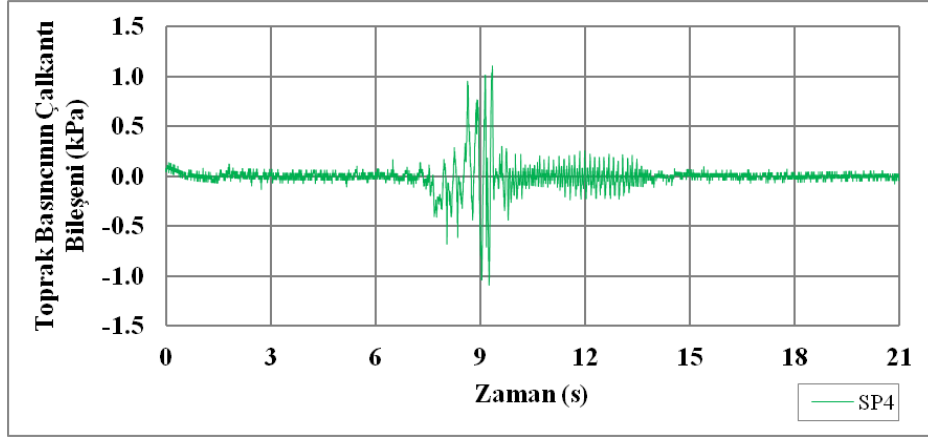
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

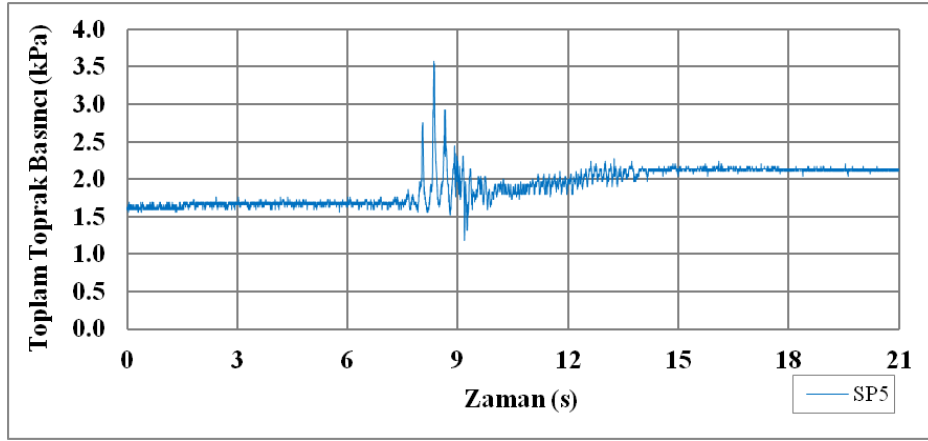
(d) Blok 4

Şekil C.0.8 Deney no:8 $f=3.6$ Hz (devamı)

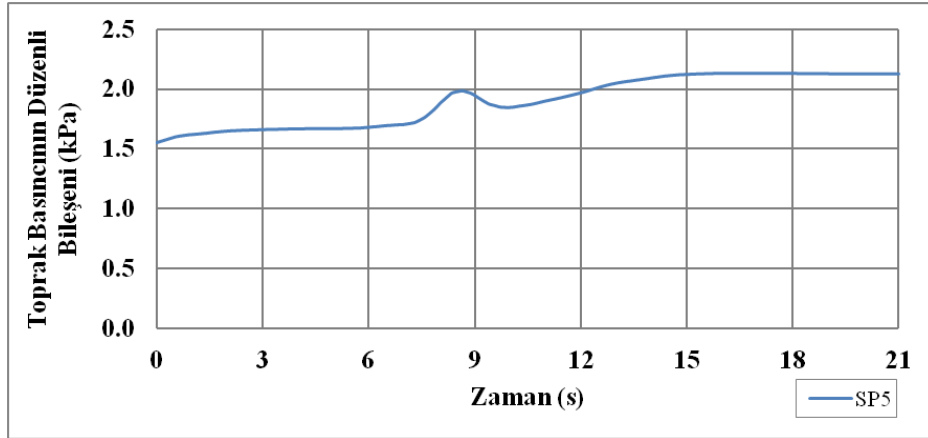


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(d) Blok 4



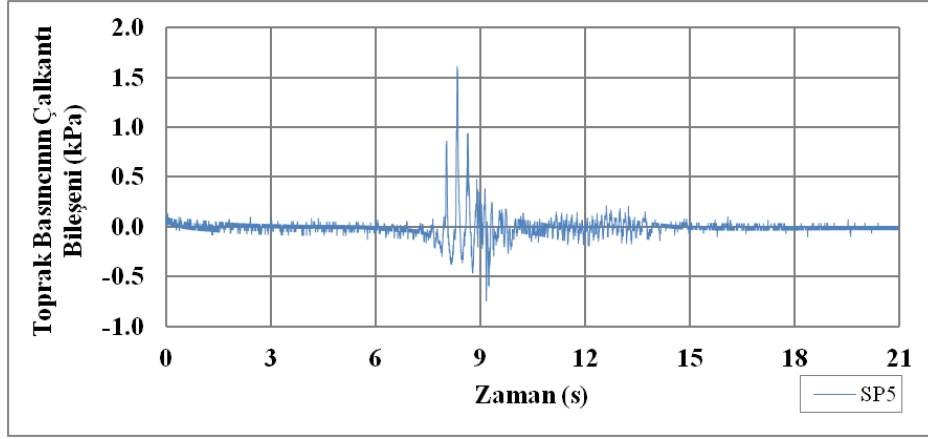
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

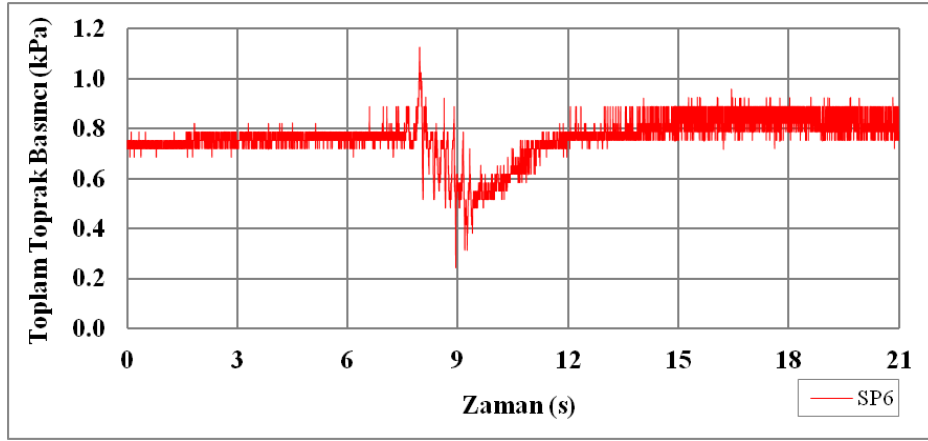
(e) Blok 5

Şekil C.0.8 Deney no:8 $f=3.6$ Hz (devamı)

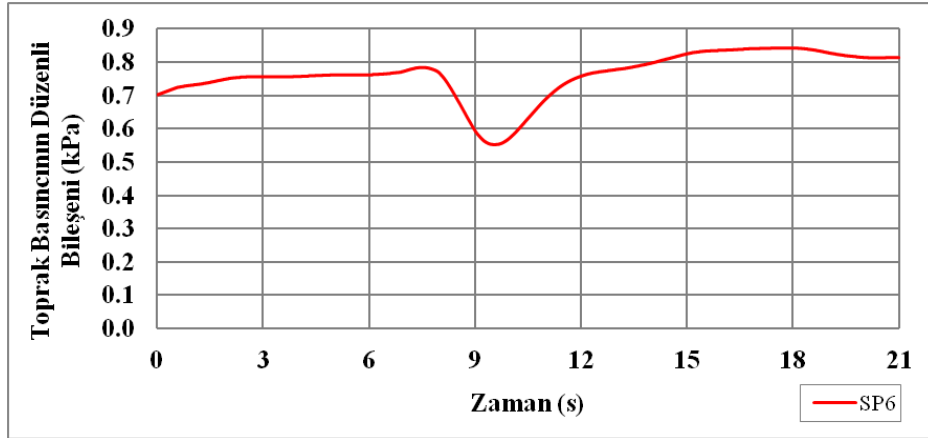


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(e) Blok 5



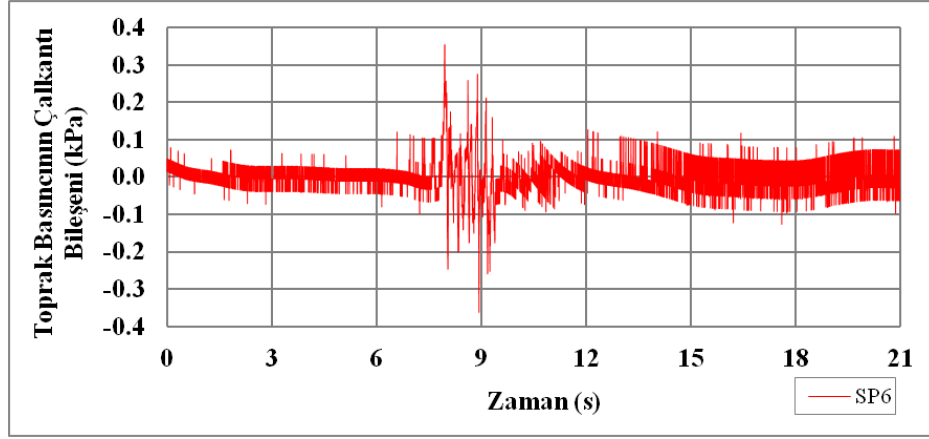
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

(f) Blok 6

Şekil C.0.8 Deney no:8 $f=3.6$ Hz (devamı)

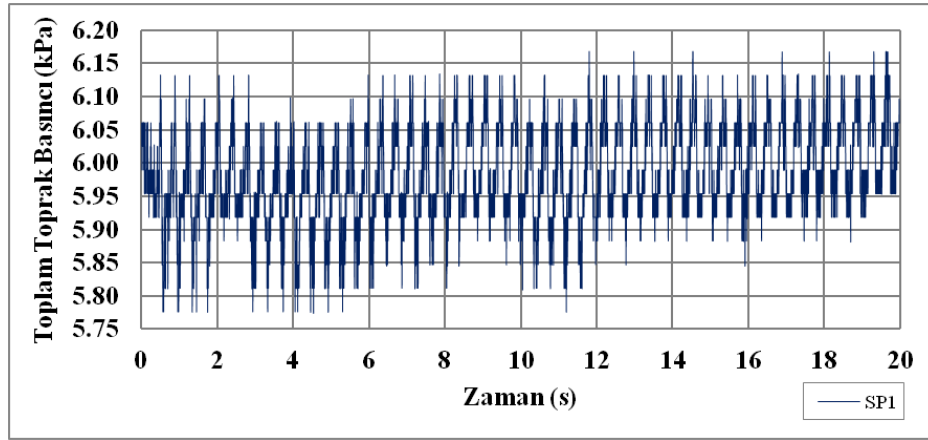


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

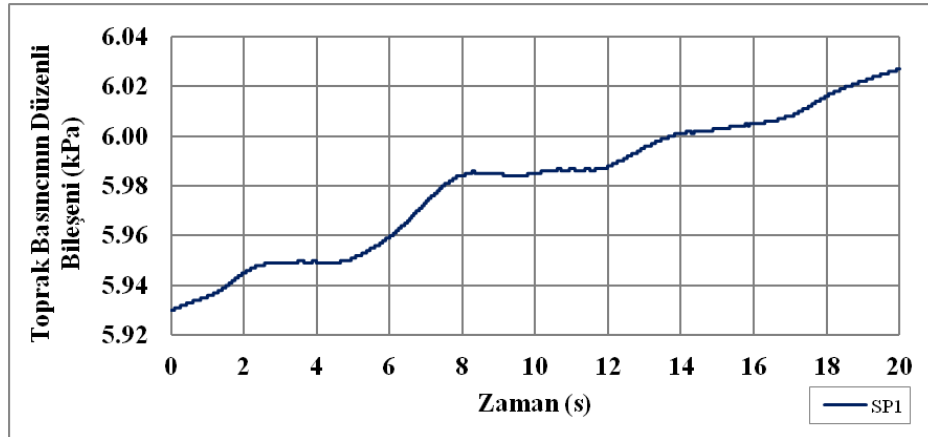
(f) Blok 6

Şekil C.0.8 Deney no:8 $f=3.6$ Hz (devamı)

İkinci Tip Düz Bloklı Model Toprak Basıncı Verileri



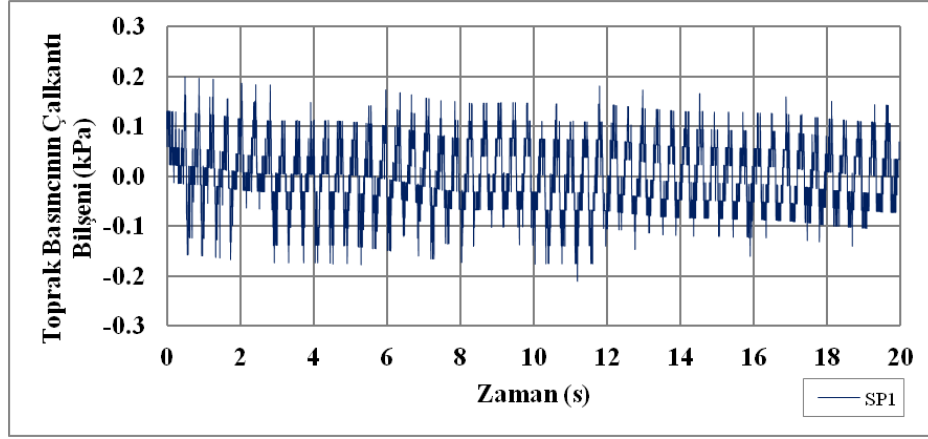
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

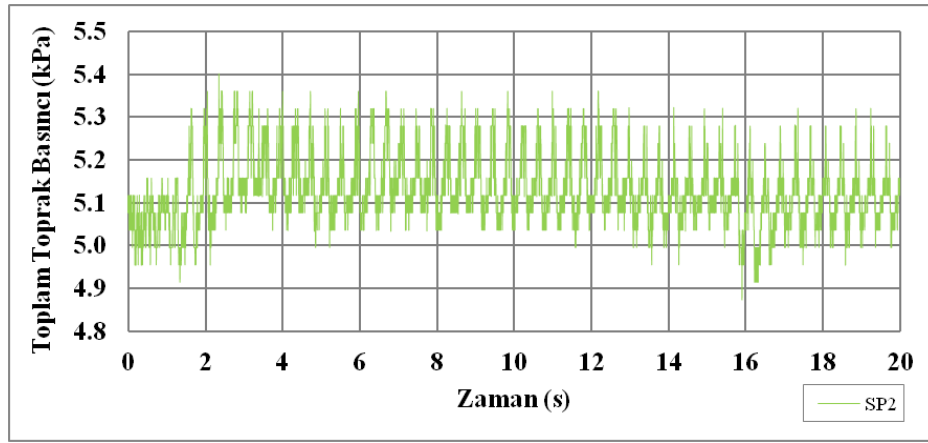
(a) Blok 1

Şekil D.0.1 Deney no:1 $f=3$ Hz

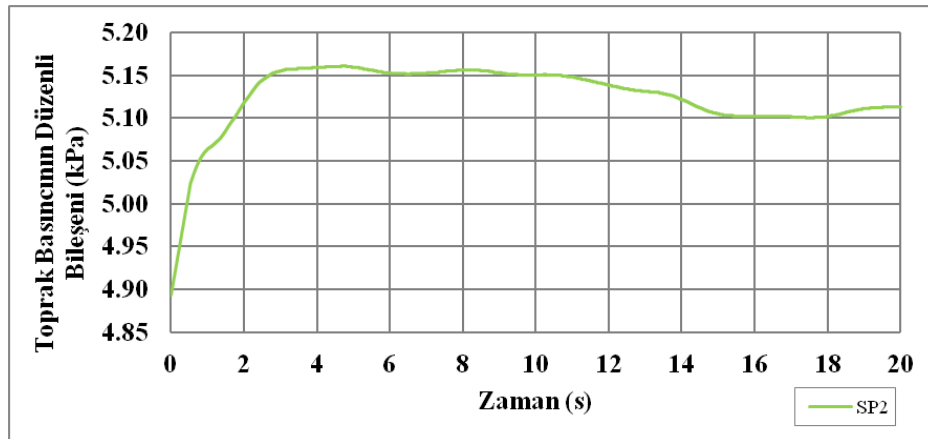


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(a) Blok 1



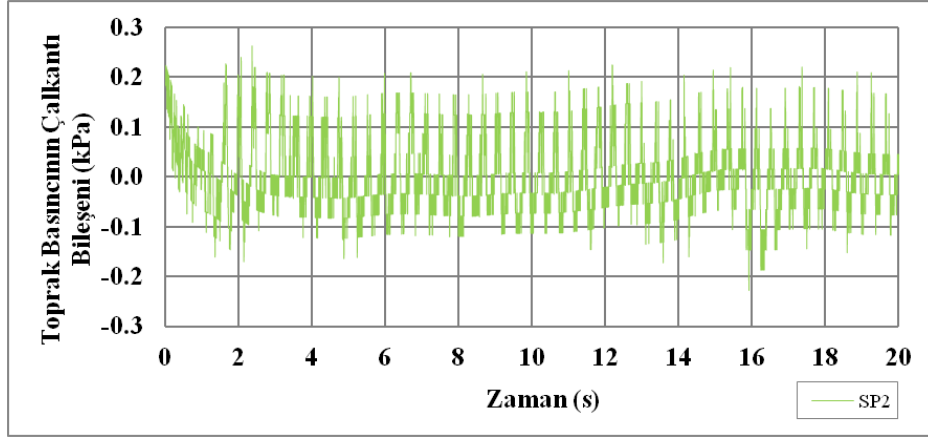
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

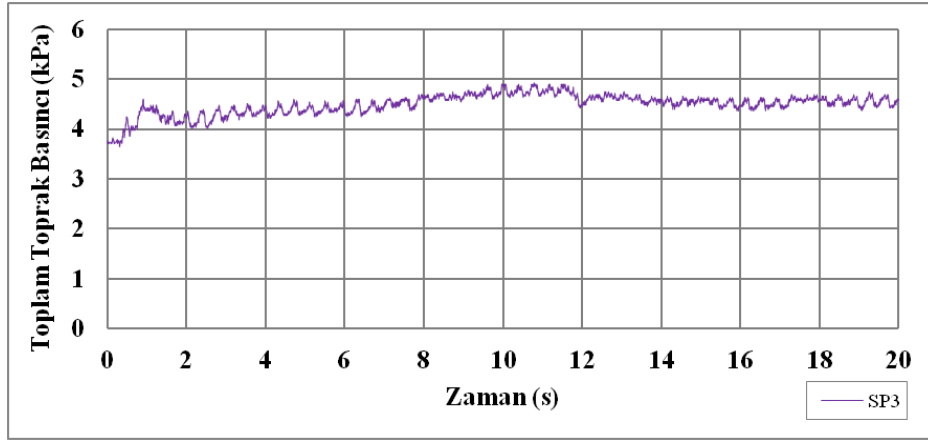
(b) Blok 2

Şekil D.0.1 Deney no:1 $f=3$ Hz (devamı)

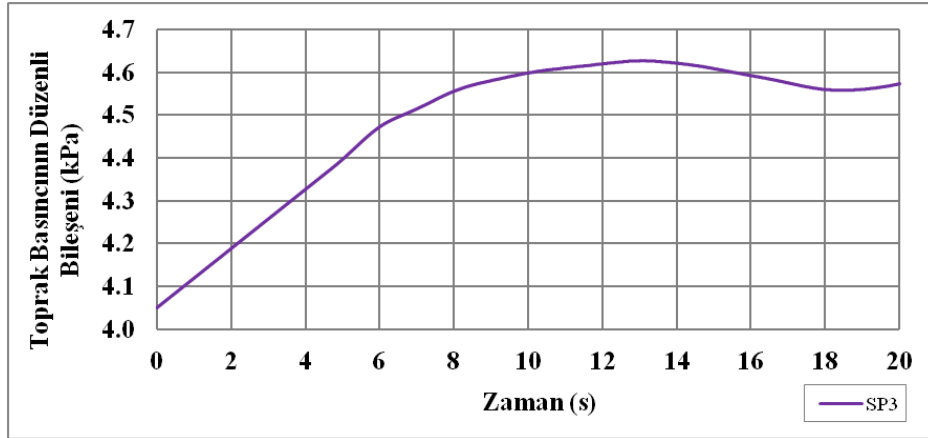


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(b) Blok 2



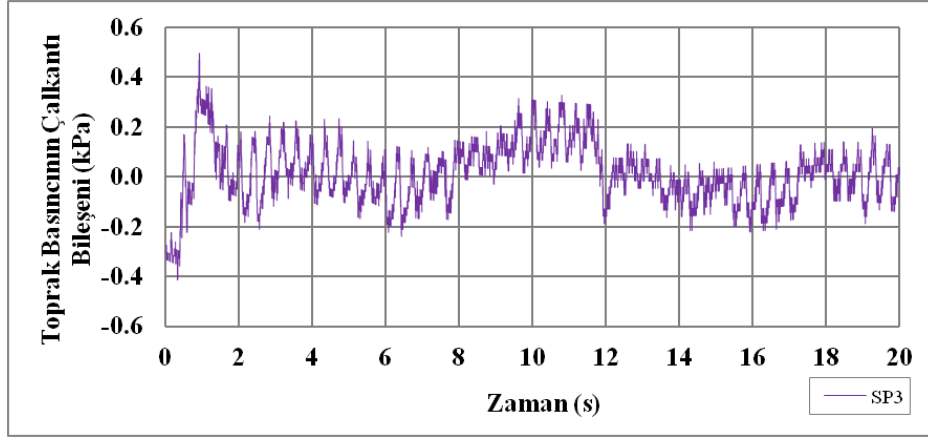
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

