T.C.
YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

KESON TİPİ RIHTIM YAPILARININ SİSMİK DAVRANIŞI

ANIL ULUŞAN

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

DANIŞMAN
PROF. DR. YALÇIN YÜKSEL

İSTANBUL, 2013

T.C.

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ

FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

KESON TİPİ RIHTIM YAPILARININ SİSMİK DAVRANIŞI

Anıl ULUŞAN tarafından hazırlanan tez çalışması 22.03.2013 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Kıyı ve Liman Mühendisliği Anabilim Dalı'nda **YÜKSEK LİSANS TEZİ** olarak kabul edilmiştir.

Tez Danışmanı

Prof. Dr. Yalçın Yüksel

Yıldız Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri

Prof. Dr. Yalçın Yüksel

Yıldız Teknik Üniversitesi

Prof. Dr. Esin Çevik

Yıldız Teknik Üniversitesi

Yrd. Doç. Dr. Özer Çinicioğlu

Boğaziçi Üniversitesi

Bu çalışma, Türkiye Bilimsel ve Teknolojik Araştırma Kurumu'nun (TÜBİTAK) 111Y006 numaralı projesi ile desteklenmiştir.

ÖNSÖZ

Yüksek lisans eğitimim boyunca tüm engin bilgisi ve sonsuz desteğini benden esirgemeyen Sayın Prof. Dr. Yalçın YÜKSEL'e tez çerçevesinde bana göstermiş olduğu sabır ve bana ayırdığı zaman için en içten saygılarımla teşekkür ederim.

Sayın Prof. Dr. Esin ÇEVİK'e, yüksek lisans eğitimim sırasında almış olduğum derslerinde her zaman güler bir yüzle öğrettiği eşsiz bilgiler ve lisans bitirme tezimdeki yol göstericiliği için tüm samimiyetimle teşekkür ederim.

Sayın Doç. Dr. Yeşim ÇELİKOĞLU'na, tüm lisans ve yüksek lisans eğitimim süresince öğrettikleri ve en önemlisi bu süre boyunca bana göstermiş olduğu içten desteği yüzünden hayatım boyunca borçlu kalacağım. Eğer kendisiyle tanışma şansına erişemeseydim bu alanda yüksek lisans yapıyor olmayacak ve söz konusu bu tez yazılmış olmayacaktı.

Bu tezin yazılması sırasında anlayamadığım veya ilerleyemedim noktalarda yardım ve desteklerini hiçbir zaman esirgemeyen ve benim için fazlasıyla zamanlarını harcayan deney ekibi üyeleri Sayın Dr. Kubilay CİHAN ve Sayın Hülya KARAKUŞ'a minnettarım. Bana kattıkları ve öğrettikleri için onlara çok teşekkür ederim.

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

Sayın Bilge BULGURLULAR ve Sayın Kadir ORHAN'a aynı konu üzerinde çalışmamızdan ötürü birlikte içinde bulunduğumuz beyin fırtınaları ve içten dostlukları için teşekkür ederim.

Yüksek lisans eğitimimi birlikte tamamladığım tüm arkadaşlarıma bu zorlu süreçteki her türlü destekleri ve paylaştığımız kahkahalar ve kahveler için teşekkür ederim.

Bu çalışmayı destekleyen Türkiye Bilimsel ve Teknolojik Araştırma Kurumu'na teşekkür ederim.

İnsanın çevresinde bulunan kişiler, çoğunlukla o insan için pek de önemi olmayan özelliklerini sever. Kendisinin çok önem verdiği şeyler onlar için bir hiçten farksızdır. Tanıyabilecekleri bir ses veya his bile yoktur. Ancak bazen insanın hayatında karşısına beklenmedik kişiler çıkagelir. Onları tanıdıkça, gerçeklerini ve sevdiklerini gördükçe, seslerini ve anlattıklarını duydukça ve en önemlisi size yaşattığı huzurun farkına vardıkça onlardan kopamazsınız. Bu nedenle Sayın Matina THROUMOULOPOULOU,

Sayın Mustafa BÜÇKÜN, Sayın Barış TAKAN, Sayın Mustafa TUNÇTÜRK, Sayın Utku YUMRUKTAY, Sayın Sibel SESİGÜR, Sayın Barış BOYRAZ ve Sayın Şeyda ACAR'a eşsiz dostlukları için sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Onlara yaşattığım her mutluluk ve üzüntüde bana aynı desteği her zaman gösteren ve sevgilerini esirgemeyen Annem Aylin ULUŞAN ve Babam Ahmet Remzi ULUŞAN'a, beni yetiştirdikleri ve olabilecek en iyi eğitimi almam için ellerinden geleni yaptıkları için sonsuz teşekkür ederim. Ekin ULUŞAN'ın ise bir insanın sahip olabileceği en iyi kızkardeş olduğu için ne kadar şanslı bir ağabey olduğumu bilmesini isterim, umarım Güç her zaman onunla olur.

Mart 2013

Anıl ULUŞAN

İÇİNDEKİLER

Sayfa

SİMGE LİSTESİ viii

KISALTMA LİSTESİ xi

ŞEKİL LİSTESİ xii

ÇİZELGE LİSTESİ xx

ÖZET xxii

ABSTRACT xxiii

BÖLÜM 1

Giriş 1

1.1 Literatür Özeti 1
1.2 Tezin Amacı 3
1.3 Hipotez 4

BÖLÜM 2

Yanaşma Yapılarının Sismik Davranışı 5

2.1 İstinat Duvarlarının Genel Özellikleri 5
2.1.1 İstinat Duvarlarının Tipleri 5
2.1.2 İstinat Duvarlarının Hasar Tipleri 6
2.2 Yanaşma Yapıları 9
2.2.1 Açık Tip Rıhtım Duvarları 12
2.2.2 Kapalı Tip Rıhtım Duvarları 12
2.2.2.1 Ağırlık Tipi Yanaşma Yapıları 13
Bloklu Yanaşma Yapıları 14
Keson Tipi Yanaşma Yapıları 15
Palplanş Yanaşma Yapıları 17
2.3 Yapı-Zemin Etkileşimi 17
2.3.1 Statik Toprak Basıncı 20
2.3.1.1 Rankine Yöntemi 20