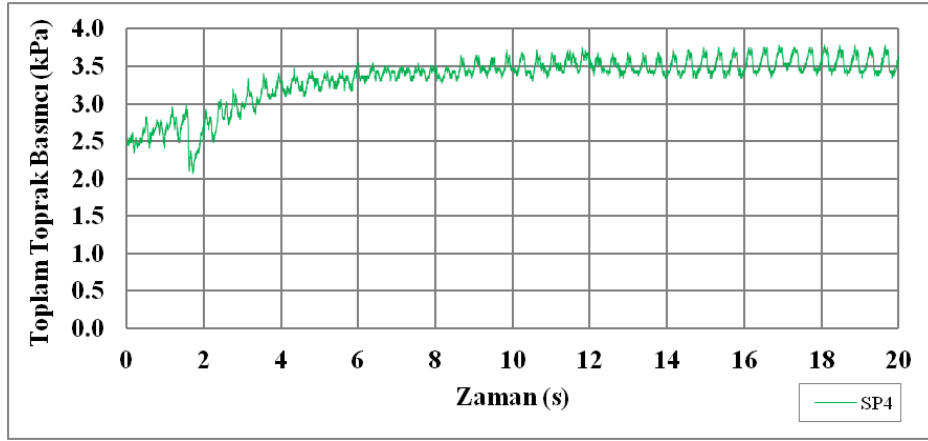
(c) Blok 3

Şekil D.0.1 Deney no:1 $f=3$ Hz (devamı)



iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(c) Blok 3



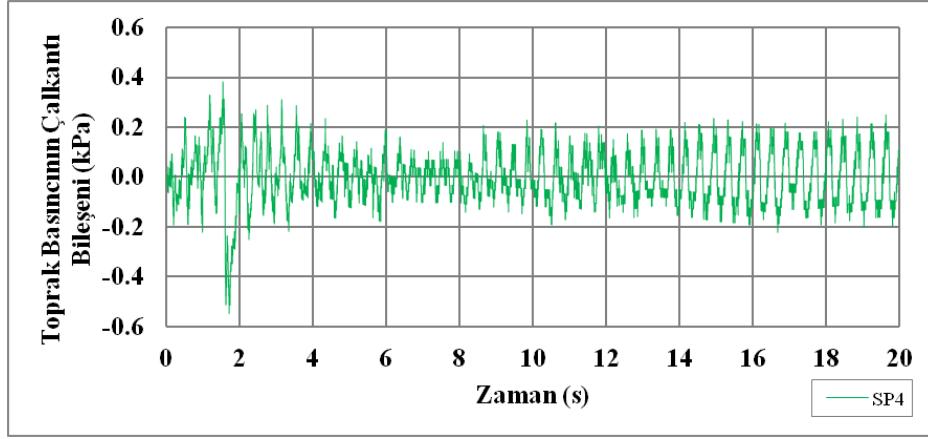
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

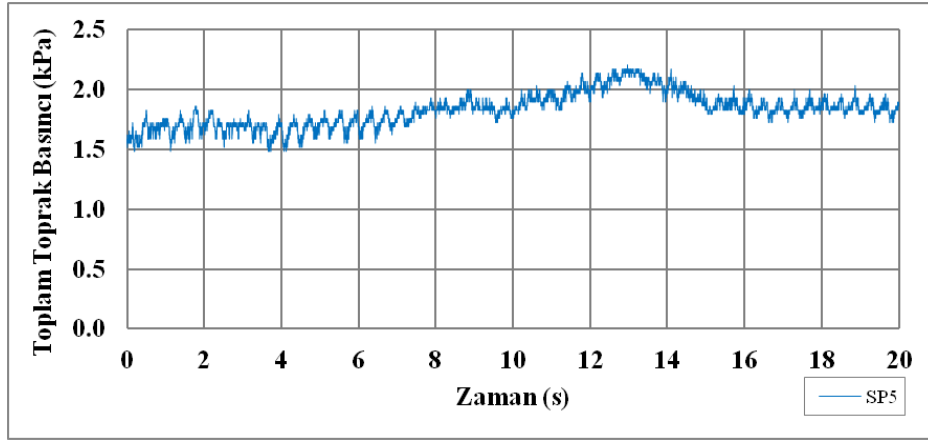
(d) Blok 4

Şekil D.0.1 Deney no:1 $f=3$ Hz (devamı)

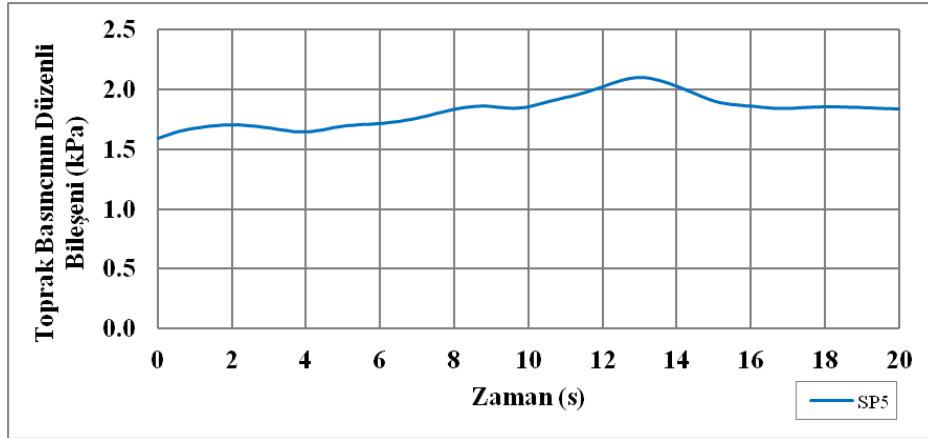


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(d) Blok 4



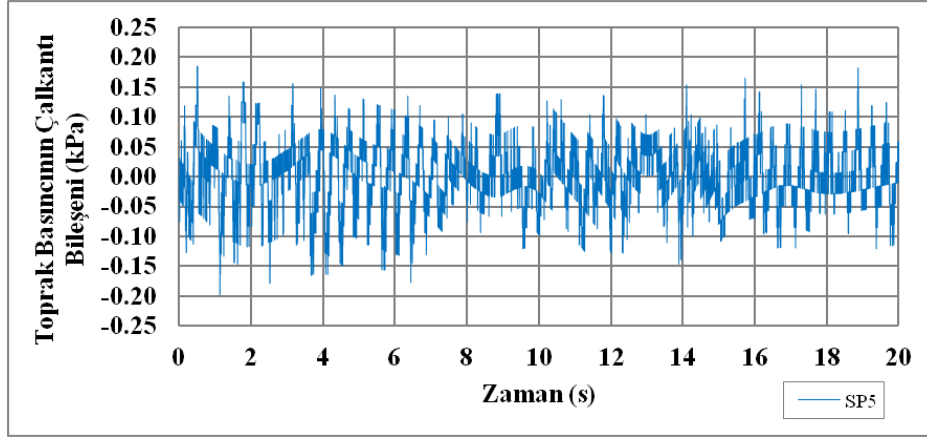
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

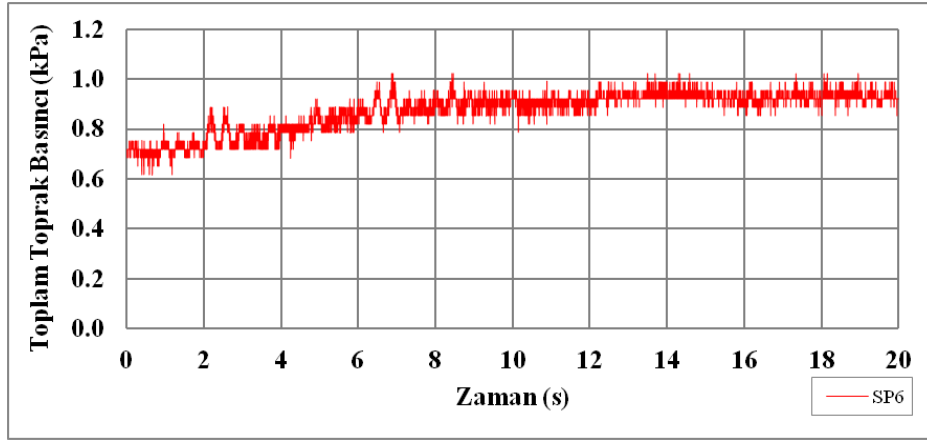
(e) Blok 5

Şekil D.0.1 Deney no:1 $f=3$ Hz (devamı)

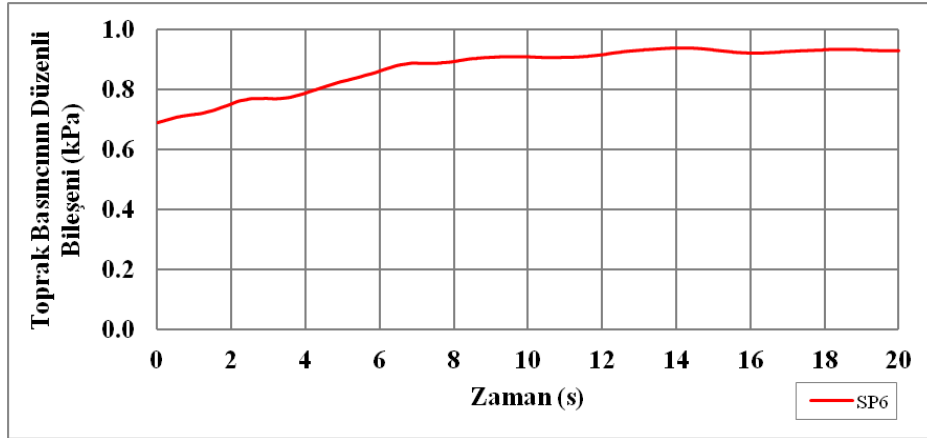


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(e) Blok 5



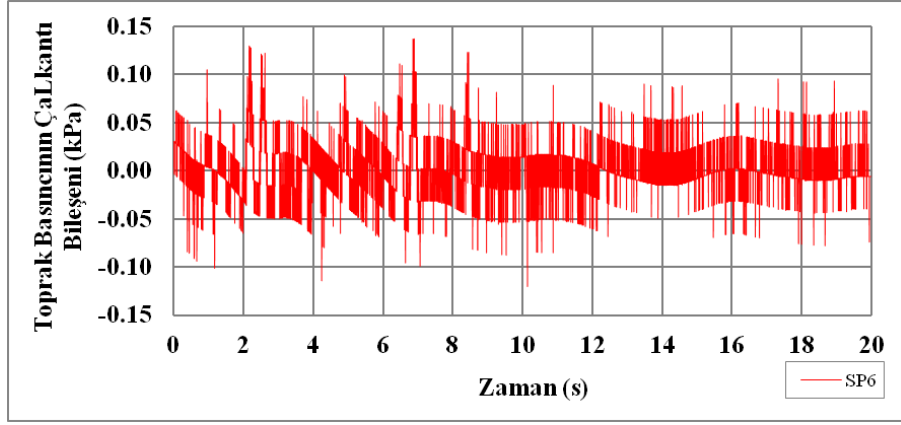
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

(f) Blok 6

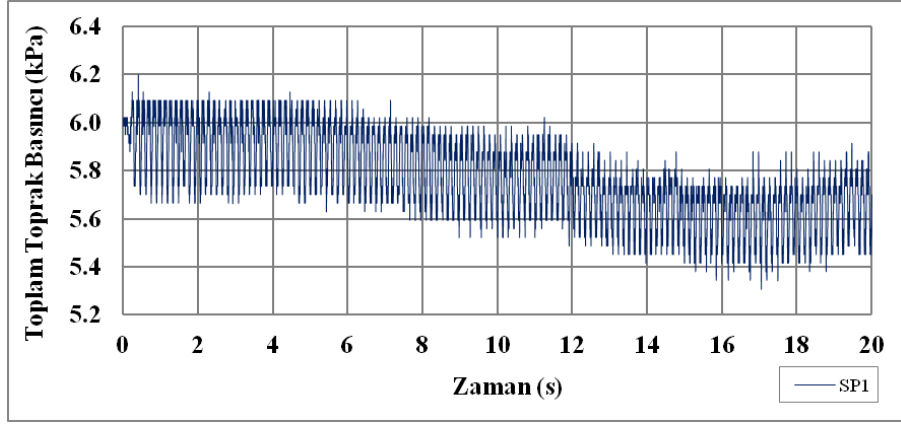
Şekil D.0.1 Deney no:1 $f=3$ Hz (devamı)



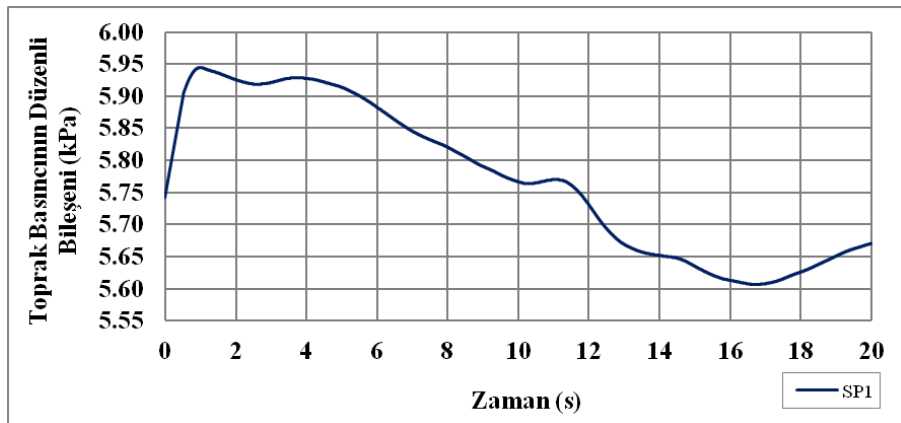
iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(f) Blok 6

Şekil D.0.1 Deney no:1 $f=3$ Hz (devamı)



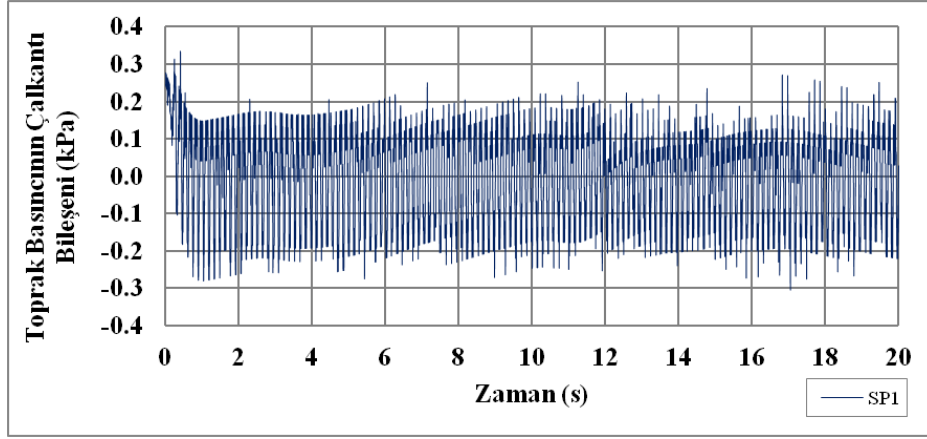
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

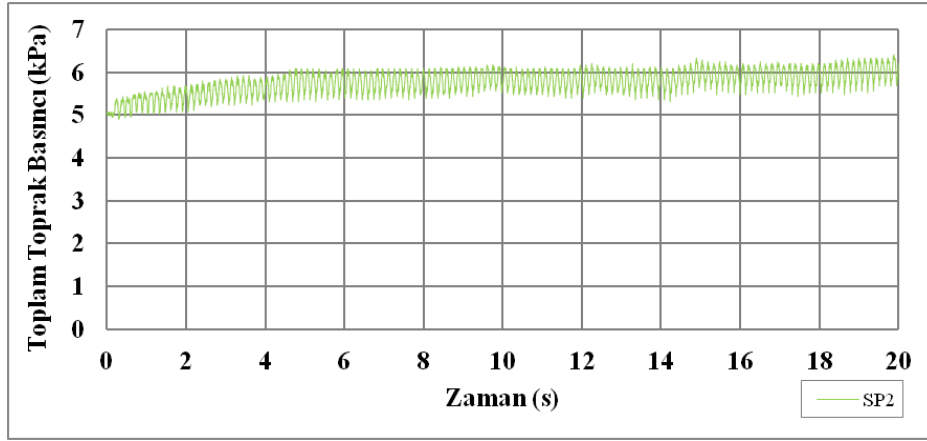
(a) Blok 1

Şekil D.0.2 Deney no:2 $f=7$ Hz



iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(a) Blok 1



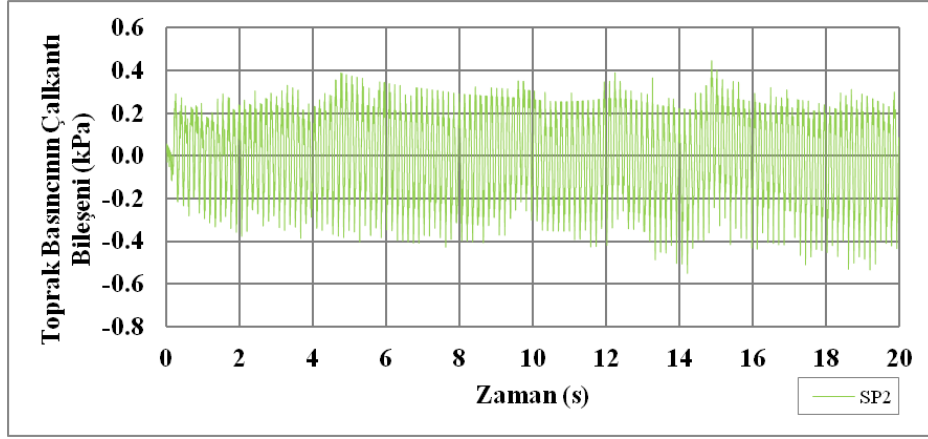
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

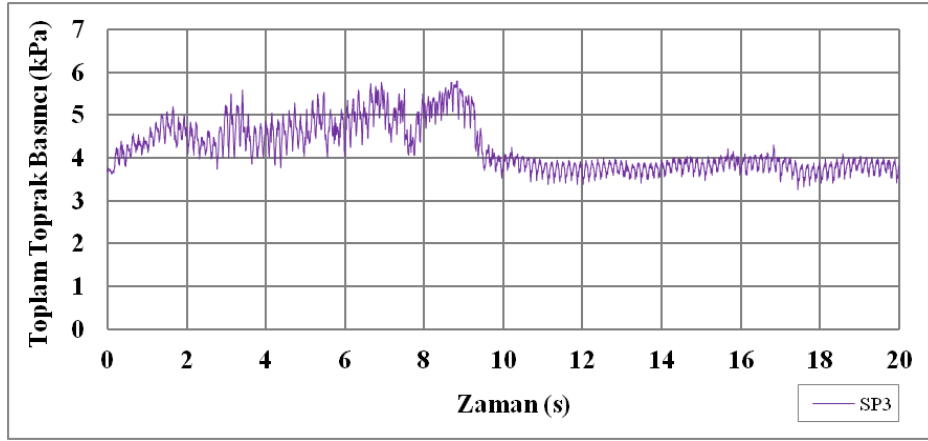
(b) Blok 2

Şekil D.0.2 Deney no:2 $f=7$ Hz (devamı)



iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(b) Blok 2



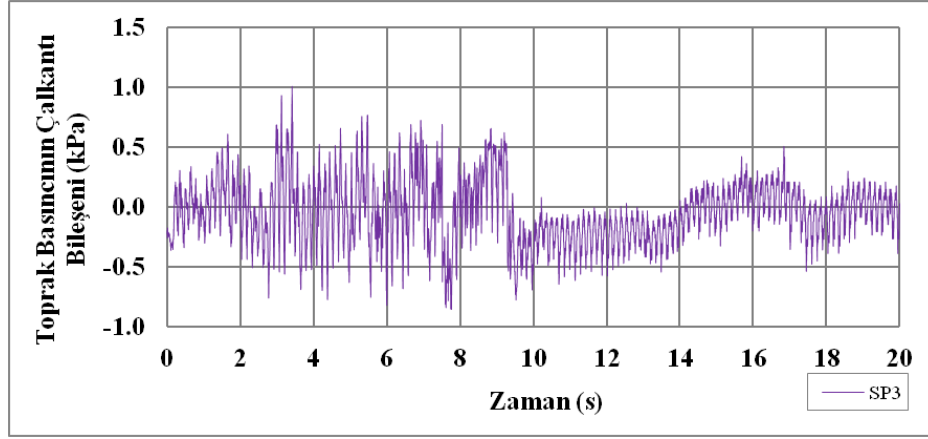
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

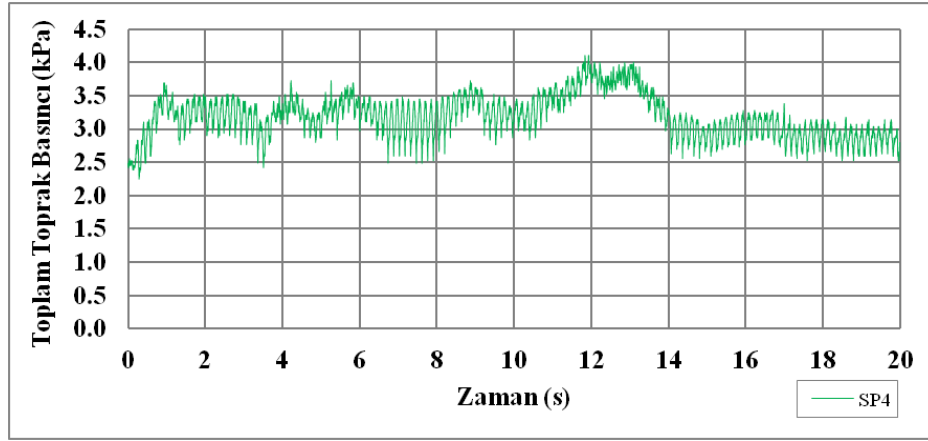
(c) Blok 3

Şekil D.0.2 Deney no:2 $f=7$ Hz (devamı)

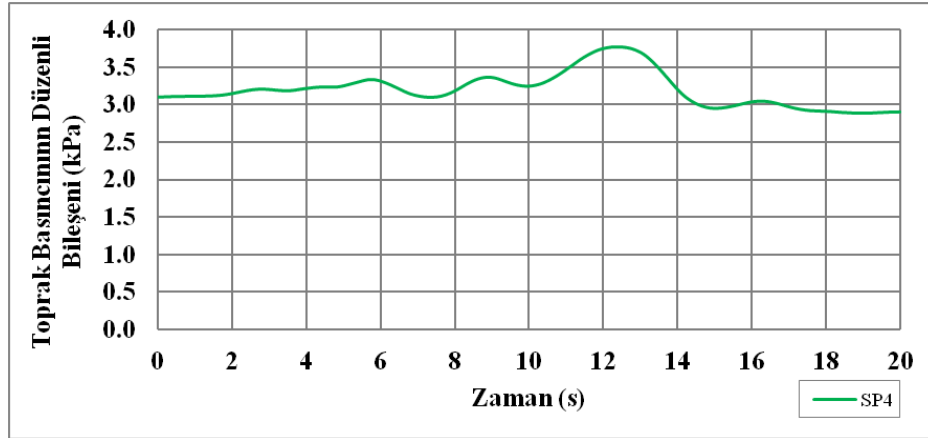


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(c) Blok 3



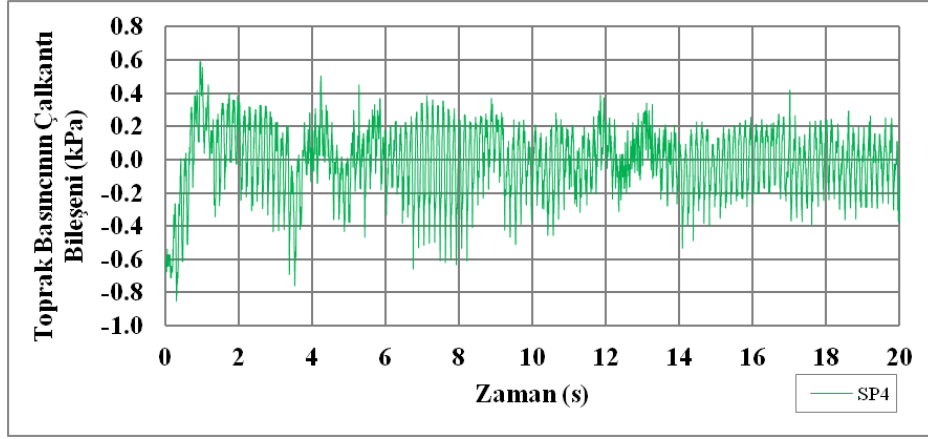
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

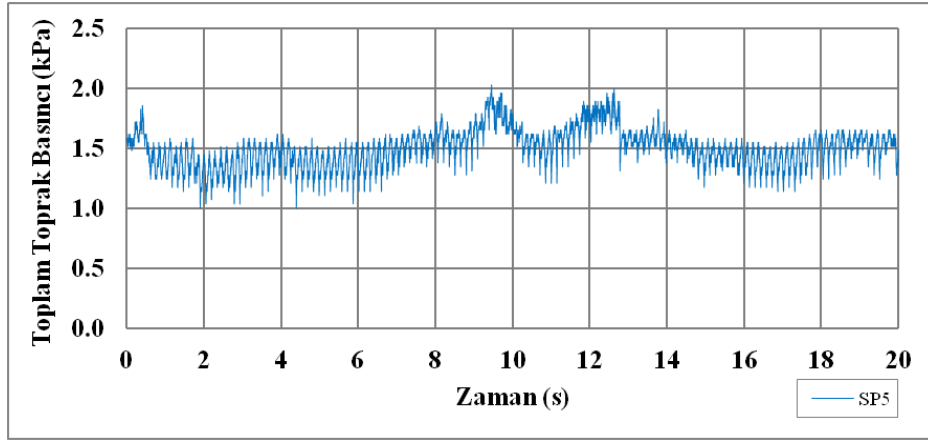
(d) Blok 4

Şekil D.0.2 Deney no:2 $f=7$ Hz (devamı)

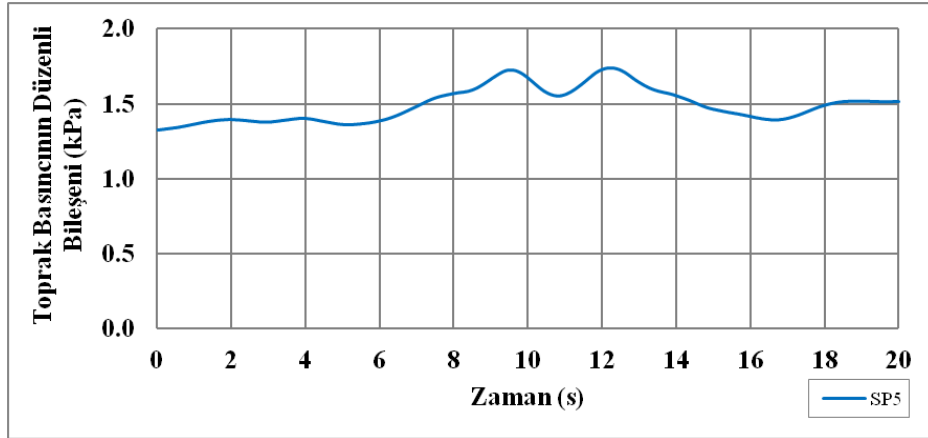


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(d) Blok 4



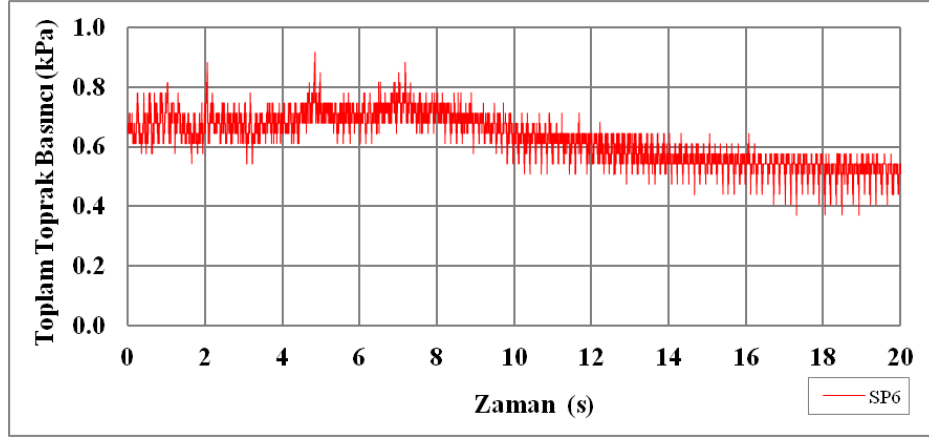
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

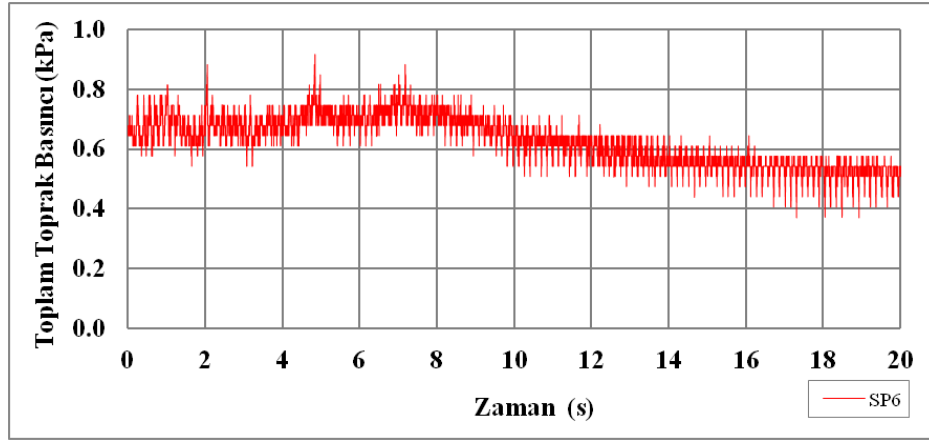
(e) Blok 5

Şekil D.0.2 Deney no:2 $f=7$ Hz (devamı)



iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

(e) Blok 5



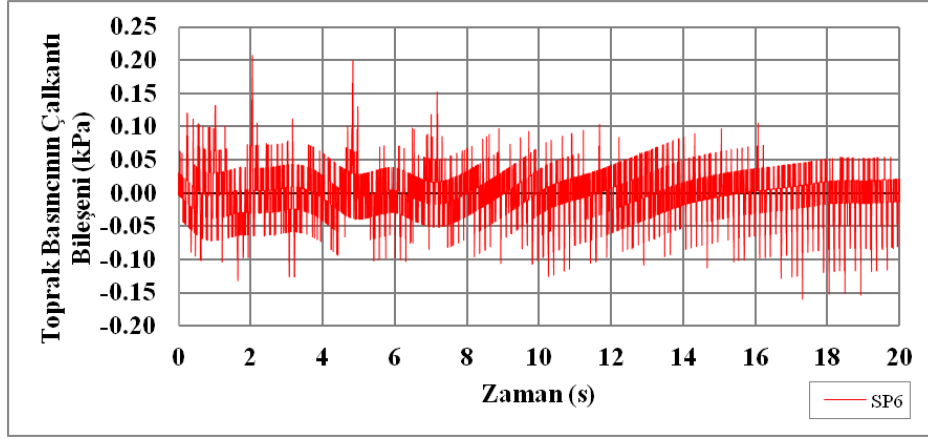
i. Toplam Toprak Basıncı



ii. Toprak Basıncının Düzenli Bileşeni

(f) Blok 6

Şekil D.0.2 Deney no:2 $f=7$ Hz (devamı)

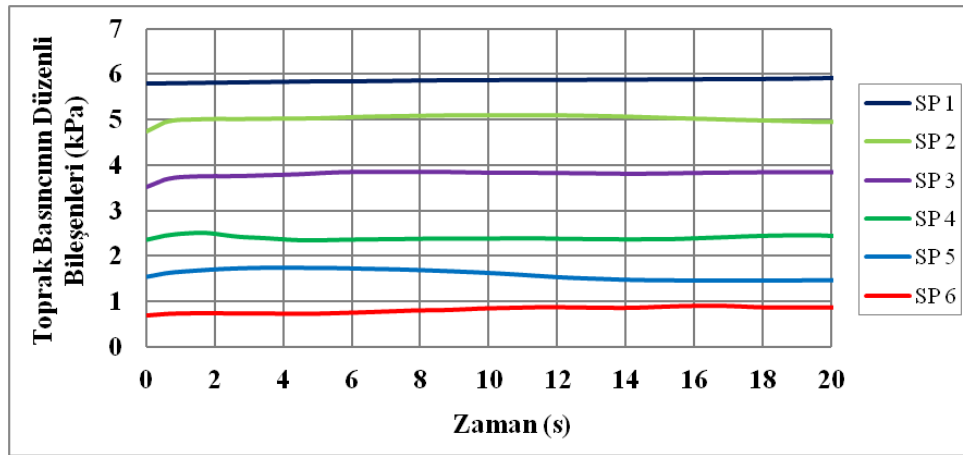


iii. Toprak Basıncının Çalkantı Bileşeni

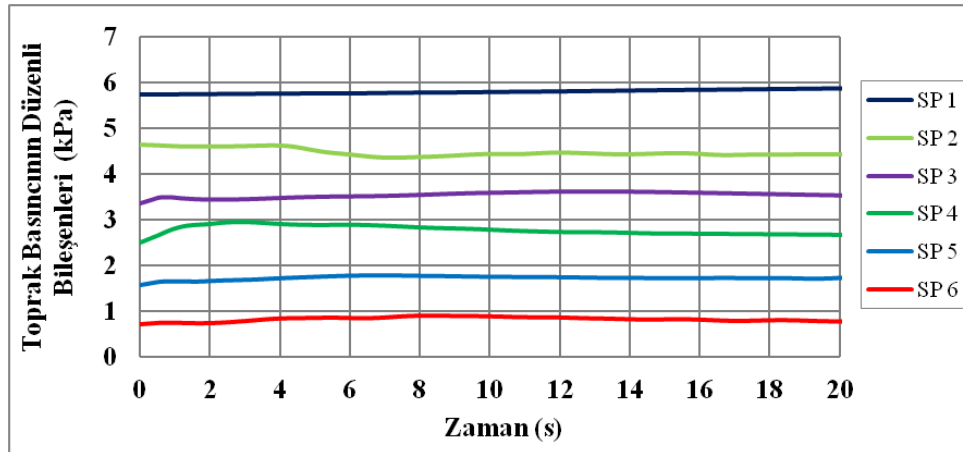
(f) Blok 6

Şekil D.0.2 Deney no:2 $f=7$ Hz (devamı)

Birinci Tip Düz Bloklü Düzenli Toprak Basıncı Verileri

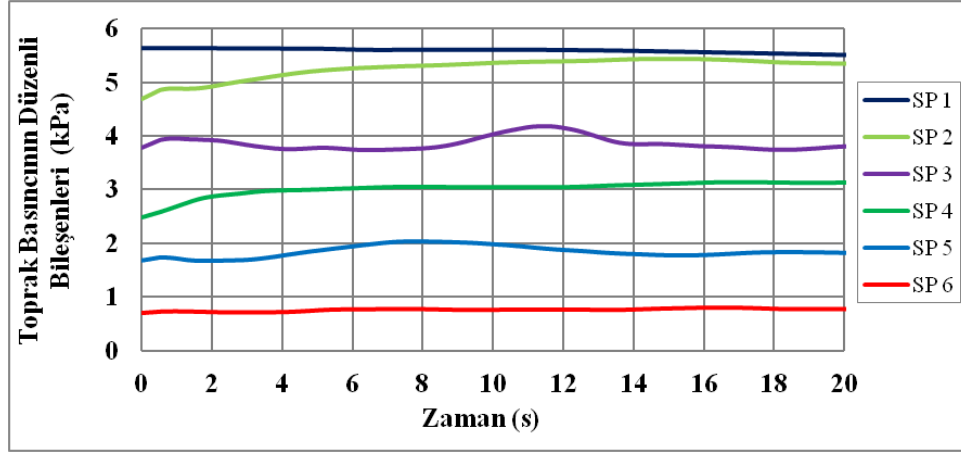


(a) Deney no:1 $f=3\text{Hz}$

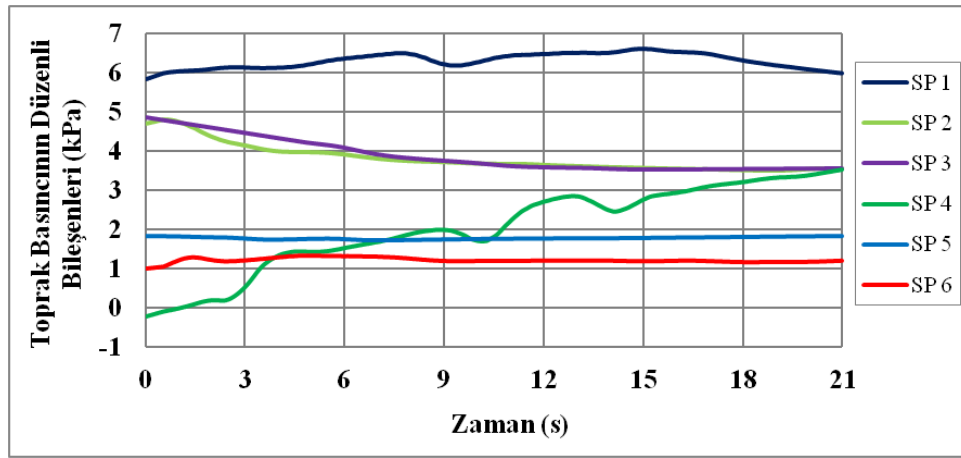


(b) Deney no:2 $f=6\text{Hz}$

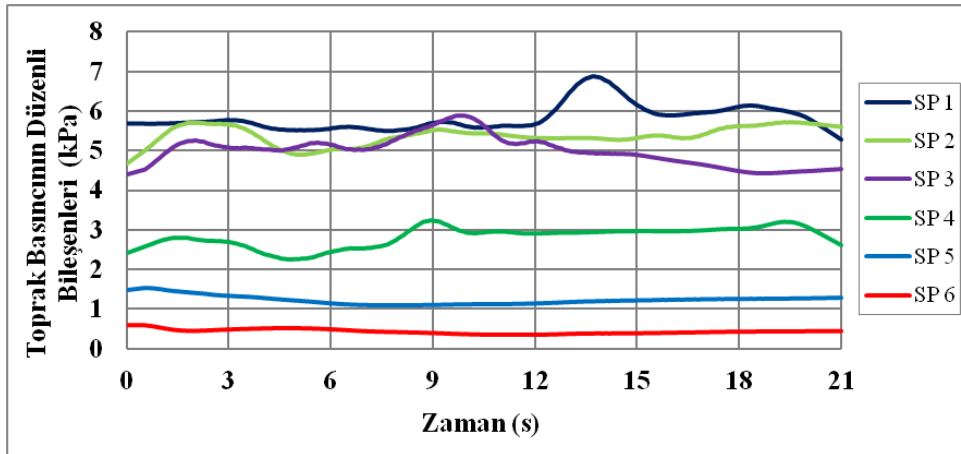
Şekil E.0.1 Birinci tip düz bloklü model üzerinde düzenli toprak basıncı bileşenlerinin değişimi



(c) Deney no:3 $f=7\text{Hz}$

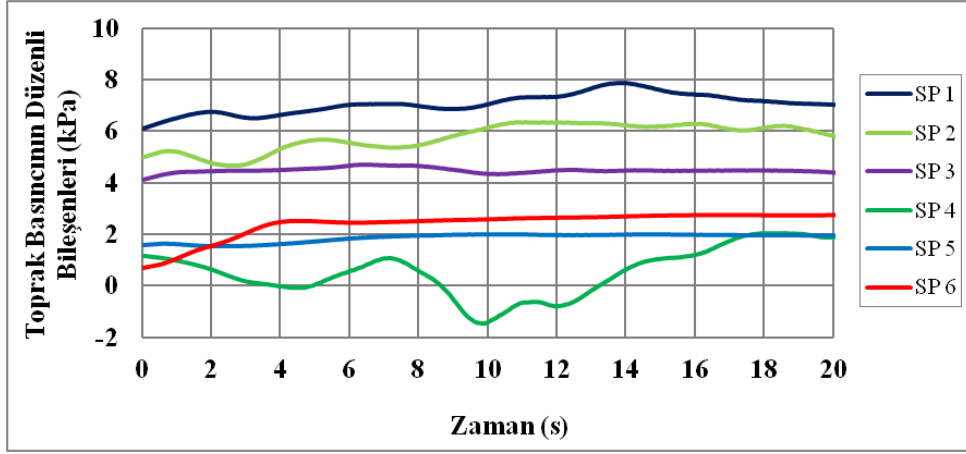


(d) Deney no:4 $f=4\text{Hz}$

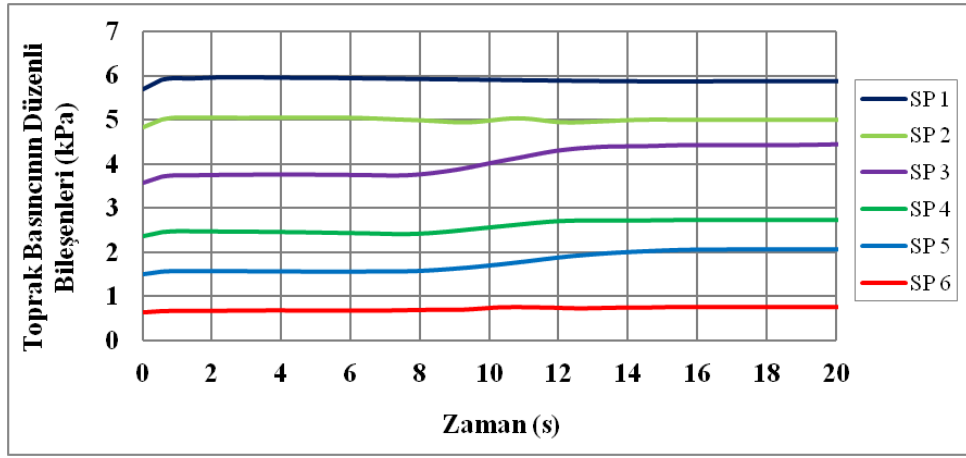


(e) Deney no:5 $f=4\text{Hz}$

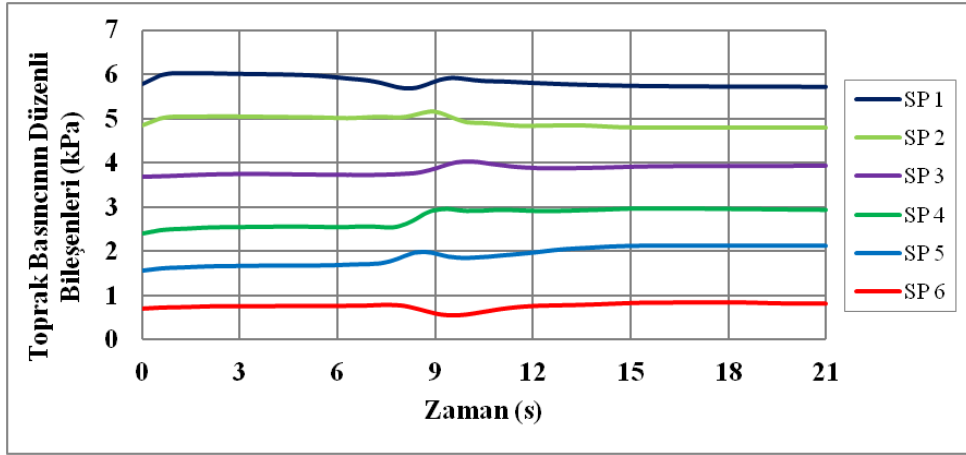
Şekil E.0.1 Birinci tip düz bloklu model üzerinde düzenli toprak basıncı bileşenlerinin değişimi (devamı)



(f) Deney no:6 $f=4\text{Hz}$



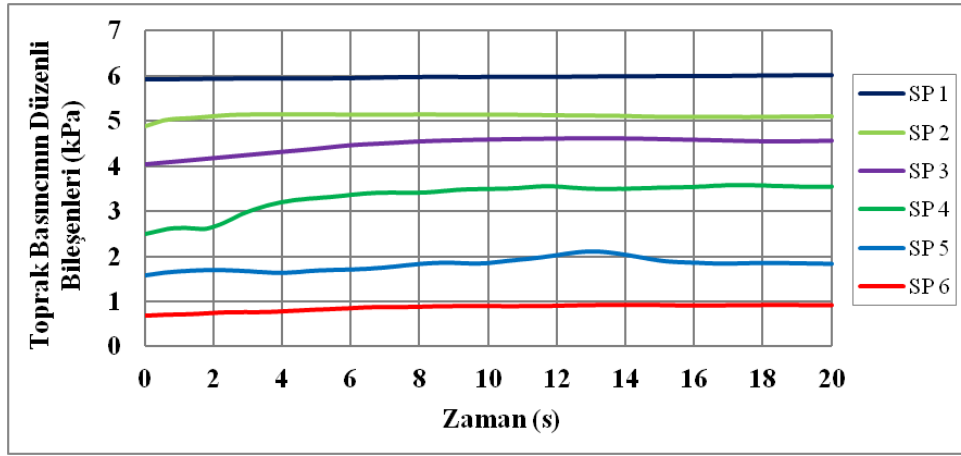
(g) Deney no:7 $f=7\text{Hz}$



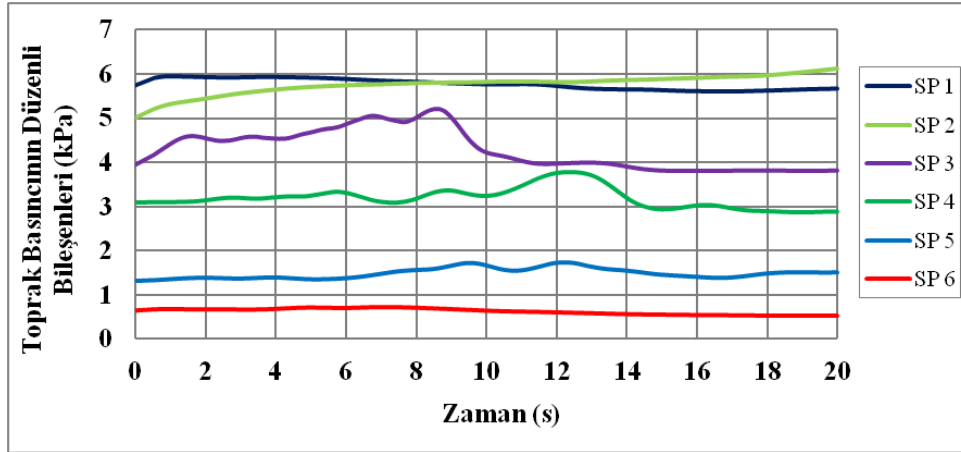
(h) Deney no:8 $f=3.6\text{Hz}$

Şekil E.0.1 Birinci tip düz bloklu model üzerinde düzenli toprak basıncı bileşenlerinin değişimi (devamı)