2.3.1.2 Coulomb Yöntemi 22
2.3.2 Dinamik Toprak Basıncı 24
2.3.2.1 Psödo-Statik Analiz 24
Mononobe-Okabe Yöntemi 25
Seed-Whitman Yöntemi 26
Wood Yöntemi 27
2.3.2.2 Psödo-Dinamik Analiz 28
Steedman-Zeng Yöntemi 28
2.3.3 İstinat Duvarlarının Sismik Davranışı....29
2.3.3.1 Newmark Kayan Blok Yöntemi 29
2.3.3.2 Richard-Elms Yöntemi 31
2.3.3.3 Nadim-Whitman Yöntemi 32
2.3.3.4 Whitman-Liao Yöntemi 32
2.3.4 Suyun Duvar Üzerinde Oluşan Toplam Basınca Etkisi....33
2.4 Konu ile ilgili Çalışmalar....33

BÖLÜM 3

Deneysel Çalışma 46

3.1 Deney Sistemi 46
3.1.1 Sarsma Tankı....46
3.1.2 Sarsma Tankı....47
3.1.3 Ölçüm Sistemleri 50
3.1.3.1 Veri Toplama Cihazı 50
3.1.3.2 İvme Ölçümleri....50
3.1.3.3 Profil Ölçümleri 51
3.1.3.4 Konum Ölçümleri 52
3.1.3.5 Toprak Basıncı Ölçümleri....53
3.1.3.6 Boşluk Suyu Basıncı Ölçümleri 54
3.1.4 Geri Dolgu Özellikleri....54
3.1.5 Keson Modellerin Özellikleri....55
3.1.6 Deney Koşulları 57
3.2 Model Ölçekleri....59
3.2.1 Santrifüj ve 1g Yöntemleri 59
3.2.2 1g Yöntemi ile Model Ölçekleri....61
3.3 Boyut Analizi 61

BÖLÜM 4

KESON RIHTIM....66

4.1 Giriş....66
4.2 İvme Ölçümlerinin Değerlendirilmesi 67
4.2.1 Birinci Tip Keson....67
4.2.2 İkinci Tip Keson Model 72
4.3 Toprak Basıncı Ölçümlerinin Değerlendirilmesi....74
4.3.1 Birinci Tip Keson....74
4.3.2 İkinci Tip Keson 97

4.4 Boşluk Suyu Basıncı Ölçümlerinin Değerlendirilmesi....128
4.4.1 İkinci Tip Keson....132
4.5 Konum Değişimi Ölçümlerinin Değerlendirilmesi....134
4.5.1 Birinci Tip Keson....134
4.5.2 İkinci Tip Keson....140
4.6 Geri Dolguda Çökmenin Belirlenmesi....145
4.7 Hasar Parametrelerinin Değerlendirilmesi....149
4.7.1 Göreceli Yatay Yer Değiştirme....149
4.7.2 Göreceli Düşey Yer Değiştirme....153
4.7.3 Eğilme....157
4.7.4 Göreceli Çökme....159

BÖLÜM 5

SONUÇ VE ÖNERİLER....163

KAYNAKLAR....166

EK-A....168

Birinci Tip Keson İvme Verileri....168

İri Malzeme....168
İnce Malzeme....172

EK-B....175

İkinci Tip Keson İvme Verileri....175

EK-C....180

Boşluk Suyu Basıncı Verileri....180

EK-D....187

Toprak Basıncı Kayıtlarının Ayrıklaştırılması....187

ÖZGEÇMİŞ....188

SİMGE LİSTESİ

a	İvme
a_h	Yatay ivme
a_{max}	Pik yer ivmesi
a_v	Düşey ivme
a_y	Duvar-geri dolgu sisteminin yenilme ivmesi
B	Yapı genişliği
c	Kohezyon
D	Tanjant modülü
D	Yatay ve düşey yer değiştirme
d_{50}	Zeminin tane çapı
D_r	Malzeme sıkılığı
EA	Eksensel rijitlik
EI	Eğilme rijitliği
F	Eksenel kuvvet
$\dot{F}$	Sınır üzerinde eksenel kuvvet
FBWD	Geri dolgudaki dinamik su kuvvetinin çalkantı bileşeni
FDI	Dinamik kuvvetin çalkantı bileşeni
FED	Dinamik toprak kuvvetinin çalkantı bileşeni
FFWD	Duvarın ön yüzündeki dinamik su kuvvetinin çalkantı bileşeni
F_h	Yatay atalet kuvveti
F_I	Duvarın atalet kuvveti
F_m	Boyutsuz moment faktörü
F_p	Boyutsuz dinamik itki
F_v	Düşey atalet kuvveti
g	Yerçekimi ivmesi
H	Yükseklik
h_t	Tsunami dalga yüksekliği
h_{wu}	Yapı önündeki su derinliği
K	Esneklik modülü
k	Permeabilite
K_A	Minimum aktif toprak basıncı katsayısı
K_f	Boşluk suyunun elastisite modülü
k_h	Eşdeğer deprem ivme katsayısı