İkinci Tip Düz Bloklü Düzenli Toprak Basıncı Verileri

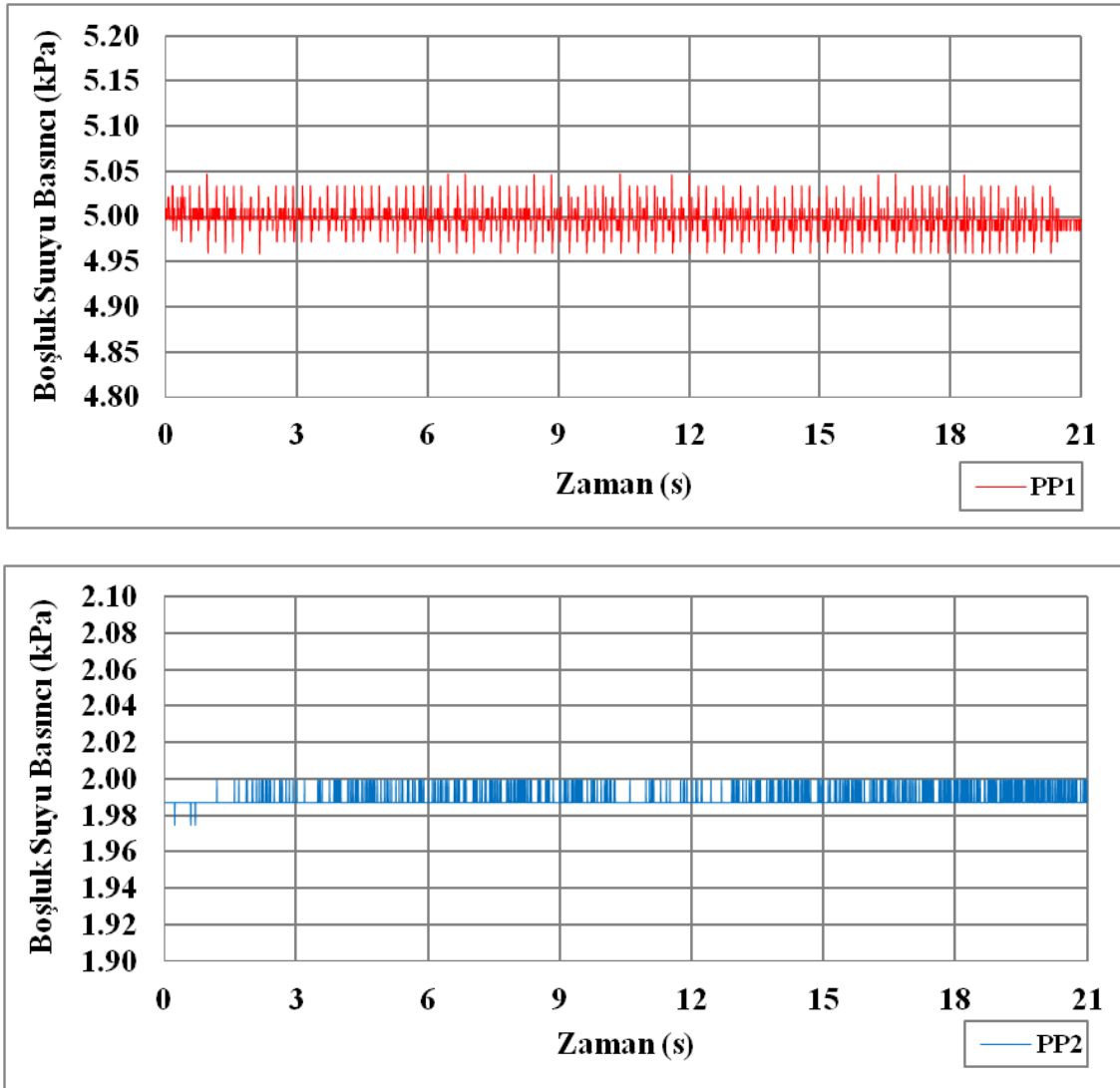


(a) Deney no:1 f=3Hz

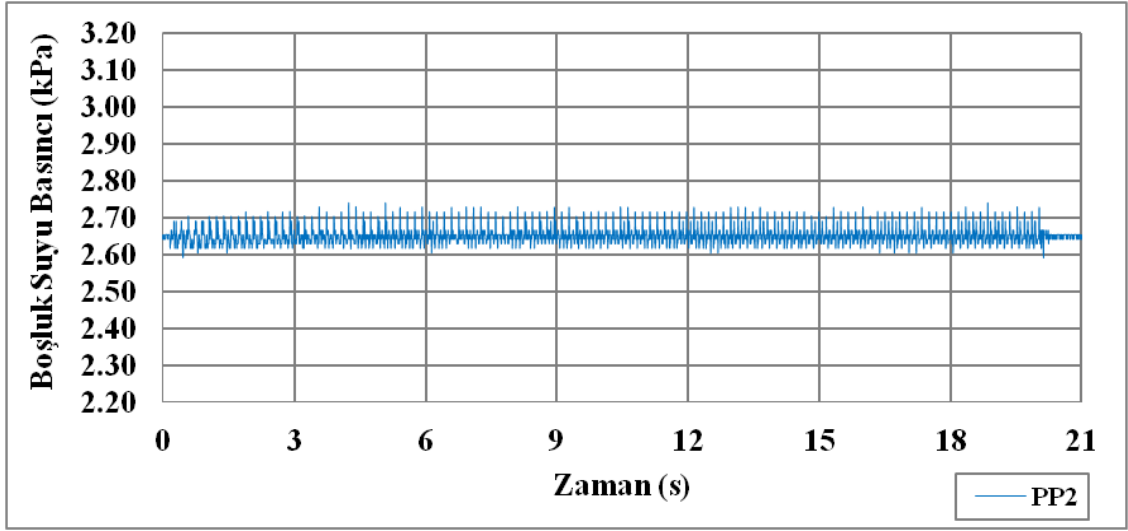
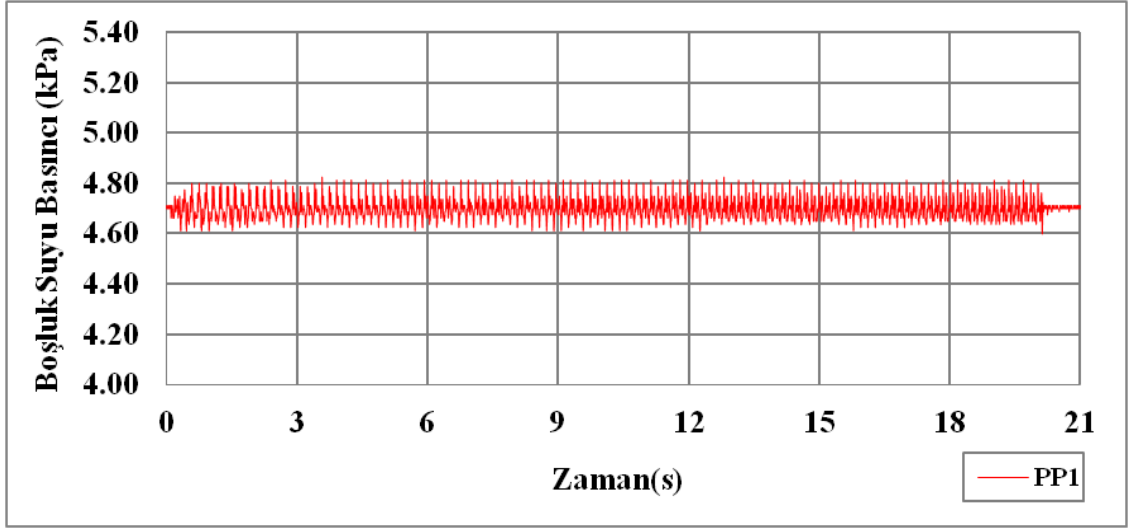


(b) Deney no:2 f=7Hz

Şekil F.0.1 Birinci tip düz bloklü model üzerinde düzenli toprak basıncı bileşenlerinin değişimi

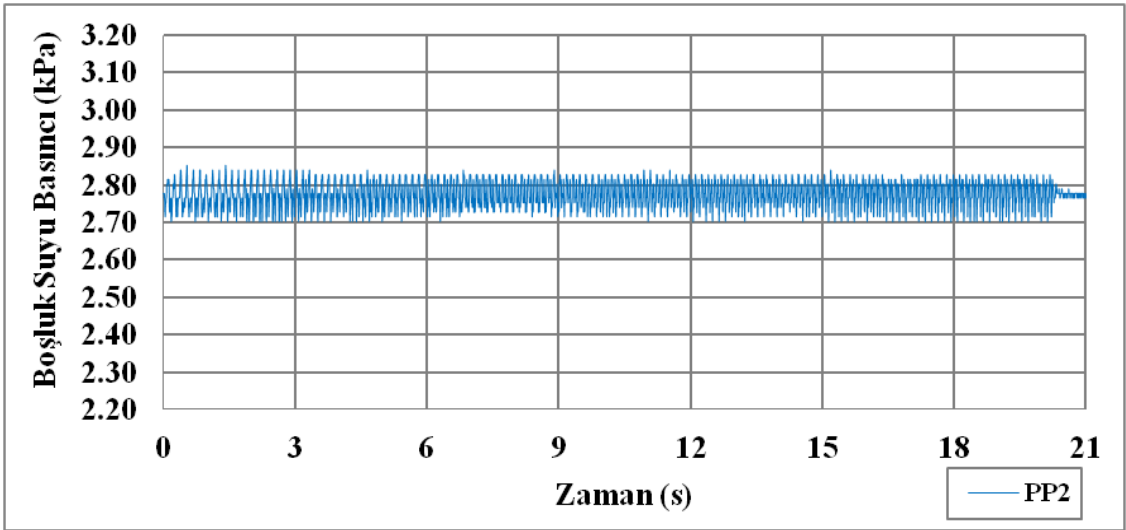
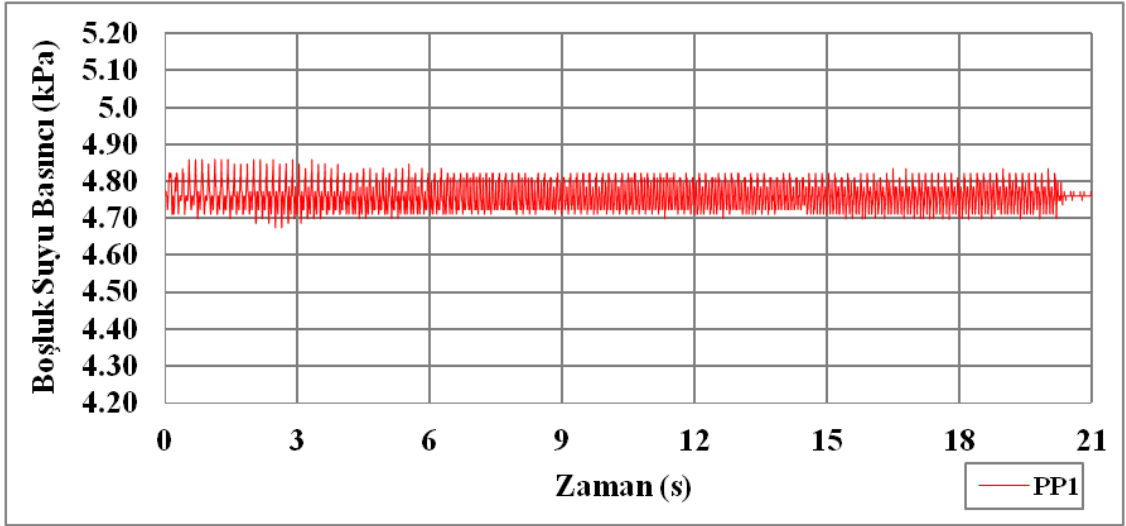
Birinci Tip Düz Bloklı Model Boşluk Suyu Basıncı Verileri(a) Deney no:1 $f=3\text{Hz}$

Şekil G.0.1 Boşluk suyu basınç değişimleri



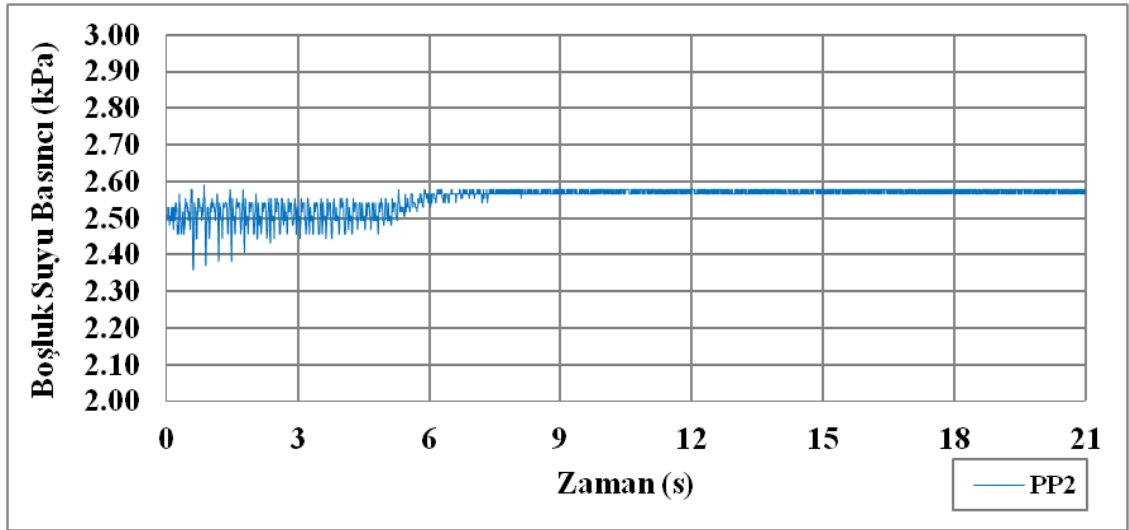
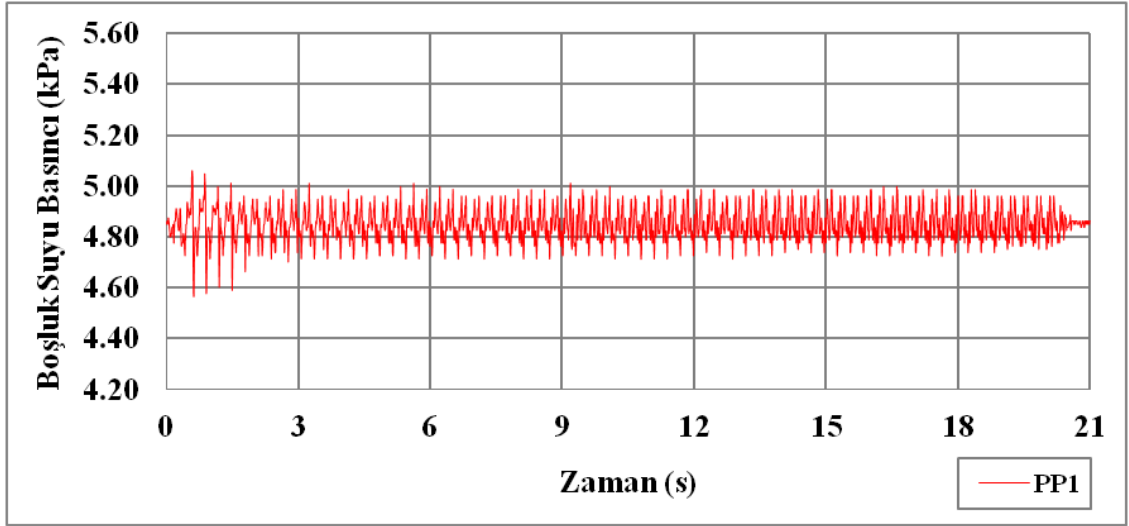
(b) Deney no:2 $f=6\text{Hz}$

Şekil G.0.1 Boşluk suyu basınç değişimleri (devamı)



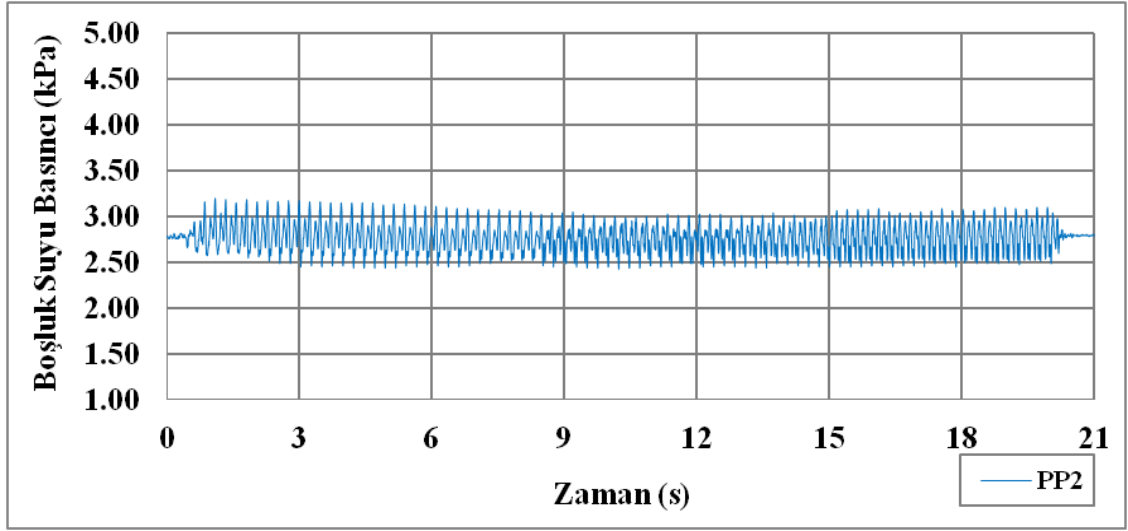
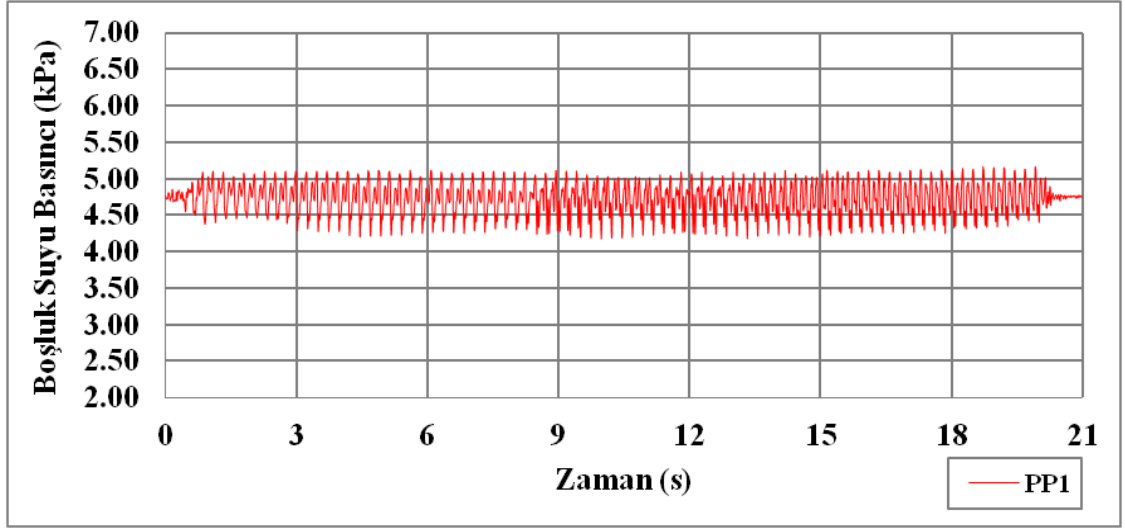
(c) Deney no:3 $f=7\text{Hz}$

Şekil G.0.1 Boşluk suyu basınç değişimleri (devamı)



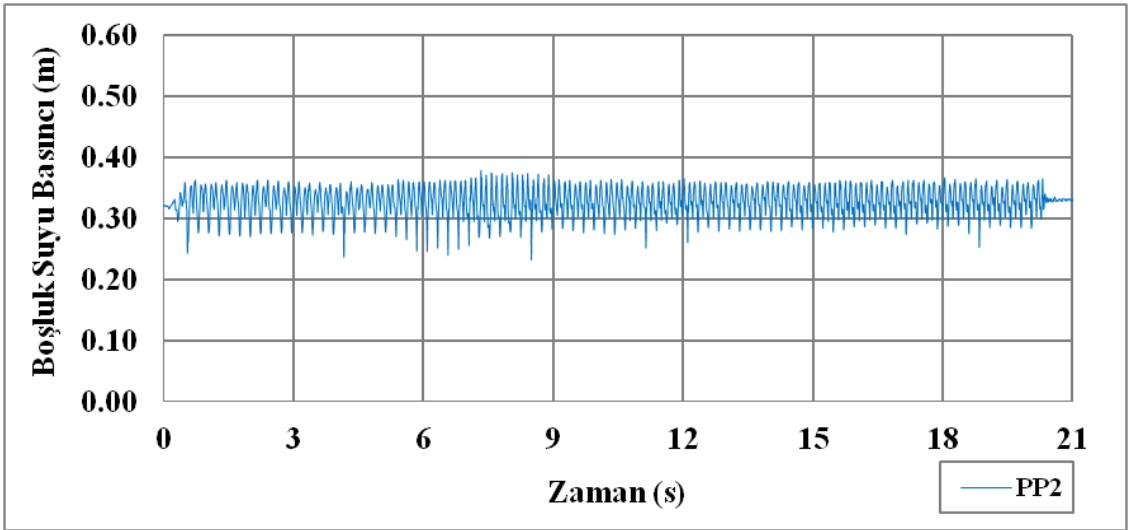
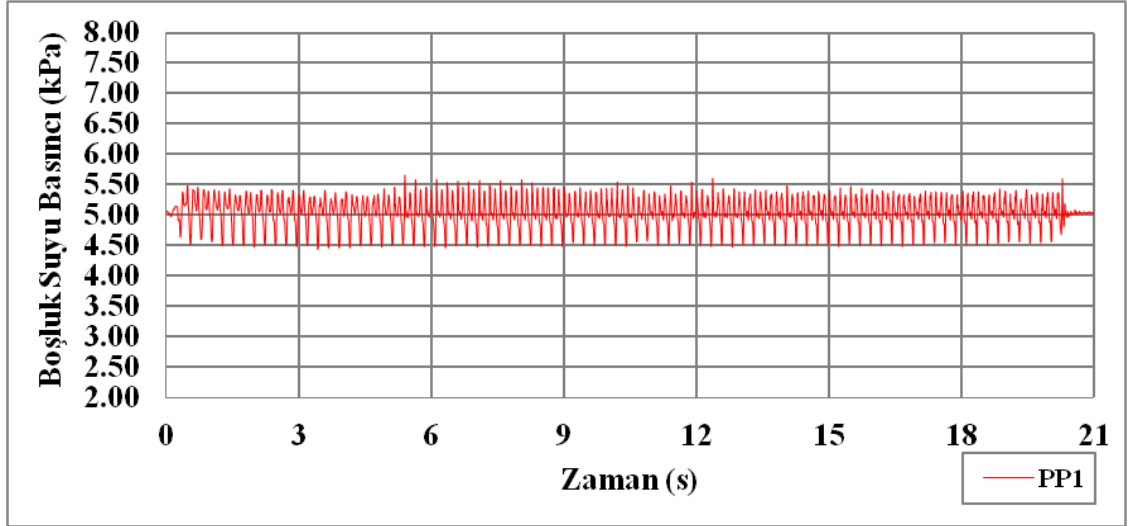
(d) Deney no:4 $f=4\text{Hz}$

Şekil G.0.1 Boşluk suyu basınç değişimleri (devamı)



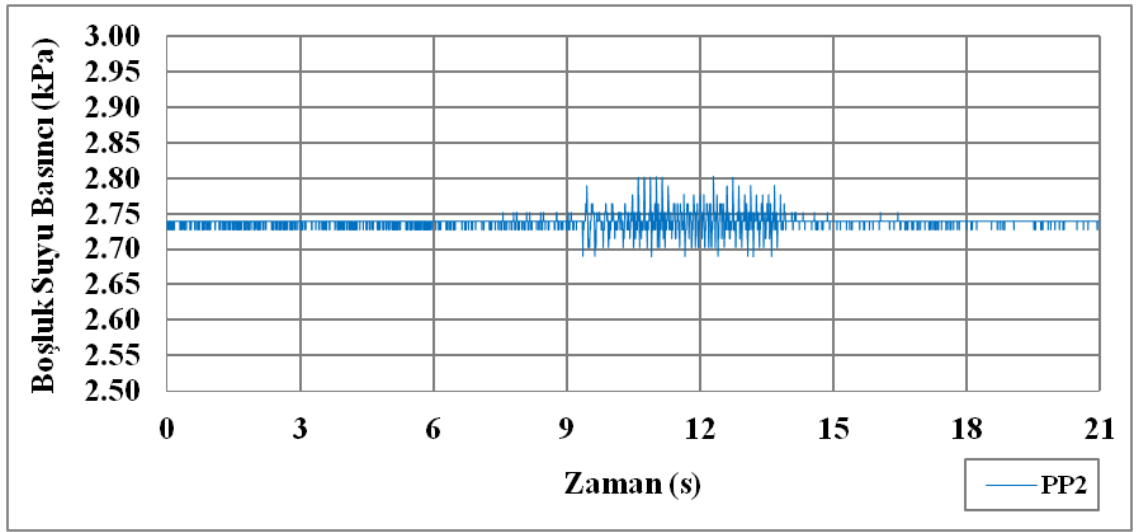
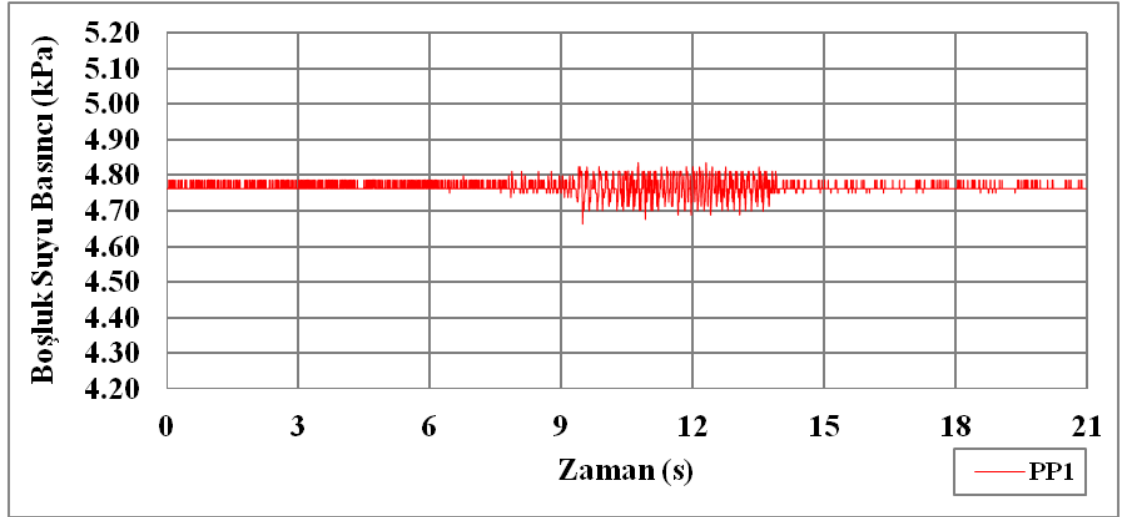
(e) Deney no:5 $f=4\text{Hz}$

Şekil G.0.1 Boşluk suyu basınç değişimleri (devamı)



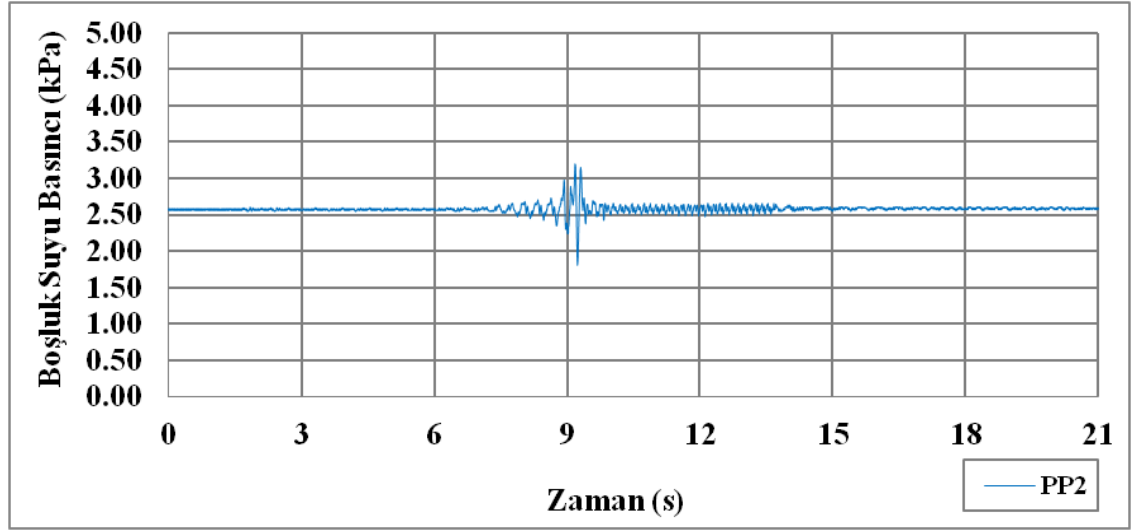
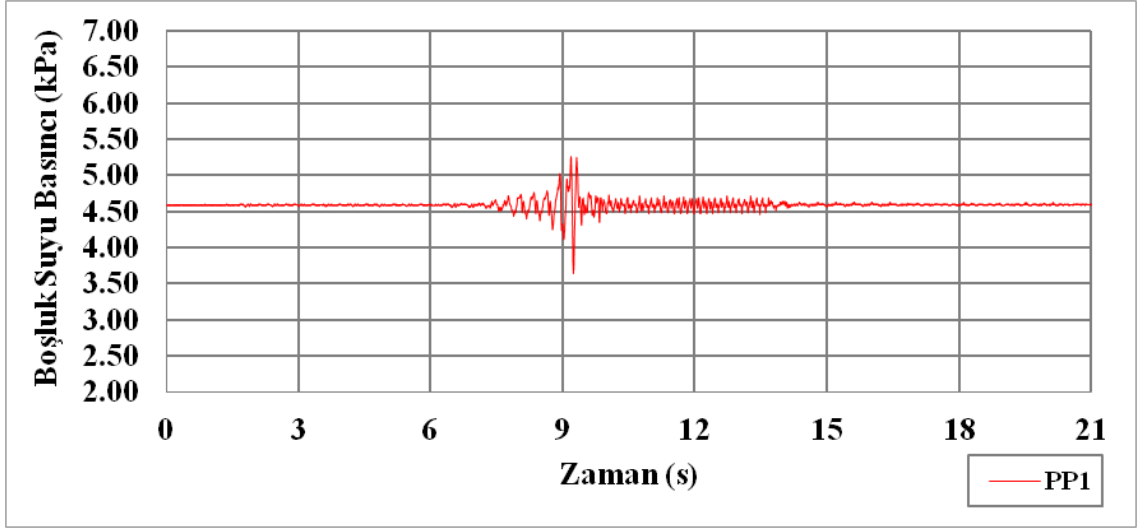
(f) Deney no:6 $f=4\text{Hz}$

Şekil G.0.1 Boşluk suyu basınç değişimleri (devamı)



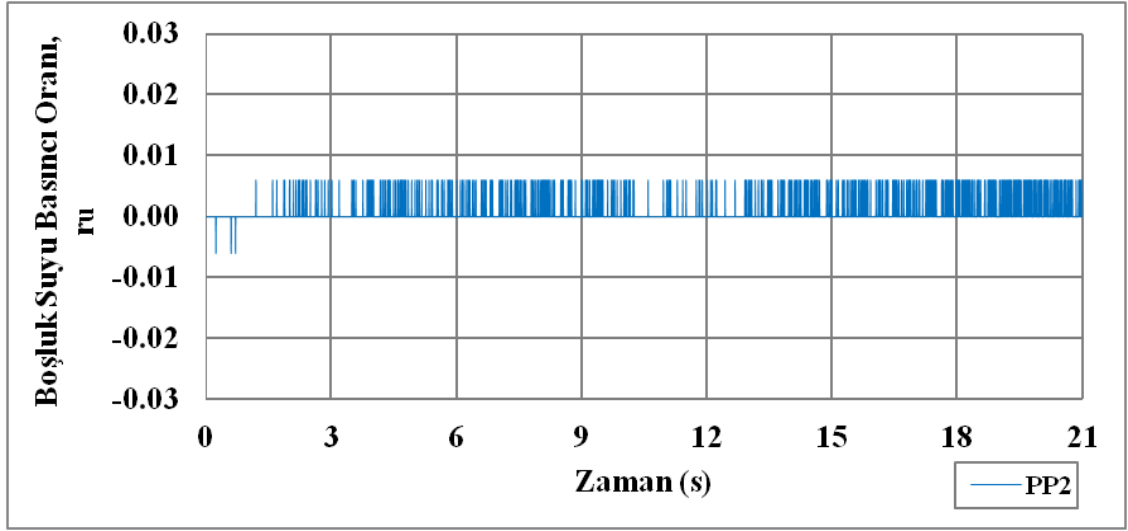
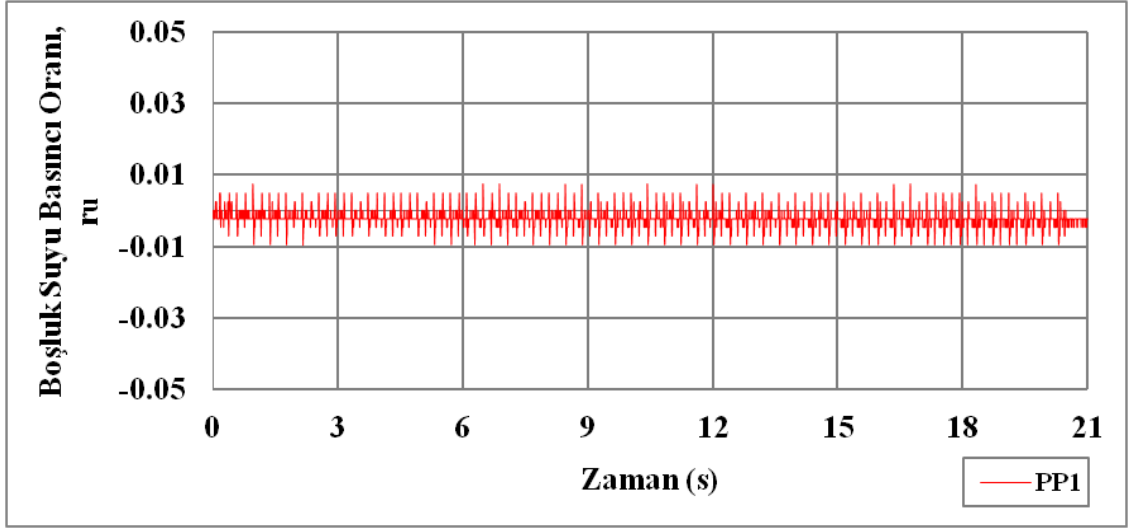
(g) Deney no:7 $f=7\text{Hz}$

Şekil G.0.1 Boşluk suyu basınç değişimleri (devamı)



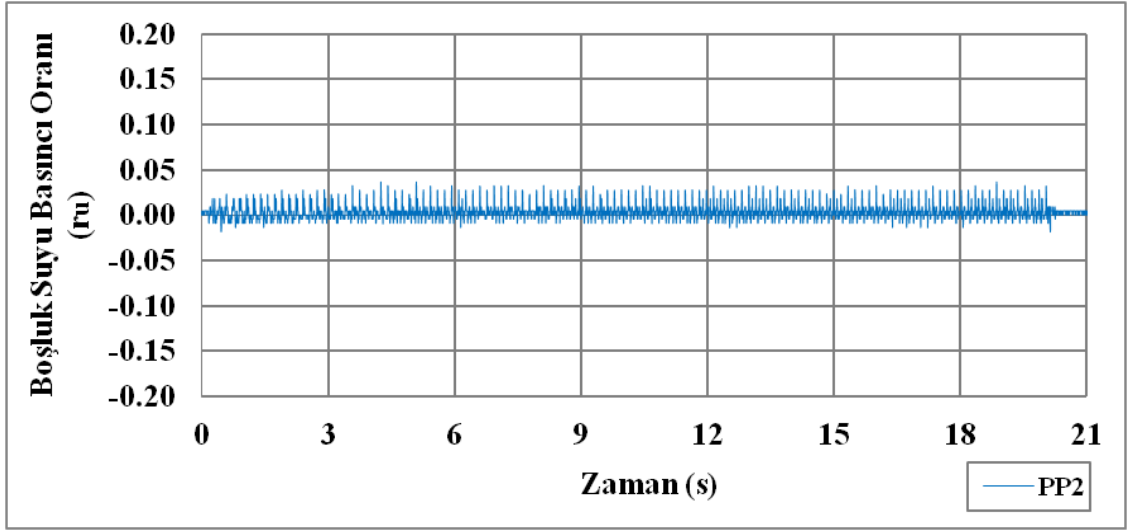
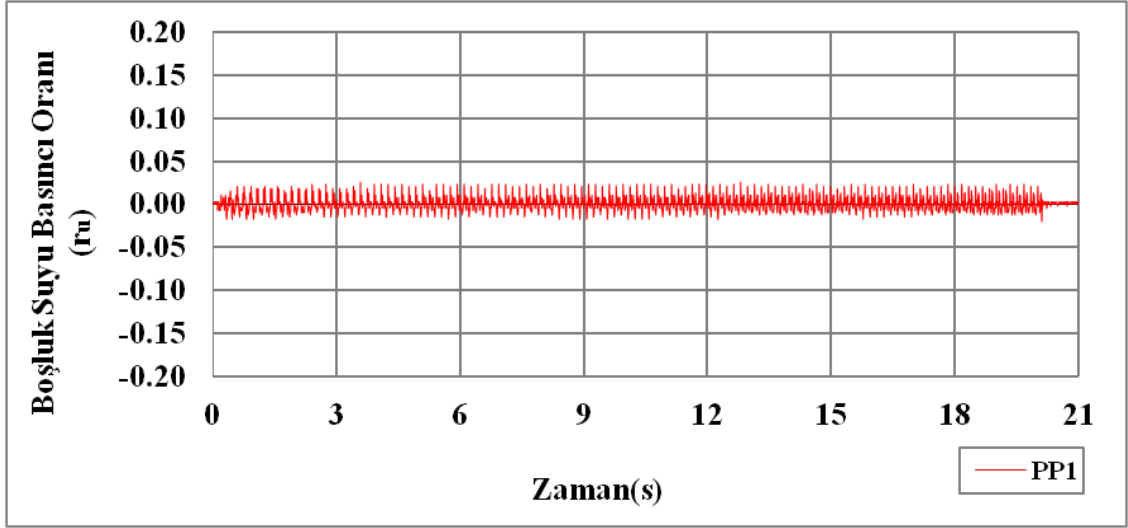
(h) Deney no:8 $f=3.6\text{Hz}$

Şekil G.0.1 Boşluk suyu basınç değişimleri (devamı)



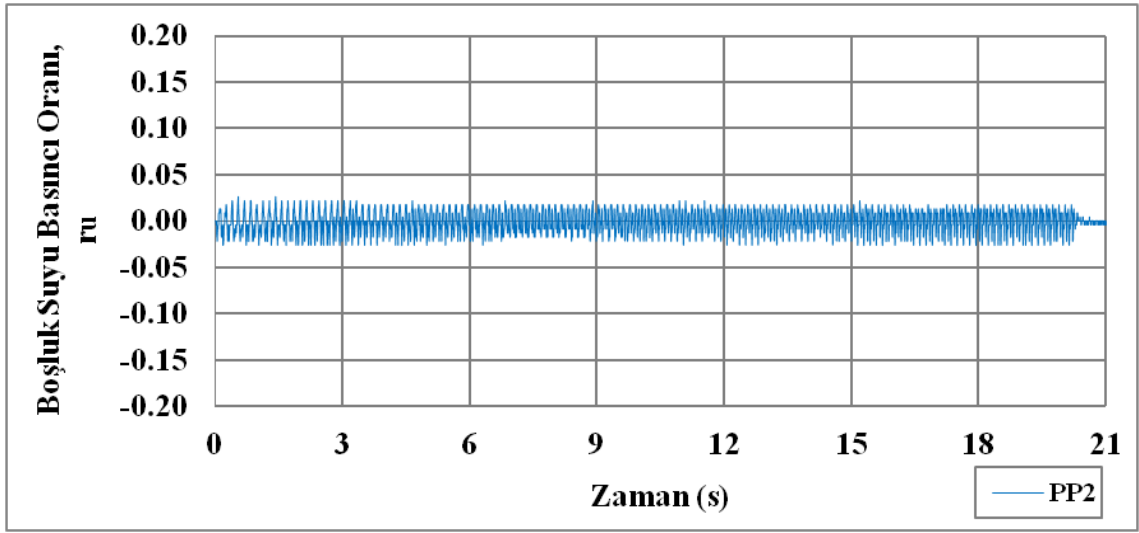
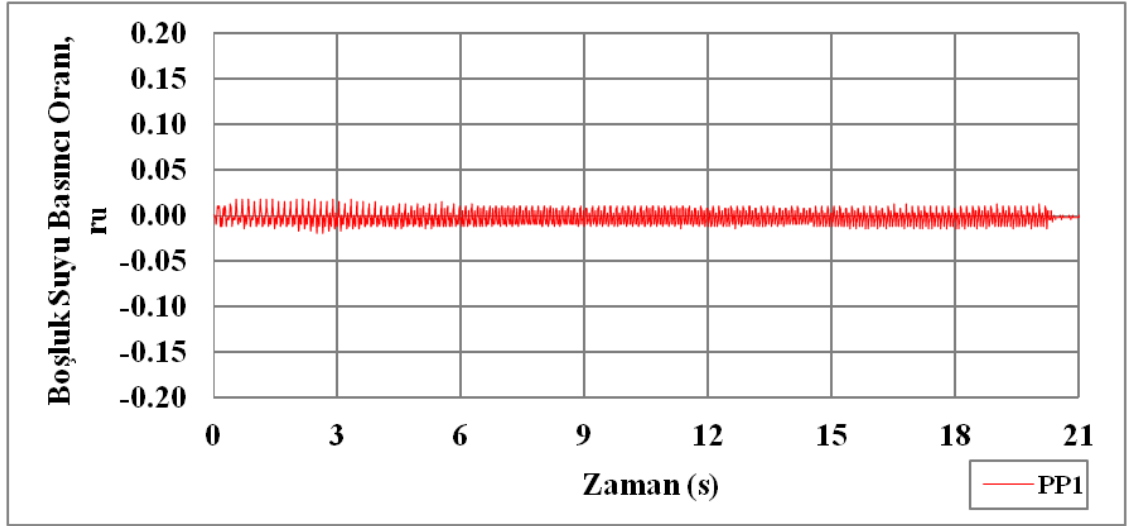
(a) Deney no:1 $f=3\text{Hz}$