K_p	Maksimum pasif toprak basıncı katsayısı
L	Uzunluk
l_{ab}	Yenilme düzleminin uzunluğu
M	Eğilme momenti
M	Kütle
$\dot{M}$	Sınır üzerinde eğilme momenti
n	Porozite
p	Boşluk suyu basıncı
p	Sınır üzerinde zemin ya da yapının yaptığı boşluk suyu basıncı
P_a	Pasif itki
P_P	Pasif zemin basınç bileşkesi
Q_h	Toplam yatay atalet kuvveti
Q_v	Toplam düşey atalet kuvveti
r_u	Aşırı boşluk suyu basıncı
r_u	Boşluk suyu basıncı oranı
S	Kayma kuvveti
$\dot{S}$	Sınır üzerinde kayma kuvveti
t	Zaman
T	Zaman
t	Oturma
τ	Sürtünme direnci
u	Yer değiştirme
$\bar{u}$	Sınır üzerinde zemin ya da yapının yaptığı yer değiştirme
$\mathring{u}$	Hız
ü	İzme
V_p	Birincil dalganın hızı
V_s	Kesme dalgası
W	Kütle
w	Boşluk suyunun ortalama yer değişimi
$\dot{w}$	Boşluk suyu debisi
$\hat{w}$	Boşluk suyu basıncının sınır üzerinde ortalama yer değiştirmesi
x	Uzunluk
y	Sismik atalet açısı
α	Kamanın yatayla yaptığı açı
α_A	Kritik yenilme yüzeyinin yatayla yaptığı açı
β	Geri dolgunun yatay ile yaptığı açı
β	Şev eğimi
δ	Duvar ile zemin ara yüzeyinin sürtünme açısı
ΔM_{eq}	Maksimum dinamik itki
ΔP_{eq}	Dinamik itki
ε	Zeminin birim şekil değişimi
ε_0	Sıcaklık ve sünmeye bağlı zemin gerilimi
θ	İstinat duvarının düşeyle yaptığı açı
θ	Eğilme
θ	Sınır üzerinde eğilme
$\tilde{\imath}$	Hidrolik gradyant

λ	Dalga boyu
v_{max}	Pik yer hızı
v_s	Kayma hızı
ρ	Doygun zeminin özgül kütlesi
ρ_b	Yapının özgül kütlesi
ρ_f	Boşluk suyunun özgül kütlesi
ρ_s	Zeminin özgül ağırlığı
ρ_w	Suyun özgül ağırlığı
σ	Toplam zemin gerilmesi
σ'	Efektif zemin gerilmesi
Υ	Arka dolgunun birim ağırlığı
Φ	Zeminin içsel sürtünme açısı
ω	Açısal frekans
σ_v	Düşey efektif gerilmeyi
$\gamma_{eff,1}$	Aşırı boşluk suyu basıncı ile birlikte efektif birim zemin ağırlığı
ψ_1	Aşırı boşluk suyu basıncı ile birlikte sismik atalet açısını

KISALTMA LİSTESİ

CEM	Coastal Engineering Manual
MH	Minimum Hasar
KH	Kontrollü Hasar

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 Tipik istinat duvarı tipleri.....5
Şekil 2.2 Yapının dengesiyle ilgili sorunlardan kaynaklanan hasar durumları (Visone, [2]) 8
Şekil 2.3 Zemin ve temelden kaynaklanan hasar durumları (Visone, [2]) 8
Şekil 2.4 Yapısal hasar durumları (Visone, [2]) 8
Şekil 2.5 Yapısal hasar durumları (Visone, [2]) 9
Şekil 2.6 Dönmeden kaynaklanan hasar durumları (Visone, [2]) 9
Şekil 2.7 Yanaşma yapıları ve tipleri.....11
Şekil 2.8 Açık Yanaşma Yapısı (Thoresen, [4]) 12
Şekil 2.9 Kapalı Yanaşma Yapısı (Thoresen, [4]) 12
Şekil 2.10 Bloklu bir rıhtım duvarı (Thoresen, [4]) 15
Şekil 2.11 Üç bölmeli keson rıhtım (Thoresen, [4]) 16
Şekil 2.12 Palplanş duvar (Thoresen, [4]) 17
Şekil 2.13 Yanaşma yapıları üzerine yapılmış çalışmalar (Karakuş, [7]).....19
Şekil 2.14 Duvarın hareketi 20
Şekil 2.15 Aktif üçgen zemin kaması.....22
Şekil 2.16 Üçgen zemin kaması üzerine etkiyen kuvvetler (Kramer, [8]) 24
Şekil 2.17 Aktif ve pasif kamaya etki eden kuvvetler (Kramer, [8]) 25
Şekil 2.18 Seed-Whitman yönteminde esas alınan zemin kaması (Kramer, [8]) 27
Şekil 2.19 Rijit bir tabana tutturulmuş iki rijit duvar arasına hapsolmuş elastik zemin (Kramer, [8]) 27
Şekil 2.20 Wood (1973) tarafından verilen boyutsuz itki ve moment faktörleri (Kramer, [8]) 28
Şekil 2.21 Potansiyel heyelan ve eğimli düzlem üzerindeki blok 30
Şekil 2.22 Deprem sırasında kaydedilmiş ivme, hız ve deplasman verilerinin zamanla değişimi (Kim vd., [9]) 30
Şekil 2.23 Yerçekim ivmesi ve psödo-statik ivmeler etkisi altındaki ağırlık duvarı 31
Şekil 2.24 Rıhtım duvarı üzerine etkiyen kuvvetler (Kim vd., [9]) 34
Şekil 2.25 Düşük ve yüksek aşırı boşluk suyu basıncı altında atalet kuvveti ve dinamik basıncın çalkantı bileşeninin zamanla değişimi (Kim vd., [9]) 35
Şekil 2.26 Sistem ve yenilme ivmelerinin zamanla değişimi (Kim vd., [9]) 36
Şekil 2.27 Model ve cihazların model üzerinde gösterimi (Dewolkar, [12]) 37
Şekil 2.28 Zemin kamasına etkiyen kuvvetler (Ghosh, [13]) 38
Şekil 2.29 Deprem ve tsunami esnasında tipik bir kıyı duvarına etkiyen kuvvetler

(Choudhury ve Ahmad, [14]) 39
Şekil 2.30 Deney düzeneği (Hazarika vd, [16]) 40
Şekil 3.1 Sarsma tankının kesitten görünümü 47
Şekil 3.2 Sarsma tankının plandan görünümü 47
Şekil 3.3 Serme sistemi şematik gösterimi 48
Şekil 3.4 Sarsma tankı ve serme sistemi 49
Şekil 3.5 Veri toplama cihazı 50
Şekil 3.6 İvme ölçer 51
Şekil 3.7 Profil kaydedici 52
Şekil 3.8 Pozisyon ölçer 53
Şekil 3.9 Basınç ölçer 53
Şekil 3.10 Deney sisteminde kullanılan boşluk suyu basıncı ölçen sensör 54
Şekil 3.11 Birinci ve ikinci tip keson model ile ölçüm cihazlarının konumları 55
Şekil 3.12 Deney Akışı 58
Şekil 4.1 Birinci ve ikinci tip keson model ile ölçüm cihazlarının konumları 66
Şekil 4.2 İvme büyüme grafiği ($a_{2\ maks}/a_{1\ ort}$), d_{50}=2.2 cm için 68
Şekil 4.3 İvme büyüme grafiği ($a_{2\ maks}/a_{1\ maks}$), d_{50}=2.2 cm için 68
Şekil 4.4 İvme büyüme grafiği (a_{2maks}/a_{1ort}), d_{50}=0.9 cm için 70
Şekil 4.5 İvme büyüme grafiği (a_{2maks}/a_{1maks}), d_{50}=0.9 cm için 70
Şekil 4.6 İvme büyüme grafiği ($a_{x\ max}/a_{1\ ort}$) 71
Şekil 4.7 İvme büyüme grafiği ($a_{x\ max}/a_{1\ max}$) 71
Şekil 4.8 İvme büyüme grafiği ($a_{x\ max}/a_{ort}$), d_{50}=0.9 cm için 72
Şekil 4.9 İvme büyüme grafiği ($a_{x\ max}/a_{max}$), d_{50}=0.9 cm için 73
Şekil 4.10 1 nolu toprak basıncı ölçer verilerinin tarihçesi (Deney No 1, ... 76
Şekil 4.11 2 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No 1, f=2 Hz, a(g)=0.066, d_{50}=2.2 cm) 77
Şekil 4.12 1 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No 2, f=3 Hz, a(g)=0.247, d_{50}=2.2 cm) 78
Şekil 4.13 2 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No 2, f=3 Hz, a(g)=0.247, d_{50}=2.2 cm) 79
Şekil 4.14 1 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No 3, f=4 Hz, a(g)=0.270, d_{50}=2.2 cm) 80
Şekil 4.15 2 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No 3, f=4 Hz, a(g)=0.270, d_{50}=2.2 cm) 81
Şekil 4.16 1 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No 4, f=5 Hz, a(g)=0.381, d_{50}=2.2 cm) 82
Şekil 4.17 2 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No 4, f=5 Hz, a(g)=0.381, d_{50}=2.2 cm) 83
Şekil 4.18 1 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No 5, f=6 Hz, a(g)=0.496, d_{50}=2.2 cm) 84
Şekil 4.19 2 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No 5, f=6 Hz, a(g)=0.496, d_{50}=2.2 cm) 85
Şekil 4.20 1 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No 6, f=7 Hz, a(g)=0.675, d_{50}=2.2 cm) 86
Şekil 4.21 2 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No 6, f=7 Hz, a(g)=0.675, d_{50}=2.2 cm) 87

Şekil 4.22 1 nolu toprak basıncı ölçerinden elde edilen toplam toprak basıncının düzenli bileşeni 88
Şekil 4.23 2 nolu toprak basıncı ölçerinden elde edilen toplam toprak basıncının düzenli bileşeni 88
Şekil 4.24 1 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 7, f=4 Hz, a(g)=0.227, d_{50}=0.9 cm) 90
Şekil 4.25 2 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 7, f=4 Hz, a(g)=0.227, d_{50}=0.9 cm) 91
Şekil 4.26 1 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 8, f=5 Hz, a(g)=0.367, d_{50}=0.9 cm) 92
Şekil 4.27 2 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 8, f=5 Hz, a(g)=0.367, d_{50}=0.9 cm) 93
Şekil 4.28 1 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 9, f=6 Hz, a(g)=0.49, d_{50}=0.9 cm) 94
Şekil 4.29 2 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 9, f=6 Hz, a(g)=0.49, d_{50}=0.9 cm) 95
Şekil 4.30 1 nolu toprak basıncı ölçerinden elde edilen toplam toprak basıncının düzenli bileşeni 96
Şekil 4.31 2 nolu toprak basıncı ölçerinden elde edilen toplam toprak basıncının düzenli bileşeni 96
Şekil 4.32 1 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 10, f=3 Hz, a(g)=0.108, d_{50}=0.9 cm) 98
Şekil 4.33 2 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 10, f=3 Hz, a(g)=0.108, d_{50}=0.9 cm) 99
Şekil 4.34 3 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 10, f=3 Hz, a(g)=0.108, d_{50}=0.9 cm) 100
Şekil 4.35 4 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 10, f=3 Hz, a(g)=0.108, d_{50}=0.9 cm) 101
Şekil 4.36 1 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 11, f=4 Hz, a(g)=0.207, d_{50}=0.9 cm) 102
Şekil 4.37 2 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 11, f=4 Hz, a(g)=0.207, d_{50}=0.9 cm) 103
Şekil 4.38 3 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 11, f=4 Hz, a(g)=0.207, d_{50}=0.9 cm) 104
Şekil 4.39 4 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 11, f=4 Hz, a(g)=0.207, d_{50}=0.9 cm) 105
Şekil 4.40 1 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 12, f=5 Hz, a(g)=0.375, d_{50}=0.9 cm) 106
Şekil 4.41 2 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 12, f=5 Hz, a(g)=0.375, d_{50}=0.9 cm) 107
Şekil 4.42 3 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 12, f=5 Hz, a(g)=0.375, d_{50}=0.9 cm) 108
Şekil 4.43 4 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 12, f=5 Hz, a(g)=0.375, d_{50}=0.9 cm) 109
Şekil 4.44 1 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 13, f=6 Hz, a(g)=0.513, d_{50}=0.9 cm) 110