Şekil G.0.2 Boşluk suyu basıncı oranları



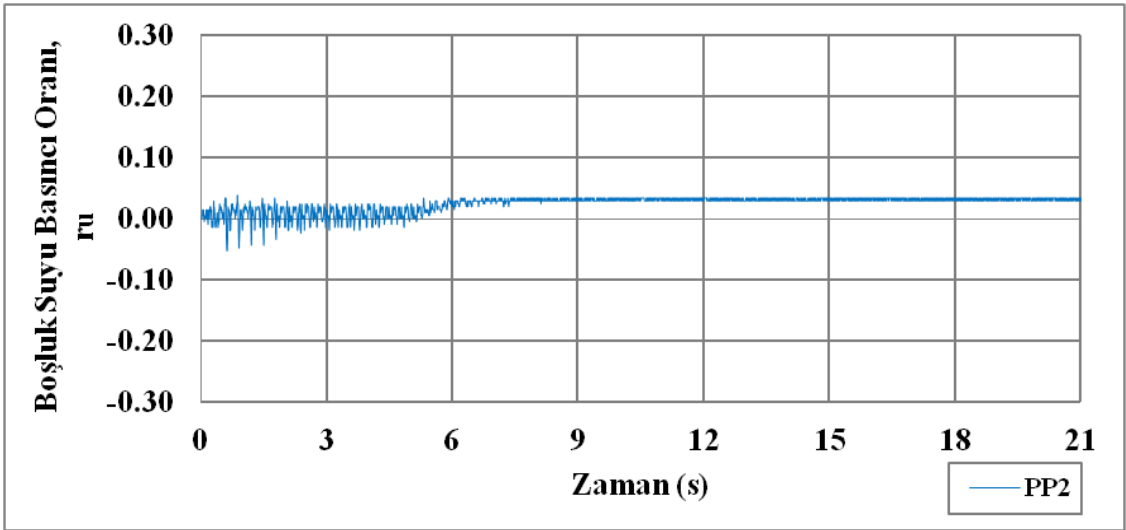
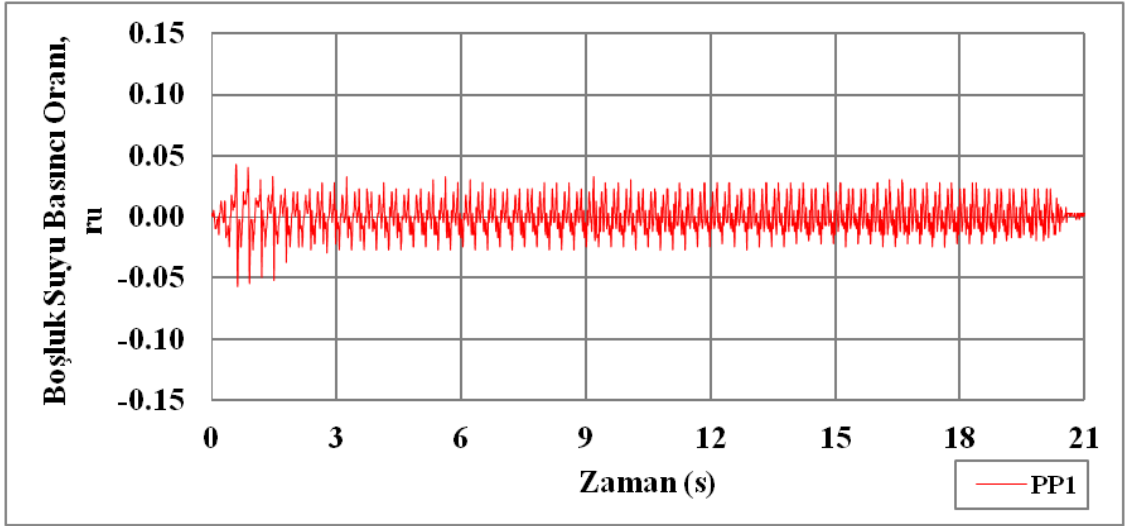
(b) Deney no:2 $f=6\text{Hz}$

Şekil G.0.2 Boşluk suyu basıncı oranları (devamı)



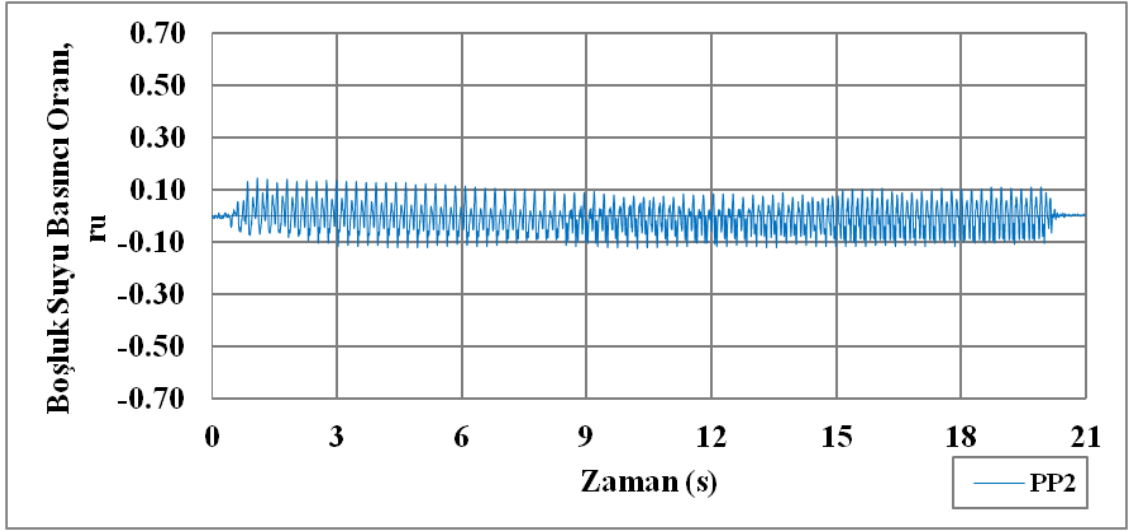
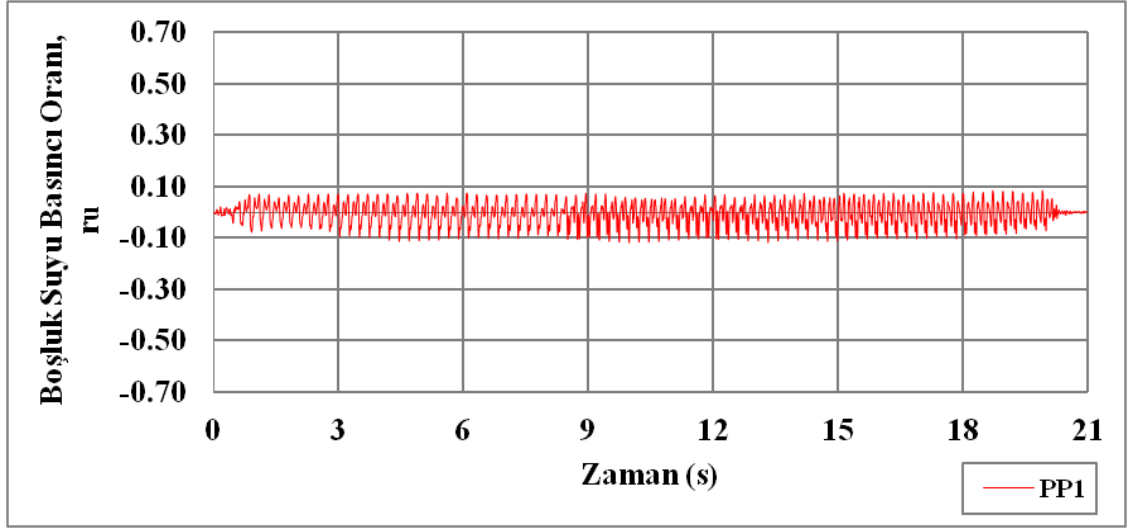
(c) Deney no:3 $f=7\text{Hz}$

Şekil G.0.2 Boşluk suyu basıncı oranları (devamı)



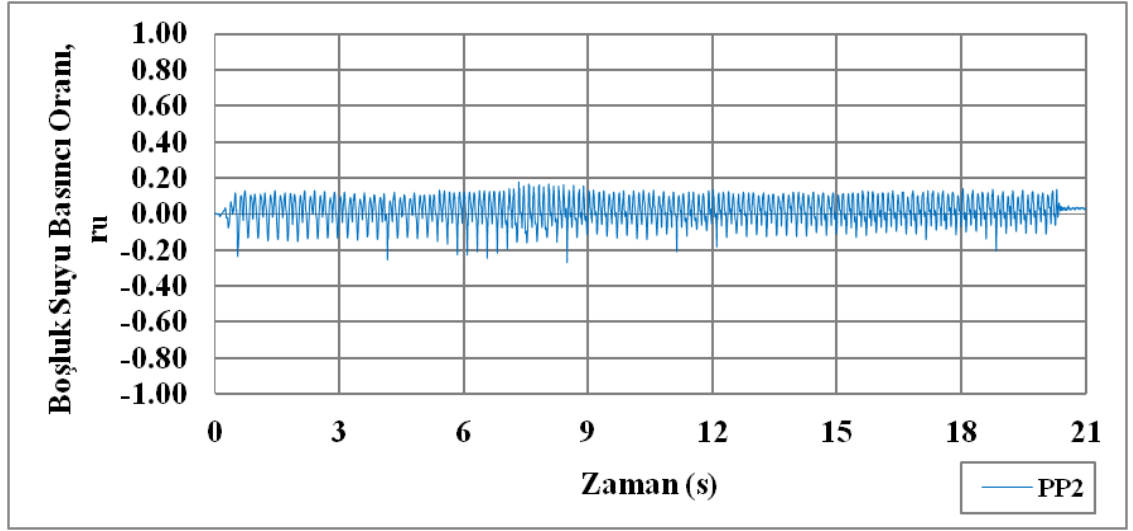
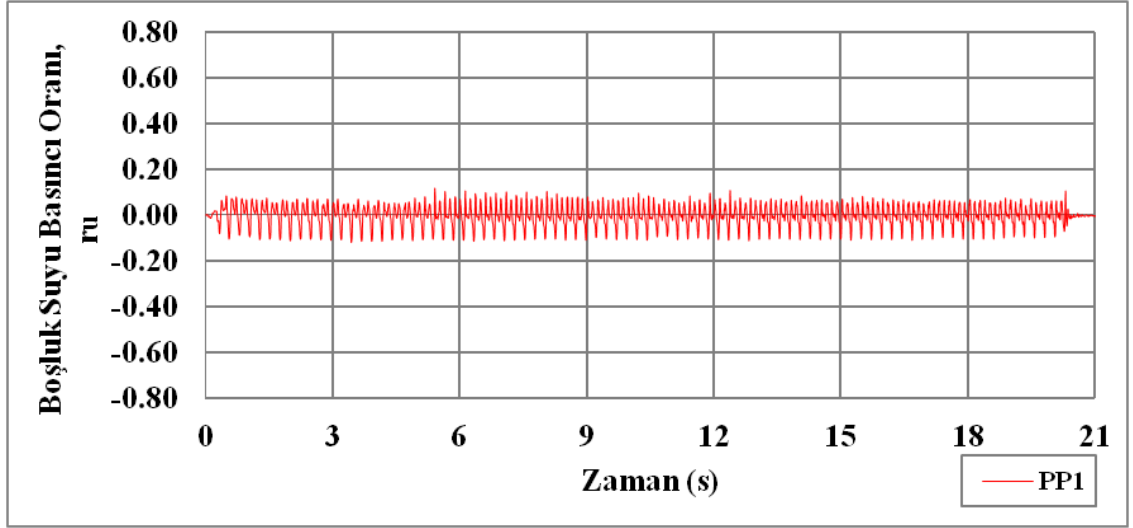
(d) Deney no:4 $f=4\text{Hz}$

Şekil G.0.2 Boşluk suyu basıncı oranları (devamı)



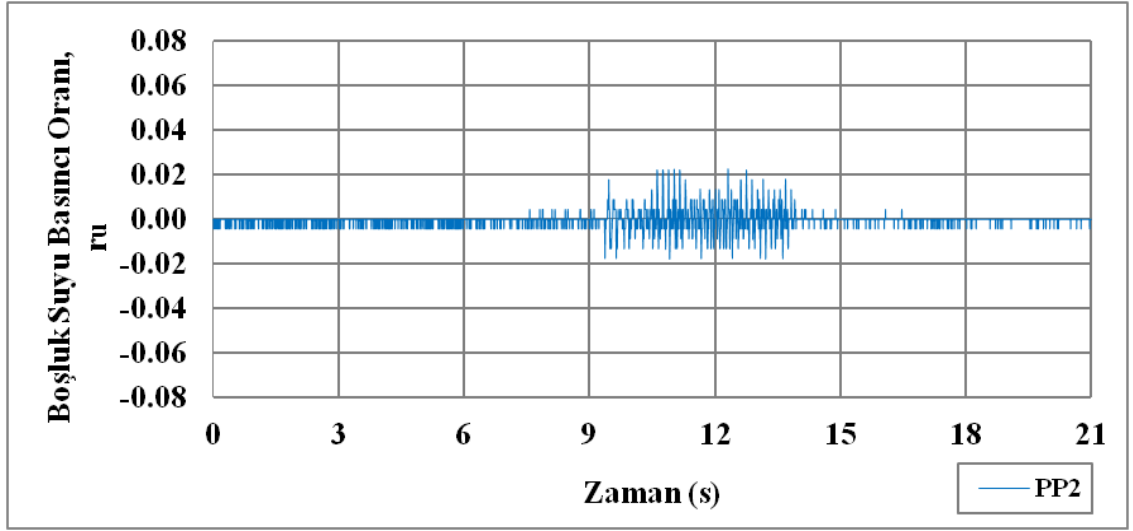
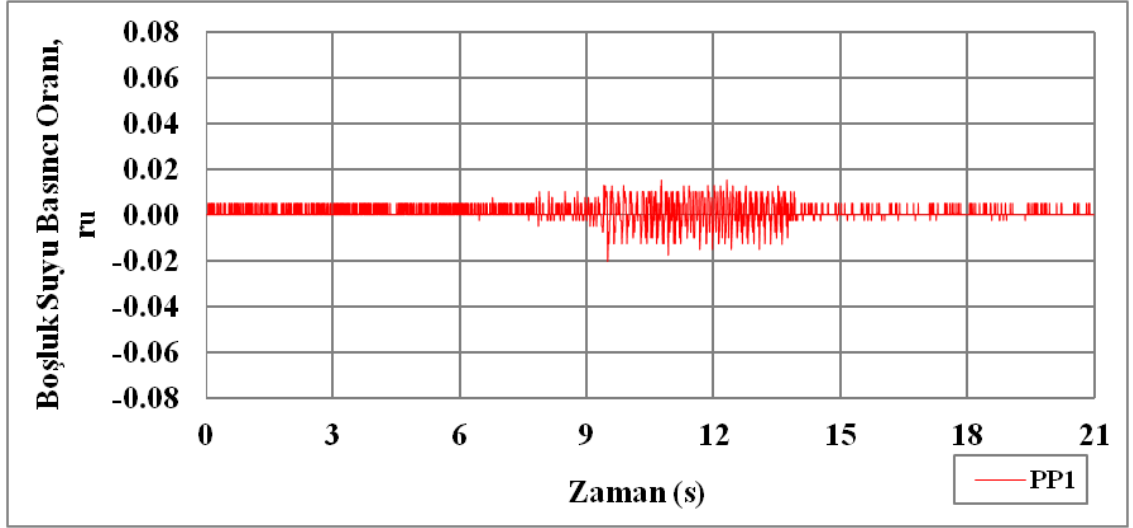
(e) Deney no:5 $f=4\text{Hz}$

Şekil G.0.2 Boşluk suyu basıncı oranları (devamı)



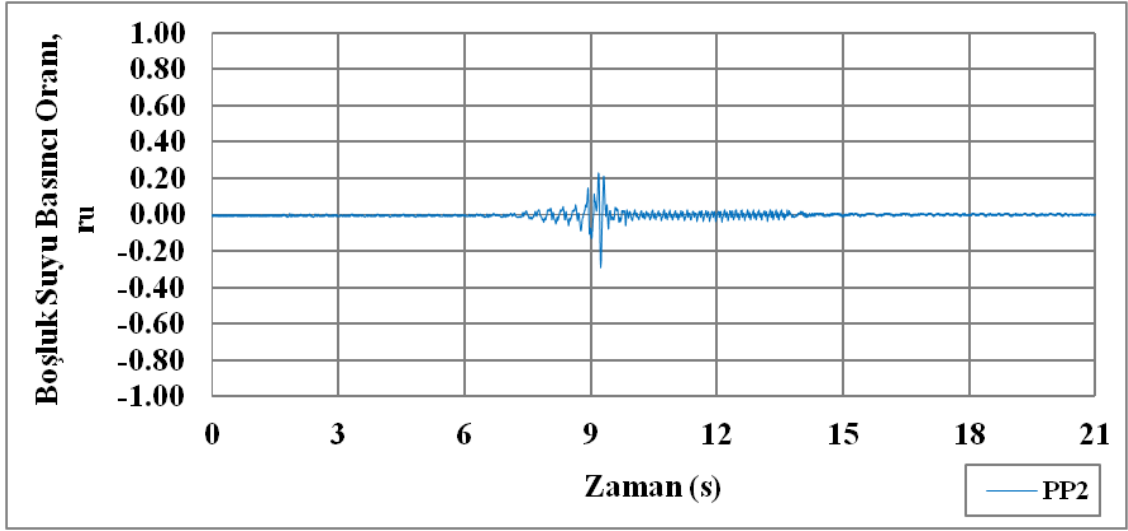
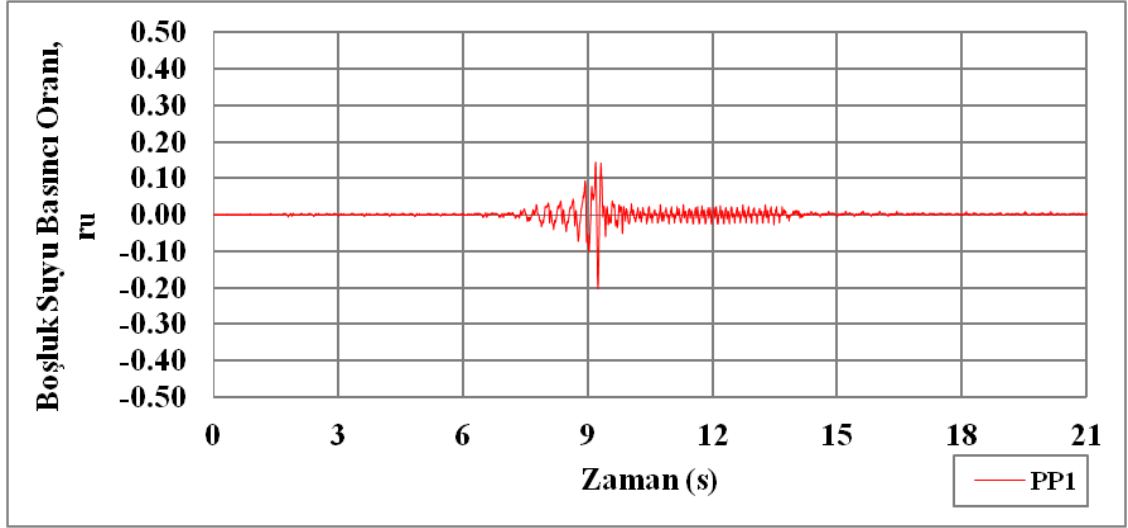
(f) Deney no:6 $f=4\text{Hz}$

Şekil G.0.2 Boşluk suyu basıncı oranları (devamı)



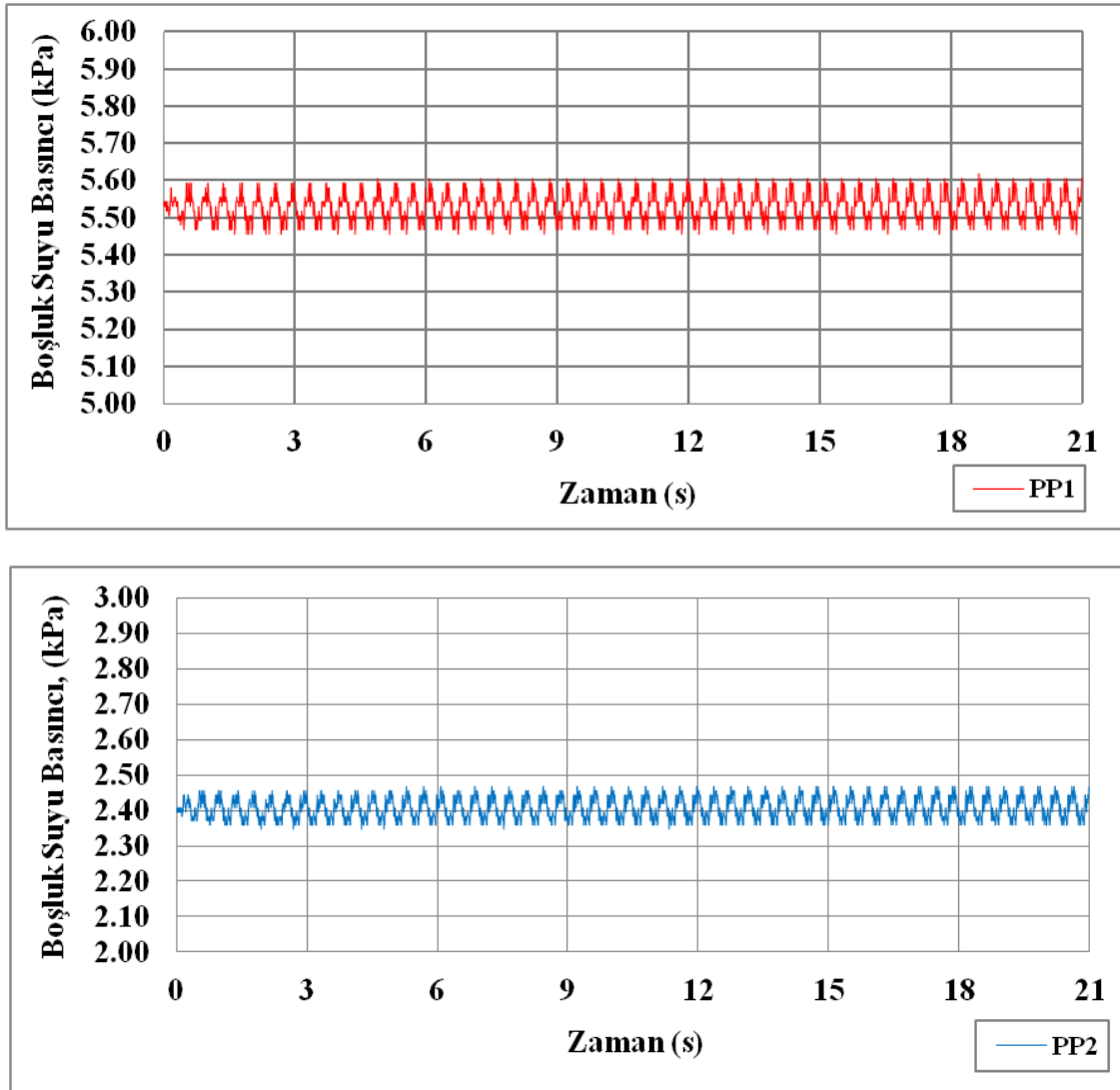
(g) Deney no:7 $f=7\text{Hz}$

Şekil G.0.2 Boşluk suyu basıncı oranları (devamı)