Şekil 4.45 2 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 13, f=6 Hz, a(g)=0.513, d_{50}=0.9 cm) 111
Şekil 4.46 3 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 13, f=6 Hz, a(g)=0.513, d_{50}=0.9 cm) 112
Şekil 4.47 4 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 13, f=6 Hz, a(g)=0.513, d_{50}=0.9 cm) 113
Şekil 4.48 1 nolu toprak basıncı ölçerinden elde edilen toplam toprak basıncının düzenli bileşeni 114
Şekil 4.49 2 nolu toprak basıncı ölçerinden elde edilen toplam toprak basıncının düzenli bileşeni 114
Şekil 4.50 3 nolu toprak basıncı ölçerinden elde edilen toplam toprak basıncının düzenli bileşeni 115
Şekil 4.51 4 nolu toprak basıncı ölçerinden elde edilen toplam toprak basıncının düzenli bileşeni 115
Şekil 4.52 Statik ve toplam dinamik basıncın derinlikle değişimi (3 Hz) 116
Şekil 4.53 Statik ve düzenli dinamik basıncın derinlikle değişimi (3 Hz) 116
Şekil 4.54 Statik ve toplam dinamik basıncın derinlikle değişimi (4 Hz) 117
Şekil 4.55 Statik ve düzenli dinamik basıncın derinlikle değişimi (4 Hz) 117
Şekil 4.56 Statik ve toplam dinamik basıncın derinlikle değişimi (5 Hz) 117
Şekil 4.57 Statik ve düzenli dinamik basıncın derinlikle değişimi (5 Hz) 118
Şekil 4.58 Statik ve toplam dinamik basıncın derinlikle değişimi (6 Hz) 118
Şekil 4.59 Statik ve düzenli dinamik basıncın derinlikle değişimi (6 Hz) 118
Şekil 4.60 Birinci tip keson için düzenli toprak basıncının derinlikle değişimi (d_{50}=2.2 cm) 121
Şekil 4.61 Birinci tip keson için toprak basıncı çalkantı bileşeninin derinlikle değişimi (d_{50}=2.2 cm) 122
Şekil 4.62 Birinci tip keson için düzenli toprak basıncının derinlikle değişimi (d_{50}=0.9 cm) 124
Şekil 4.63 Birinci tip keson için toprak basıncı çalkantı bileşeninin derinlikle değişimi (d_{50}=0.9 cm) 125
Şekil 4.64 İkinci tip keson için düzenli toprak basıncının derinlikle değişimi (d_{50}=0.9 cm) 126
Şekil 4.65 İkinci tip keson için toprak basıncı çalkantı bileşeninin derinlikle değişimi (d_{50}=0.9 cm) 127
Şekil 4.66 1 nolu boşluk suyu basınç oranı (Deney no: 1, d=2.2 cm) 130
Şekil 4.67 1 nolu boşluk suyu basınç oranı (Deney no: 2, d=2.2 cm) 130
Şekil 4.68 1 nolu boşluk suyu basınç oranı (Deney no: 5, d=2.2) 131
Şekil 4.69 1 nolu boşluk suyu basınç oranı (Deney no: 6, d=2.2 cm) 131
Şekil 4.70 1 ve 2 nolu boşluk suyu basınç oranı (Deney no: 7, d=0.9 cm) 131
Şekil 4.71 1 ve 2 nolu boşluk suyu basınç oranı (Deney no: 8, d=0.9 cm) 132
Şekil 4.72 1 ve 2 nolu boşluk suyu basınç oranı (Deney no: 9, d=0.9 cm) 132
Şekil 4.73 1 ve 2 nolu boşluk suyu basınç oranı (Deney no: 10, d=0.9 cm) 132
Şekil 4.74 1 ve 2 nolu boşluk suyu basınç oranı (Deney no: 11, d=0.9 cm) 133
Şekil 4.75 1 ve 2 nolu boşluk suyu basınç oranı (Deney no: 12, d=0.9 cm) 133
Şekil 4.76 1 ve 2 nolu boşluk suyu basınç oranı (Deney no: 13, d=0.9 cm) 133
Şekil 4.77 1 nolu pozisyon ölçerden elde edilen yer değiştirmenin düşey zamanla

değişimi (Deney No: 1, d=2.2 cm, f=2 Hz) 135
Şekil 4.78 2 nolu pozisyon ölçerden elde edilen yer değiştirmenin düşey zamanla değişimi (Deney No: 1, d=2.2 cm, f=2 Hz) 135
Şekil 4.79 1 nolu pozisyon ölçerden elde edilen yer değiştirmenin düşey zamanla değişimi (Deney No: 2, d=2.2 cm, f=3 Hz) 136
Şekil 4.80 2 nolu pozisyon ölçerden elde edilen yer değiştirmenin düşey zamanla değişimi (Deney No: 2, d=2.2 cm, f=3 Hz) 136
Şekil 4.81 1 nolu pozisyon ölçerden elde edilen yer değiştirmenin düşey zamanla değişimi (Deney No: 3, d=2.2 cm, f=4 Hz) 136
Şekil 4.82 2 nolu pozisyon ölçerden elde edilen yer değiştirmenin düşey zamanla değişimi (Deney No: 3, d=2.2 cm, f=4 Hz) 137
Şekil 4.83 1 nolu pozisyon ölçerden elde edilen yer değiştirmenin düşey zamanla değişimi (Deney No: 4, d=2.2 cm, f=5 Hz) 137
Şekil 4.84 2 nolu pozisyon ölçerden elde edilen yer değiştirmenin düşey zamanla değişimi (Deney No: 4, d=2.2 cm, f=5 Hz) 137
Şekil 4.85 1 nolu pozisyon ölçerden elde edilen yer değiştirmenin düşey zamanla değişimi (Deney No: 5, d=2.2 cm, f=6 Hz) 138
Şekil 4.86 2 nolu pozisyon ölçerden elde edilen yer değiştirmenin düşey zamanla değişimi (Deney No: 5, d=2.2 cm, f=6 Hz) 138
Şekil 4.87 1 nolu pozisyon ölçerden elde edilen yer değiştirmenin düşey zamanla değişimi (Deney No: 6, d=2.2 cm, f=7 Hz) 138
Şekil 4.88 2 nolu pozisyon ölçerden elde edilen yer değiştirmenin düşey zamanla değişimi (Deney No: 6, d=2.2 cm, f=7 Hz) 139
Şekil 4.89 2 nolu pozisyon ölçerden elde edilen yer değiştirmenin düşey zamanla değişimi (Deney No: 7, d=0.9 cm, f=4 Hz) 139
Şekil 4.90 2 nolu pozisyon ölçerden elde edilen yer değiştirmenin düşey zamanla değişimi (Deney No: 8, d=0.9 cm, f=5 Hz) 139
Şekil 4.91 2 nolu pozisyon ölçerden elde edilen yer değiştirmenin düşey zamanla değişimi (Deney No: 9, d=0.9 cm, f=6 Hz) 140
Şekil 4.92 1 nolu pozisyon ölçerden elde edilen veriler (Deney No: 10, d=0.9 cm, f=3 Hz) 141
Şekil 4.93 2 nolu pozisyon ölçerden elde edilen veriler (Deney No: 10, d=0.9 cm, f=3 Hz) 141
Şekil 4.94 3 nolu pozisyon ölçerden elde edilen veriler (Deney No: 10, d=0.9 cm, f=3 Hz) 141
Şekil 4.95 1 nolu pozisyon ölçerden elde edilen veriler (Deney No: 11, d=0.9 cm, f=4 Hz) 142
Şekil 4.96 2 nolu pozisyon ölçerden elde edilen veriler (Deney No: 11, d=0.9 cm, f=4 Hz) 142
Şekil 4.97 3 nolu pozisyon ölçerden elde edilen veriler (Deney No: 11, d=0.9 cm, f=4 Hz) 142
Şekil 4.98 1 nolu pozisyon ölçerden elde edilen veriler (Deney No: 12, d=0.9 cm, f=5 Hz) 143
Şekil 4.99 2 nolu pozisyon ölçerden elde edilen veriler (Deney No: 12, d=0.9 cm, f=5 Hz) 143
Şekil 4.100 3 nolu pozisyon ölçerden elde edilen veriler (Deney No: 12, d=0.9 cm,

f=5 Hz)....143
Şekil 4.101 1 nolu pozisyon ölçerden elde edilen veriler (Deney No: 13, d=0.9 cm, f=6 Hz)....144
Şekil 4.102 2 nolu pozisyon ölçerden elde edilen veriler (Deney No: 13, d=0.9 cm, f=6 Hz)....144
Şekil 4.103 3 nolu pozisyon ölçerden elde edilen veriler (Deney No: 13, d=0.9 cm, f=6 Hz)....144
Şekil 4.104 Birinci tip keson için geri dolgu profilleri....146
Şekil 4.105 İkinci tip keson için geri dolgu profilleri....147
Şekil 4.106 Birinci tip keson d_{50}=2.2 cm iri malzeme için göreceli yatay yer değiştirme....151
Şekil 4.107 Birinci tip keson d_{50}=0.9 cm ince malzeme için göreceli yatay yer değiştirme....151
Şekil 4.108 Birinci tip kesonda, her iki farklı geri dolgu malzemesi için yatay yer değiştirme değerleri....151
Şekil 4.109 İkinci tip kesonda, d_{50}=0.9 cm ince malzeme için göreceli yatay yer değiştirme....152
Şekil 4.110 d_{50}=0.9 cm olan birinci tip keson ve ikinci tip keson modellerin yaptığı göreceli yatay yer değiştirmelerin birlikte gösterimi....153
Şekil 4.111 Birinci ve ikinci tip keson modelleri yaptığı göreceli yatay yer değiştirmelerin birlikte gösterimi....153
Şekil 4.112 Birinci tip keson d_{50}=2.2 cm iri malzeme için göreceli düşey yer değiştirme....155
Şekil 4.113 İkinci tip keson d_{50}=0.9 cm için ince malzeme için göreceli düşey yer değiştirme....156
Şekil 4.114 Birinci ve ikinci tip keson modelin göreceli düşey yer değiştirmelerin karşılaştırılması....156
Şekil 4.115 Birinci ve ikinci tip keson modellerin göreceli düşey yer değiştirmeleri....157
Şekil 4.116 Birinci tip keson d_{50}=2.2 cm için eğilme....158
Şekil 4.117 İkinci tip keson d_{50}=0.9 cm için eğilme....158
Şekil 4.118 Birinci ve ikinci tip keson modellerde eğilme....158
Şekil 4.119 Birinci tip keson d_{50}=0.9 cm için göreceli geri dolgu çökmesi....159
Şekil 4.120 İkinci tip keson d_{50}=0.9 cm için göreceli geri dolgu çökmesi....160
Şekil 4.121 Birinci ve ikinci tip keson modellerin göreceli geri dolgu çökmelerinin karşılaştırılması....160
Şekil 4.122 Birinci ve ikinci tip keson modellerin göreceli geri dolgu çökmesi....160
Şekil A.1 1 nolu ivme ölçer verileri....168
Şekil A.2 2 nolu ivme ölçer verileri....168
Şekil A.3 1 nolu ivme ölçer verileri....169
Şekil A.4 2 nolu ivme ölçer verileri....169
Şekil A.5 1 nolu ivme ölçer verileri....170
Şekil A.6 2 nolu ivme ölçer verileri....170
Şekil A.7 1 nolu ivme ölçer verileri....170
Şekil A.8 2 nolu ivme ölçer verileri....170
Şekil A.9 1 nolu ivme ölçer verileri....171
Şekil A.10 2 nolu ivme ölçer verileri....171