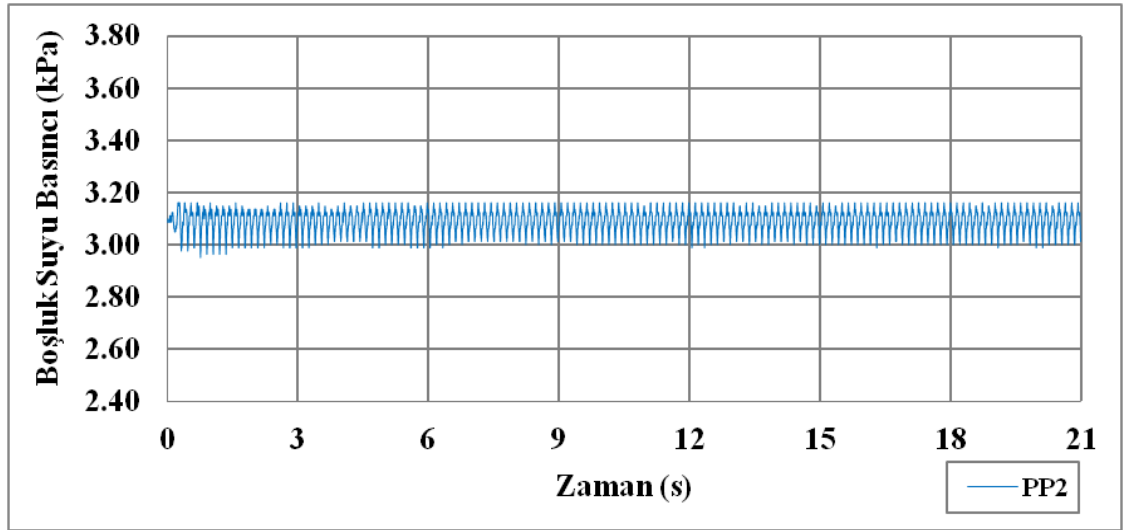
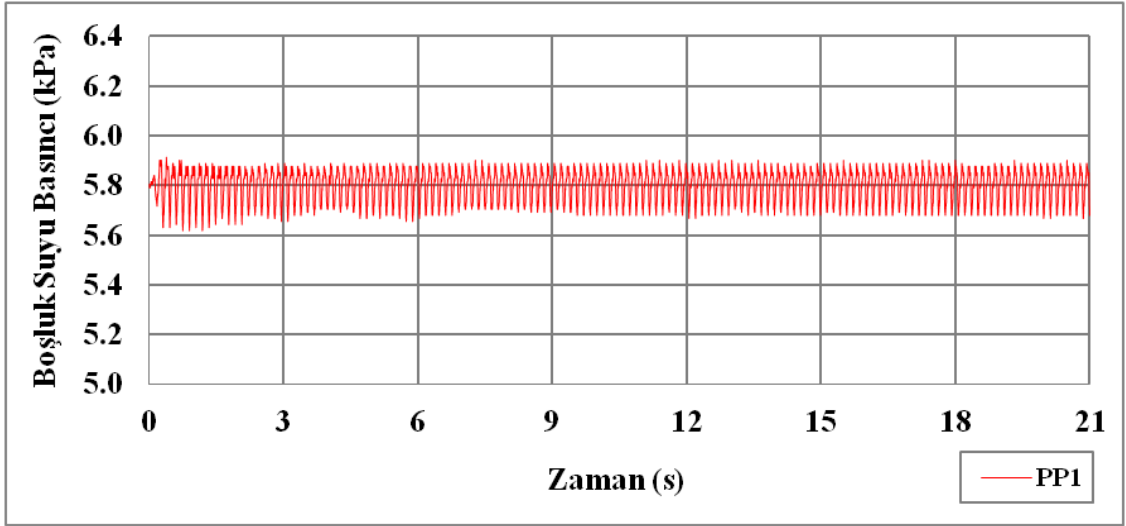


(h) Deney no:8 $f=3.6\text{Hz}$

Şekil G.0.2 Boşluk suyu basıncı oranları (devamı)

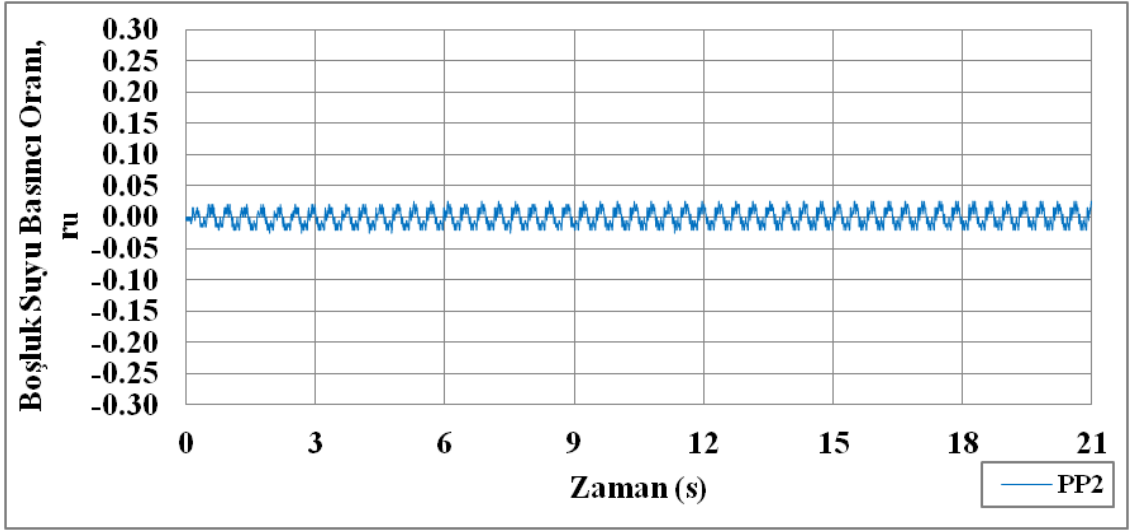
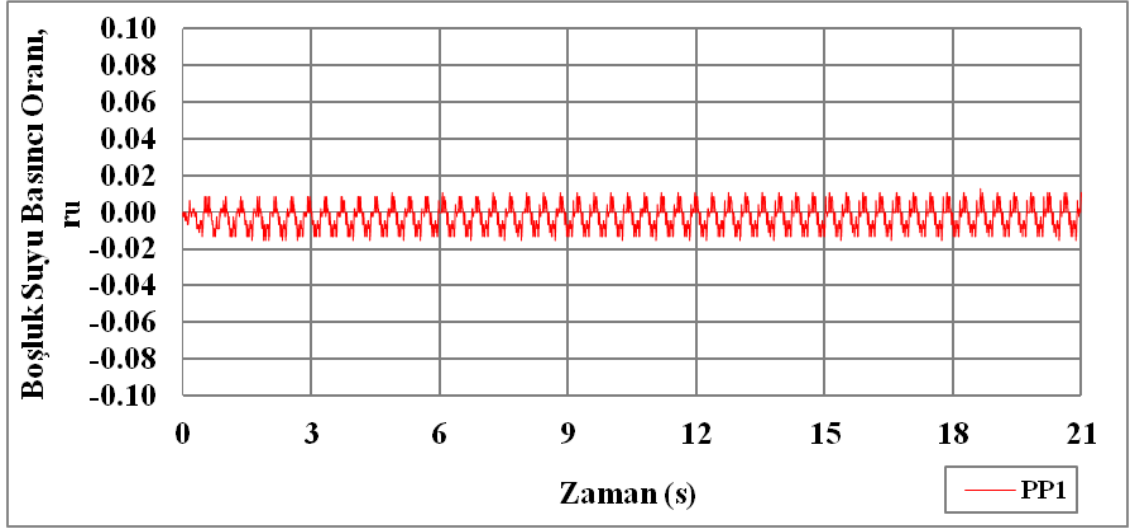
İkinci Tip Düz Bloklı Model Boşluk Suyu Basıncı Verileri(a) Deney no:1 $f=3\text{Hz}$

Şekil H.0.1 Boşluk suyu basınç değışimleri



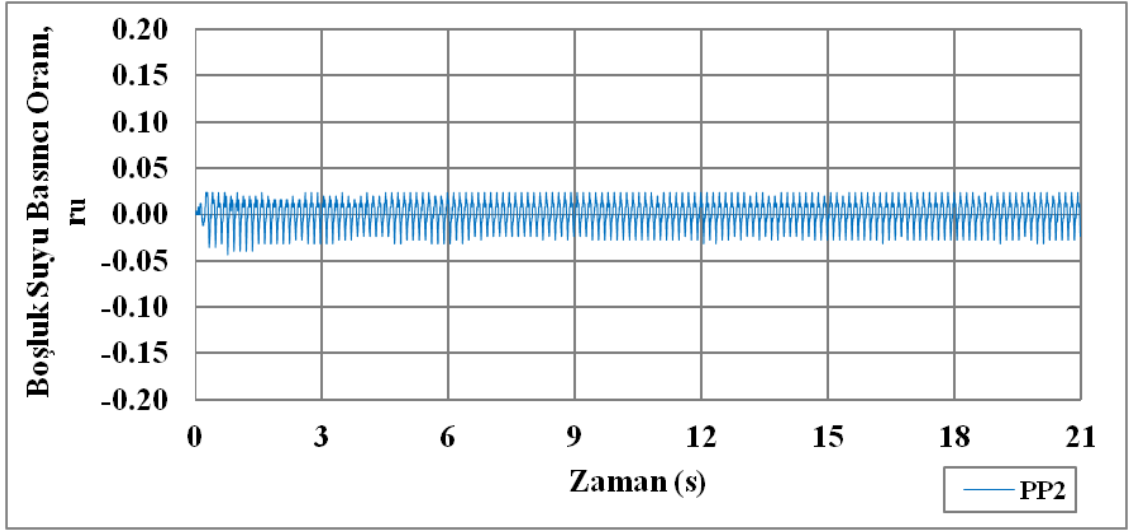
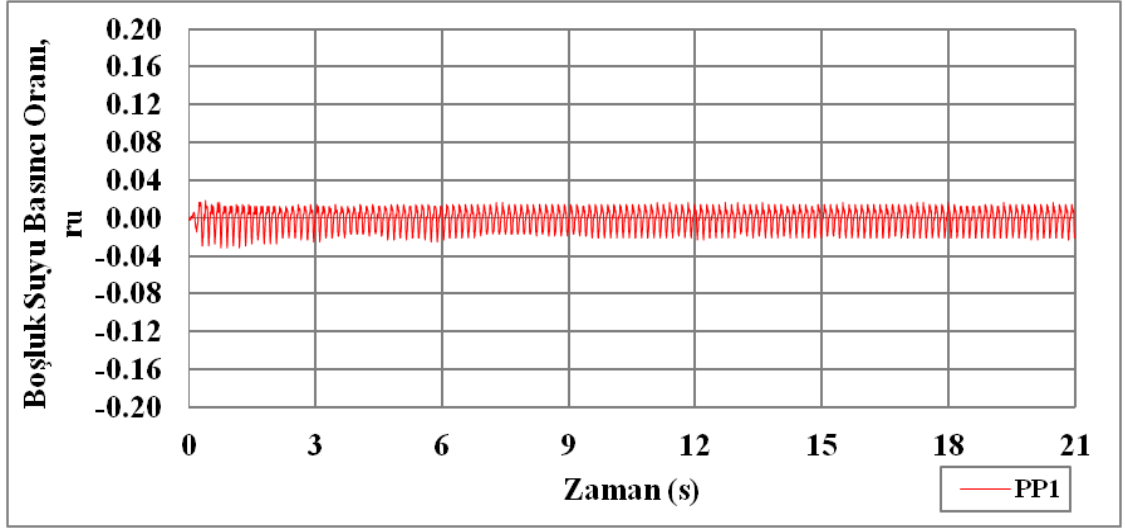
(b) Deney no:2 $f=7\text{Hz}$

Şekil H.0.1 Boşluk suyu basınç değişimleri (devamı)



(a) Deney no:1 $f=3\text{Hz}$

Şekil H.0.1 Boşluk suyu basınç değişimleri (devamı)



(b) Deney no:2 $f=7\text{Hz}$

Şekil H.0.1 Boşluk suyu basınç değişimleri (devamı)

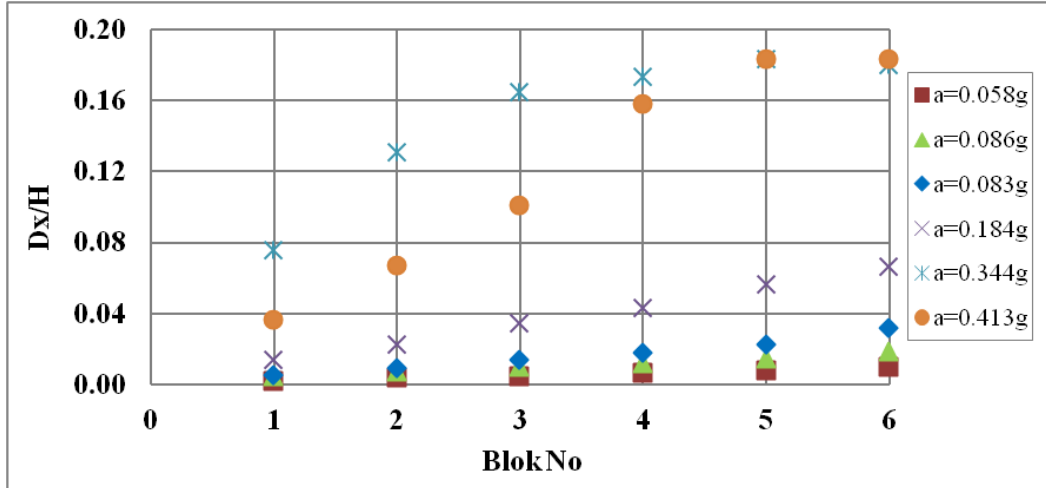
Birinci Tip Düz Bloklı Düz Bloklı Model Deplasman Verileri

Çizelge I.0.1 Birinci tip düz bloklı model için $t=20s$ yatay deplasman ölçümleri

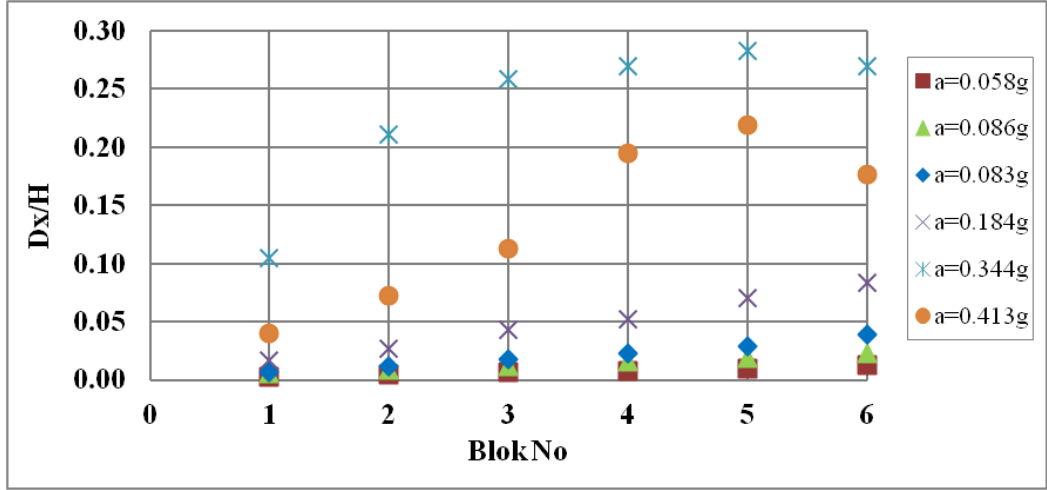
Birinci Tip Düz Bloklı Model									
Test No	Frekans (Hz)	Taban İvmesi (g)	Blok No	D _x (mm) (t=20s)	D _x /H	D _x /Z	Z	H	
1 (G100-3)	3	0.058	1	1.480	0.002	0.003	550	600	
			2	2.541	0.004	0.006	450		
			3	3.557	0.006	0.010	350		
			4	4.698	0.008	0.019	250		
			5	5.848	0.010	0.039	150		
			6	7.522	0.013	0.150	50		
2 (G25-7)	6	0.086	1	3.474	0.006	0.006	550		
			2	5.212	0.009	0.012	450		
			3	7.114	0.012	0.020	350		
			4	9.046	0.015	0.036	250		
			5	11.024	0.018	0.073	150		
			6	13.712	0.023	0.274	50		
3 (G25-8)	7	0.083	1	3.860	0.006	0.007	550		
			2	6.691	0.011	0.015	450		
			3	10.415	0.017	0.030	350		
			4	13.204	0.022	0.053	250		
			5	17.159	0.029	0.114	150		
			6	23.011	0.038	0.460	50		
4 (G100-4)	4	0.184	1	10.102	0.017	0.018	550		
			2	15.957	0.027	0.035	450		
			3	25.732	0.043	0.074	350		
			4	30.978	0.052	0.124	250		
			5	41.828	0.070	0.279	150		
			6	49.991	0.083	1.000	50		
5 (G50-5)	4	0.344	1	62.475	0.104	0.114	550		
			2	126.462	0.211	0.281	450		
			3	155.068	0.258	0.443	350		
			4	161.431	0.269	0.646	250		
			5	169.419	0.282	1.129	150		
			6	161.526	0.269	3.231	50		
(*) Etkin frekans									
(**) Maksimum İvme									

Çizelge I.0.1 Birinci tip düz bloklı model için $t=20s$ yatay deplasman ölçümleri
(devamı)

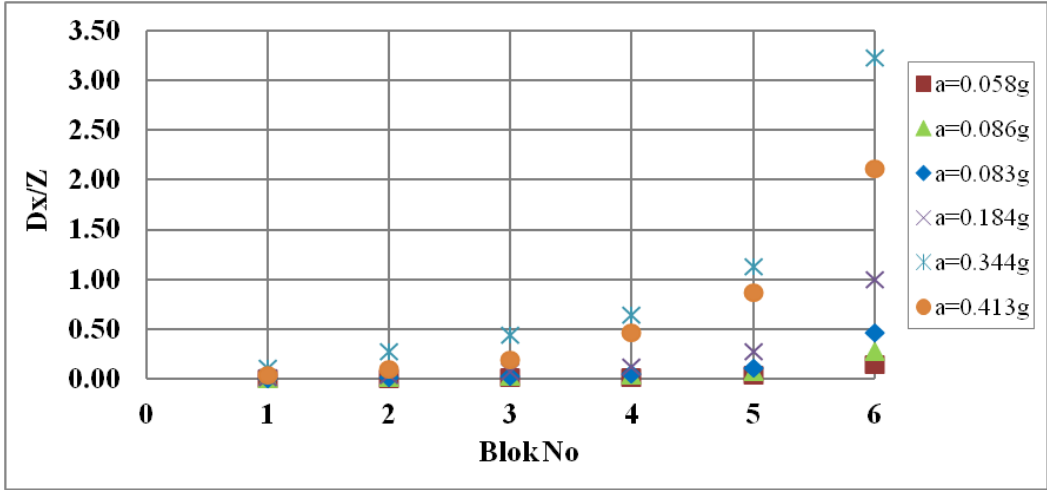
Birinci Tip Düz Bloklı Model									
Test No	Frekans (Hz)	Taban İvmesi (g)	Blok No	D _x (mm) (t=20s)	D _x /H	D _x /Z	Z	H	
6 (G100-5)	4	0.413	1	23.645	0.039	0.043	550		
			2	43.237	0.072	0.096	450		
			3	67.263	0.112	0.192	350		
			4	116.836	0.195	0.467	250		
			5	131.330	0.219	0.876	150		
			6	106.012	0.177	2.120	50		
7 (DZS1)	7*	0.111	1	0.708	0.001	0.001	550		
			2	1.255	0.002	0.003	450		
			3	1.666	0.003	0.005	350		
			4	2.158	0.004	0.009	250		
			5	2.684	0.004	0.018	150		
			6	4.475	0.007	0.090	50		
8 (DZS2)	3.6*	0.380	1	5.340	0.009	0.010	550		
			2	10.230	0.017	0.023	450		
			3	13.042	0.022	0.037	350		
			4	17.203	0.029	0.069	250		
			5	20.706	0.035	0.138	150		
			6	24.345	0.041	0.487	50		
(*) Etkin frekans									
(**) Maksimum İvme									



Şekil I.0.1 D_x/H değerlerinin ($t=10s$) taban ivmesine göre değişimi



Şekil I.0.2 D_x/H değerlerinin ($t=20s$) taban ivmesine göre değişimi

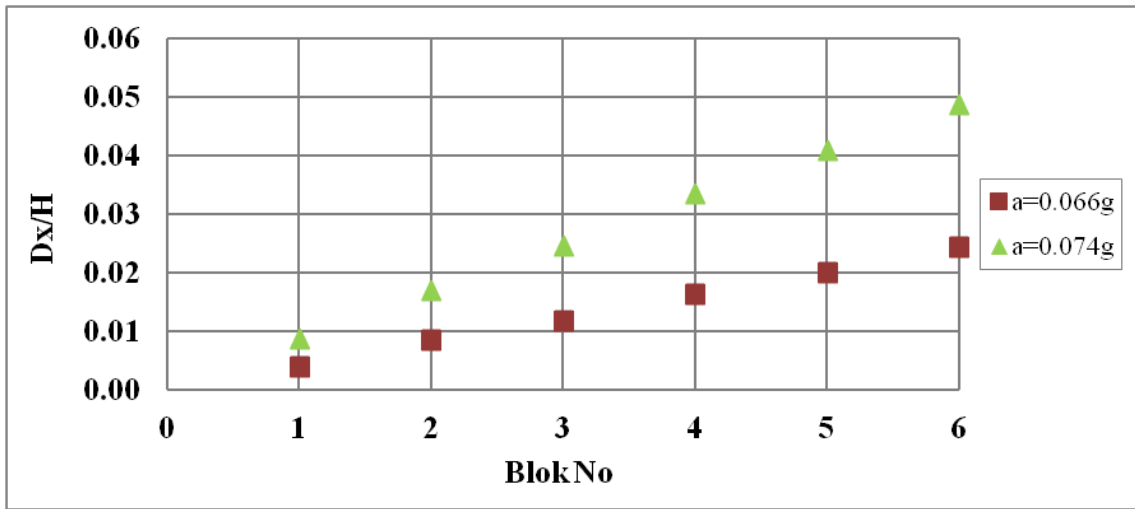


Şekil I.0.3 D_x/z değerlerinin ($t=20s$) taban ivmesine göre değişimi

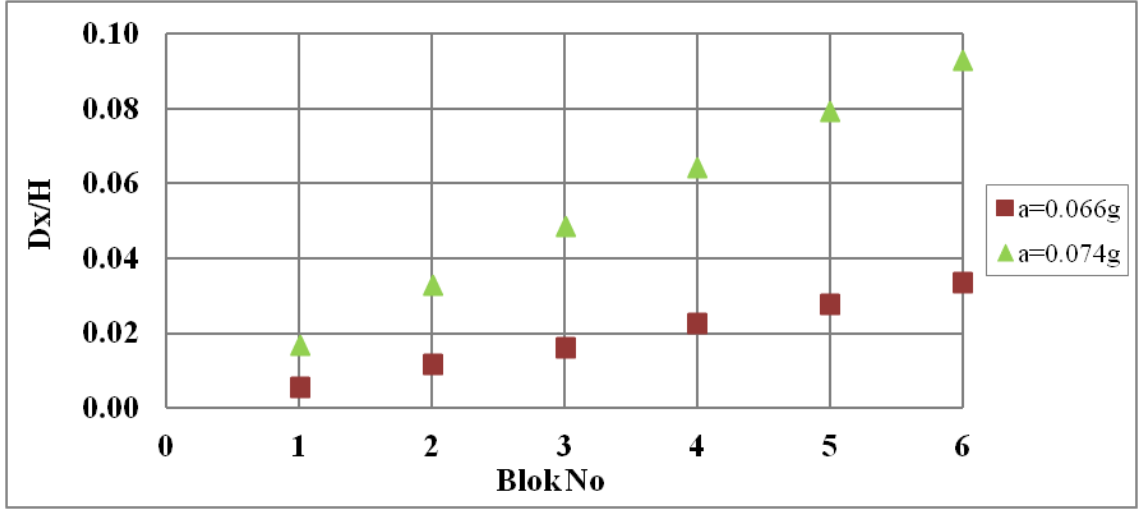
İkinci Tip Düz Bloklı Model Deplasman Verileri