Şekil A.11 1 nolu ivme ölçer verileri 171
Şekil A.12 2 nolu ivme ölçer verileri 172
Şekil A.13 1 nolu ivme ölçer verileri 172
Şekil A.14 2 nolu ivme ölçer verileri 172
Şekil A.15 1 nolu ivme ölçer verileri 173
Şekil A.16 2 nolu ivme ölçer verileri 173
Şekil A.17 1 nolu ivme ölçer verileri 173
Şekil A.18 2 nolu ivme ölçer verileri 174
Şekil B.1 1 nolu ivme ölçer verileri 175
Şekil B.2 2 nolu ivme ölçer verileri 175
Şekil B.3 3 nolu ivme ölçer verileri 176
Şekil B.4 1 nolu ivme ölçer verileri 176
Şekil B.5 2 nolu ivme ölçer verileri 176
Şekil B.6 3 nolu ivme ölçer verileri 177
Şekil B.7 1 nolu ivme ölçer verileri 177
Şekil B.8 2 nolu ivme ölçer verileri 177
Şekil B.9 3 nolu ivme ölçer verileri 178
Şekil B.10 1 nolu ivme ölçer verileri 178
Şekil B.11 2 nolu ivme ölçer verileri 178
Şekil B.12 3 nolu ivme ölçer verileri 179
Şekil C.1 1 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 1, d_{50}=2.2 cm) 180
Şekil C.2 1 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 2, d_{50}=2.2 cm) 180
Şekil C.3 1 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 5, d_{50}=2.2 cm) 181
Şekil C.4 1 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 6, d_{50}=2.2 cm) 181
Şekil C.5 1 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 7, d_{50}=0.9 cm) 181
Şekil C.6 2 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 7, d_{50}=0.9 cm) 182
Şekil C.7 1 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 8, d_{50}=0.9 cm) 182
Şekil C.8 2 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 8, d_{50}=0.9 cm) 182
Şekil C.9 1 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 9, d_{50}=0.9 cm) 183
Şekil C.10 2 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 9, d_{50}=0.9 cm) 183
Şekil C.11 1 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 10, d_{50}=0.9 cm) 183
Şekil C.12 2 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 10, d_{50}=0.9 cm) 184
Şekil C.13 1 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 11, d_{50}=0.9 cm) 184

Şekil C.14 2 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 11, d_{50}=0.9 cm) 184
Şekil C.15 1 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 12, d_{50}=0.9 cm) 185
Şekil C.16 2 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 12, d_{50}=0.9 cm) 185
Şekil C.17 1 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 13, d_{50}=0.9 cm) 185
Şekil C.18 2 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 13, d_{50}=0.9 cm) 186
Şekil D.19 MathCAD'de kullanılan yazılım 187

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1 Ölçek oranları (Hazarika vd, [16])....40
Çizelge 2.2 1-g model deneyleri için ölçek oranları (Iai, [17])....41
Çizelge 2.3 $\lambda_p = 1$ ve $\lambda_E = \lambda^{0.5}$ olduğu durumda model deneyleri için benzeşim ölçek oranları (Iai, [17])....43
Çizelge 3.1 Sarsma tankına ait özellikler....47
Çizelge 3.2 Serme sisteminin mekanik ve otomasyon donanımı....49
Çizelge 3.3 Serme sisteminin mekanik ve otomasyon donanımı (IMC-Berlin, [19])....50
Çizelge 3.4 İvme ölçerlere ait kalibrasyon değerleri (Cihan, [18])....51
Çizelge 3.5 Basınç ölçerin teknik özellikleri (Procon Systems Inc., [21])....53
Çizelge 3.6 İri ve ince malzemenin özellikleri....55
Çizelge 3.7 Blok kütlesi, uygulanan basınç ve bu değerlere bağlı olarak hesaplanan kuvvet ve sürtünme değerleri....57
Çizelge 3.8 Birinci tip keson modelin deney koşulları....59
Çizelge 3.9 İkinci tip keson modelin deney koşulları....59
Çizelge 3.10 Ölçekler....61
Çizelge 3.11 Parametreler....62
Çizelge 3.12 Parametre boyutları....62
Çizelge 3.13 Boyutsuz parametrelerin üstel değerleri....63
Çizelge 4.1 İvme Ölçerden elde edilen veriler....69
Çizelge 4.2 İvme Ölçerden elde edilen veriler (d_{50}=0.9 cm için)....73
Çizelge 4.3 Birinci tip keson için toprak basıncı değişimleri (d_{50}=2.2 cm için)....119
Çizelge 4.4 Birinci tip keson toprak basıncı değişimleri (d_{50}=0.9 cm için)....119
Çizelge 4.5 İkinci tip keson toprak basıncı değişimleri (d_{50}=0.9 cm için)....120
Çizelge 4.6 Konum değişimi ölçümleri....135
Çizelge 4.7 Konum değişimi ölçümleri....140
Çizelge 4.8 Birinci tip keson model için geri dolgu çökme miktarları....145
Çizelge 4.9 İkinci tip keson model için geri dolgu çökme miktarları....145
Çizelge 4.10 Birinci tip keson model için yatay yer değişimi değerleri (d_{50}=2.2 cm)....150
Çizelge 4.11 Birinci tip keson model için yatay yer değişimi değerleri (d_{50}=0.9 cm)....150
Çizelge 4.12 Yatay yer değiştirme için regresyon değerleri....150
Çizelge 4.13 İkinci tip keson model için konum değişimi ölçümleri....152
Çizelge 4.14 Her iki keson birlikte yatay yer değiştirme regresyon değerleri....152
Çizelge 4.15 Birinci tip keson model için konum değişimi ölçümleri....154
Çizelge 4.16 Düşey yer değiştirme için regresyon değerleri....154