Çizelge J.0.1 Birinci tip düz bloklı model için $t=20s$ yatay deplasman ölçümleri

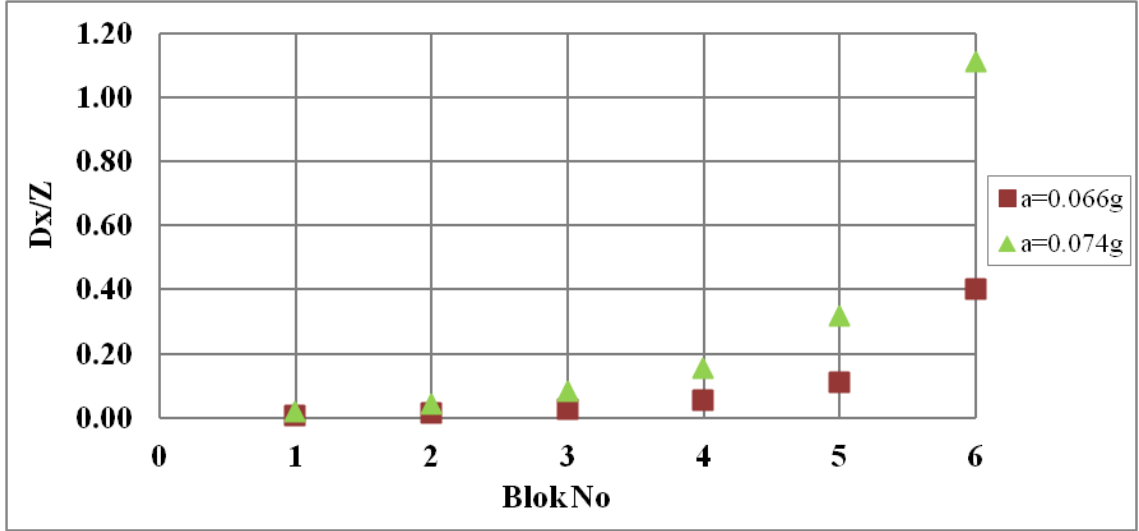
İkinci Tip Düz Bloklı Model								
Test No	Frekans (Hz)	Taban İvmesi (g)	Blok No	D _x (mm) (t=20s)	D _x /H	D _x /Z	Z	H
1 (G100-3)	3	0.066	1	3.15E+00	5.25E-03	5.73E-03	550	600
			2	6.95E+00	1.16E-02	1.54E-02	450	
			3	9.52E+00	1.59E-02	2.72E-02	350	
			4	1.35E+01	2.25E-02	5.41E-02	250	
			5	1.66E+01	2.76E-02	1.10E-01	150	
			6	2.01E+01	3.35E-02	4.02E-01	50	
3 (G25-8)	7	0.074	1	9.97E+00	1.66E-02	1.81E-02	550	
			2	1.96E+01	3.27E-02	4.35E-02	450	
			3	2.90E+01	4.84E-02	8.30E-02	350	
			4	3.85E+01	6.42E-02	1.54E-01	250	
			5	4.74E+01	7.90E-02	3.16E-01	150	
			6	5.56E+01	9.27E-02	1.11E+00	50	
(*) Etkin Frekans								
(**) Maksimum İvme								



Şekil J.0.1 Göreceli yatay yerdeğiştirme (D_x/H) değerlerinin ($t=10s$) taban ivmesine göre değişimi

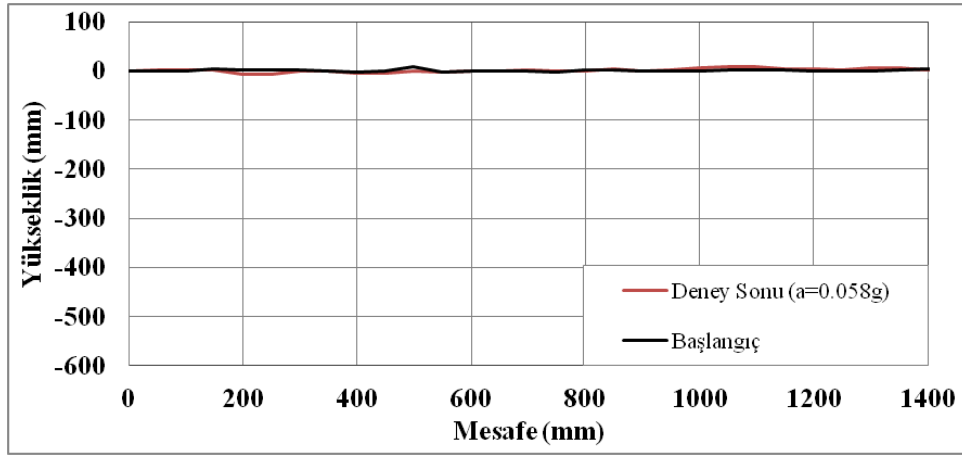


Şekil J.0.2 Göreceli yatay yerdeğiştirme (Dx/H) değerlerinin ($t=20s$) taban ivmesine göre değişimi

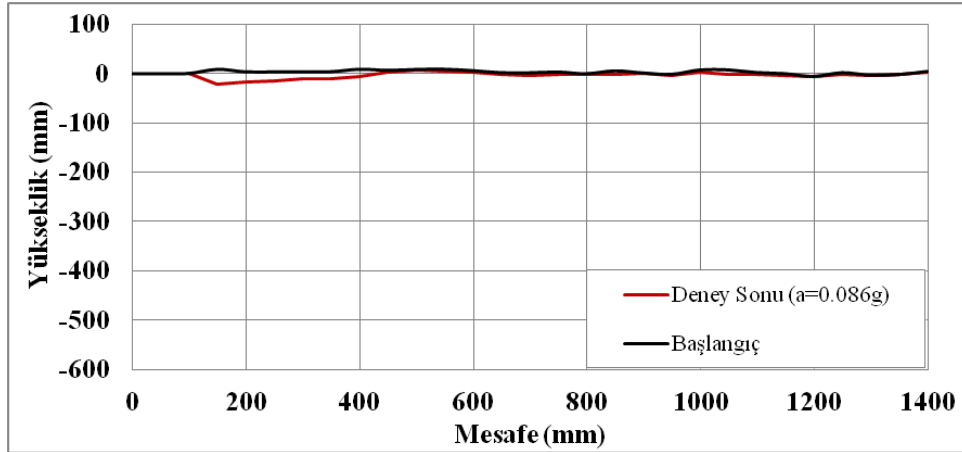


Şekil J.0.3 Göreceli yatay yerdeğiştirme (Dx/Z) değerlerinin ($t=20s$) taban ivmesine göre değişimi

Birinci Tip Düz Bloklı Model Geri Dolgu Profil Verileri

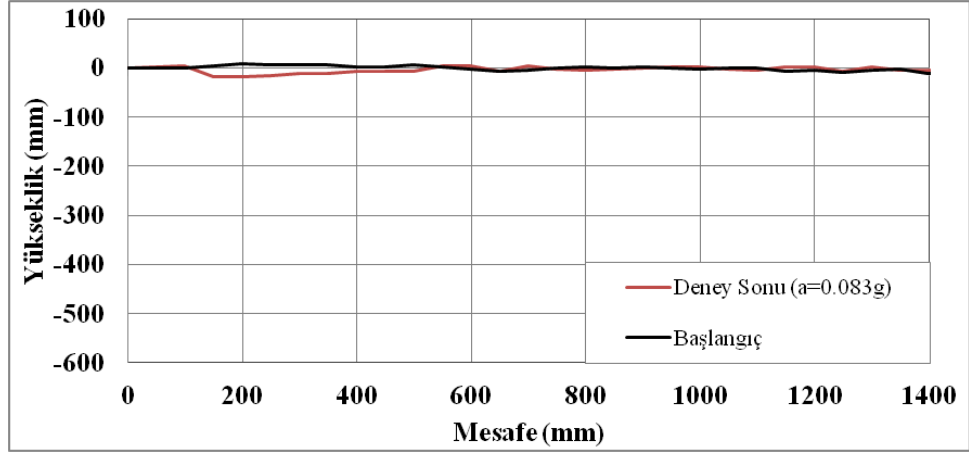


(a) Deney no:1 $f=3\text{Hz}$

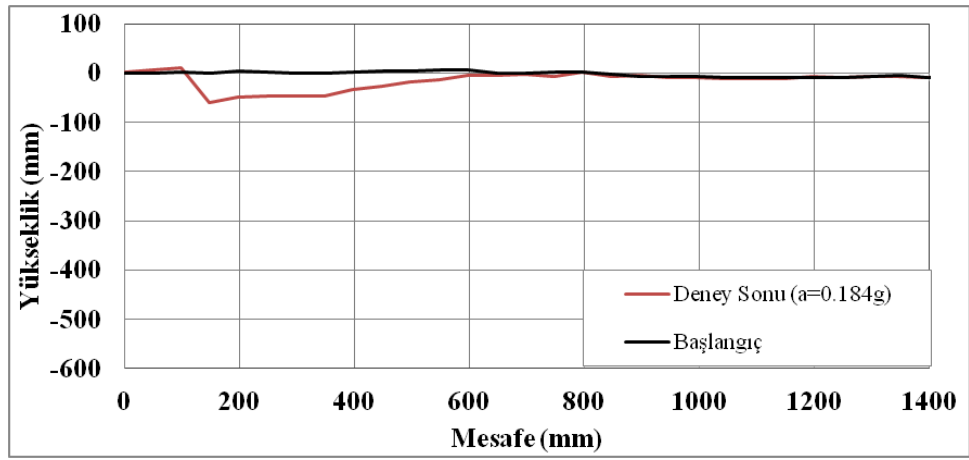


(b) Deney no:2 $f=6\text{Hz}$

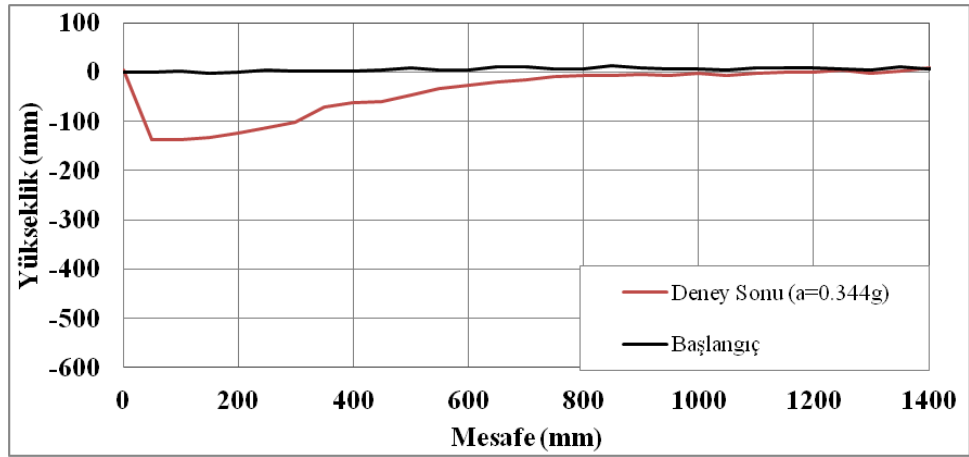
Şekil K.0.1 Birinci tip düz bloklı model geri dolgu yüzey profilinin taban ivmesine göre değişimi



(c) Deney no:3 $f=7\text{Hz}$

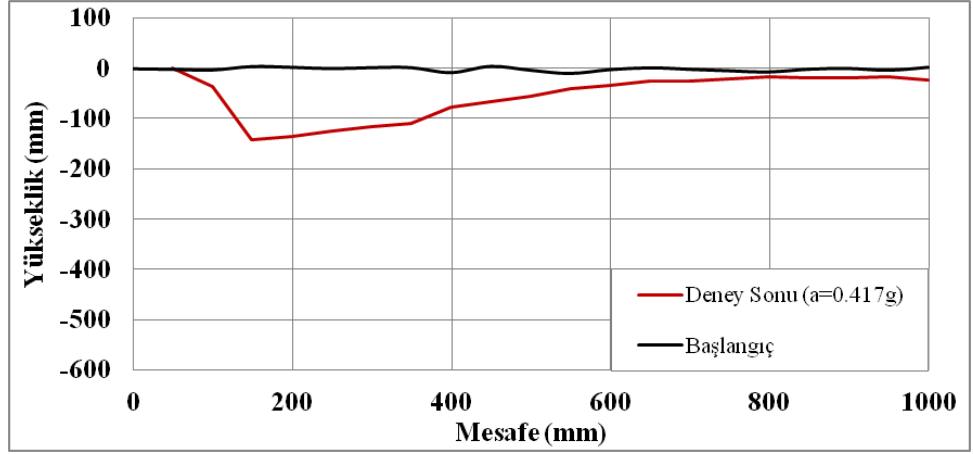


(d) Deney no:4 $f=4\text{Hz}$

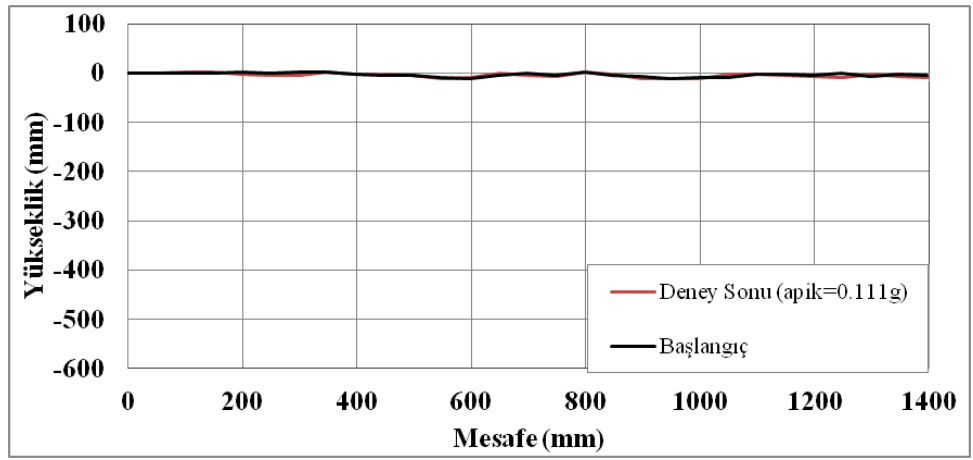


(e) Deney no:5 $f=4\text{Hz}$

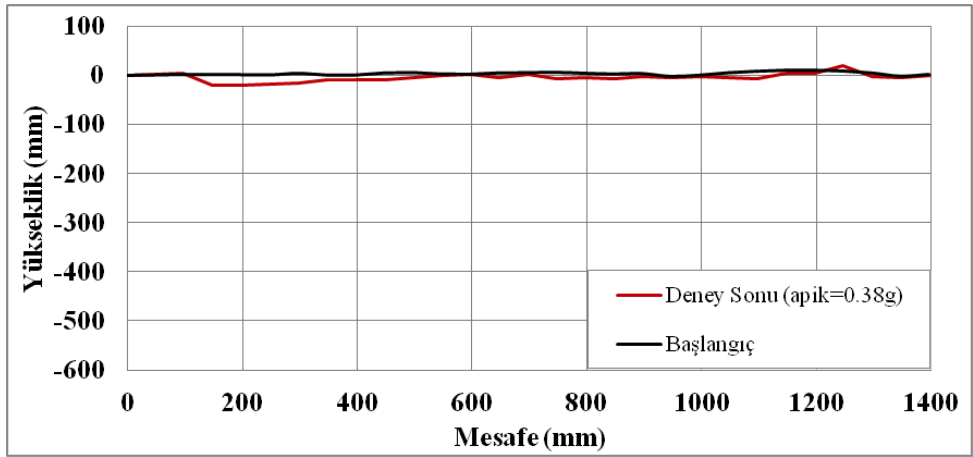
Şekil K.0.1 Birinci tip düz bloklu model geri dolgu yüzey profilinin taban ivmesine göre değişimi (devamı)



(f) Deney no:6 $f=4Hz$



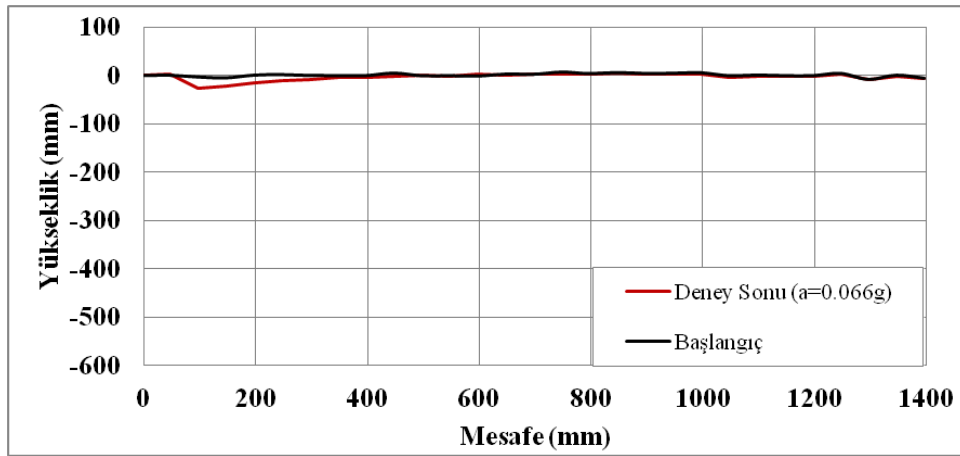
(g) Deney no:7 $f=7Hz$



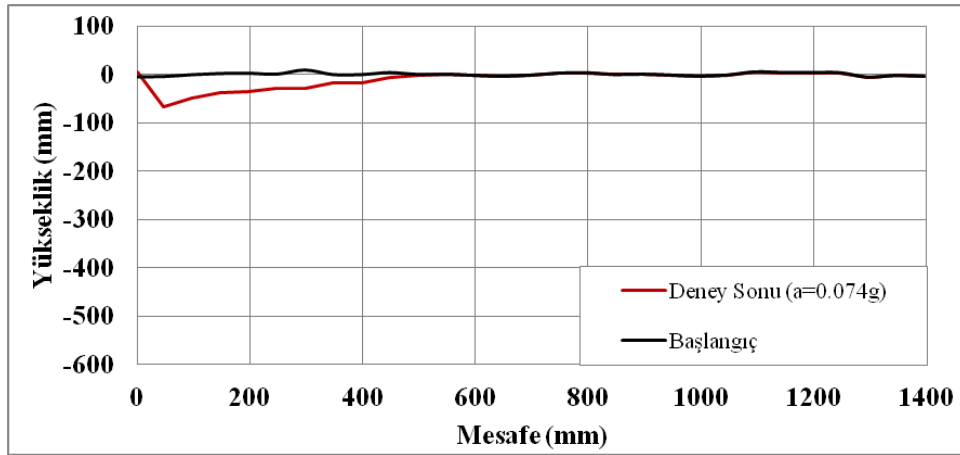
(h) Deney no:8 $f=3.6Hz$

Şekil K.0.1 Birinci tip düz bloklu model geri dolgu yüzey profilinin taban ivmesine göre değişimi (devamı)

İkinci Tip Düz Bloklı Model Geri Dolgu Profil Verileri



(a) Deney no:1 $f=3\text{Hz}$



(b) Deney no:2 $f=7\text{Hz}$

Şekil L.0.1 İkinci tip düz bloklı model geri dolgu yüzey profilinin taban ivmesine göre değişimi

ÖZGEÇMİŞ

KİŞİSEL BİLGİLER

Adı Soyadı : Büşra BAŞARAN
Doğum Tarihi ve Yeri : 04.07.1990 BURSA
Yabancı Dili : İngilizce
E-posta : busrabasaran90@gmail.com

ÖĞRENİM DURUMU

Derece	Alan	Okul/Üniversite	Mezuniyet Yılı
Yüksek Lisans	Kıyı ve Liman Müh.	Yıldız Teknik Üniveristesi	2015
Lisans	İnşaat Mühendisliği	Yıldız Teknik Üniversitesi	2014
Lisans	Çevre Mühendisliği	Yıldız Teknik Üniversitesi	2013
Lise	Fen Bilimleri	Bursa Anadolu Lisesi	2008

YAYINLARI

Bildiri

1. Yüksel, Y., Çevik, E., Yüksel, Z.T., Başaran, B., Cihan, K., Ayoğan, B., Berilgen, M. ve Doran, B., (2014). “Deniz Yapılarının Sismik Davranışı ve Sarsma Tankı Deney Sistemi ile Modellenmesi”, 8. Kıyı Mühendisliği Sempozyumu, 6-8 Kasım 2014, İstanbul.

Proje

2. “Bloklu Rıhtım Yapılarının Sismik Davranışı ve Performans Parametrelerinin Belirlenmesi”