Çizelge 4.17 Birinci tip keson model için konum değişimi ölçümleri.....155
Çizelge 4.18 Düşey yer değiştirme için regresyon değerleri 157
Çizelge 4.19 Düşey yer değiştirme için regresyon değerleri 159
Çizelge 4.20 Ağırlık tipi rıhtım duvarları icin performans limitleri [25] 161
Çizelge 4.21 Duvar üstü ile arkası arasındaki farklı oturma 162

ÖZET

KESON TİPİ RIHTIM YAPILARININ SİSMİK DAVRANIŞI

Anıl ULUŞAN

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yüksek Lisans Tezi

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Yalçın YÜKSEL

Bu çalışmada, keson tip yanaşma yapılarının deprem esnasındaki davranışları deneysel ortamda incelenmiştir. Farklı frekans değerlerinde rijit taban üzerinde yapılan deneyler, tek boyutta harekete izin veren sarsma tankında H/B=2/3 – 4/3 boyutlarında iki keson model ile gerçekleştirilmiştir. Geri dolgu malzemesi olarak birinci tip keson modelde iri ve ince malzeme (d_{50}=2.2 ve 0.9 cm), ikinci tip keson modelde ise sadece ince malzeme kullanılmıştır.

Deneylerde ivme, toprak basıncı, konum ve boşluk suyu basınç değerlerinin zamanla değişimi ölçülmüştür. Keson modellerin performansları taban ivmesi, boyut etkisi ve geri dolgu malzemesinin özelliklerine göre değerlendirilmiştir Geri dolgudaki oturmalar deney öncesi ve sonrasında yapılan profil ölçümleriyle belirlenmiştir. Toprak basıncı değişiminin düzenli ve çalkantı bileşenleri MathCAD programında yazılan bir yazılımla belirlenmiştir. Deney verileri incelenerek kesonların sismik davranışını tanımlayan boyutsuz davranış parametreleri elde edilerek bu tip yapıların sismik performansları hakkında bilgi edinilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Ağırlık tipi yanaşma yapıları, keson, sismik davranış, sarsma tankı

ABSTRACT

SEISMIC PERFORMANCE OF CAISSON TYPE QUAY WALLS

Anıl ULUŞAN

Department of Civil Engineering

MSc. Thesis

Advisor: Prof. Dr. Yalçın YÜKSEL

In this study, behaviour of caisson type quay walls under seismic activity is analysed. Therefore, tests were made with two different caisson models (H/B=2/3 – 4/3) which were positioned on a rigid surface in a shaking table. For the first caisson model, two different backfill material (d_{50}=2.2 ve 0.9 cm) and for the second caisson model, only one backfill material (d_{50}=0.9 cm) were used. During all the tests, change of acceleration, soil pressure, displacement and pore pressure with time were measured with measuring devices which were located on various places on the system. Also evaluated datas were compared according to their backfill material. Changes on the backfill surface were measured with a bed profiler before and after the tests. Fluctuating and non-fluctuating components of total soil pressure were evaluated in a software called Mathcad. Data obtained from the tests were analysed and dimensionless parameters which define behaviour of caissons were presented in the thesis.

Key words: Gravity type quay wall, caisson, sysmic performance, shaking table tests

BÖLÜM 1

Giriş

1.1 Literatür Özeti

Mohajeri vd. [10] keson tip kıyı duvarları ve dalgakıranların sismik etki altında yapmış olduğu deplasmanları incelemek için iki ayrı dizi sarsma tankı deneyi üzerinde çalışmıştır. İlk dizi testlerde, modellenmiş, ağırlık tipi duvarlara yatay kuvvet etki ettirilip farklı genliğe sahip 20 Hz'lik sinüzoidal dalgalar yollanmıştır. Çalışmanın sonunda dinamik analiz sırasında sabit bir yenilme ivmesinin olmadığı sonucuna varmışlardır. Çünkü yaptıkları deneyler hareketin başladığı anda yenilme ivmesinin sabit kalmayıp azaldığını göstermiştir. Bu yüzden yapının deplasmanlarını analiz ederken statik ve dinamik iki ayrı yenilme ivmesi kullanılması gerektiğini önermişlerdir.

Kim vd. [9] ağırlık tipi rıhtım duvarları üzerinde deprem esnasında oluşan kuvvet bileşenlerini hem analitik hem de deneysel olarak çalışmışlardır. Dinamik kuvvetleri belirlerken kullanılan analitik yöntemin yanında, sonuçları karşılaştırmak adına, değiştirilmiş Mononobe-Okabe ve Westeergard yöntemleri de kullanılmıştır. Bununla birlikte deneysel çalışma sırasında küçük ve büyük ölçekli sarsma tankı deneyleri yapılmıştır. Kim vd. aşırı boşluk suyu basıncının artmasıyla başlangıçtaki dinamik kuvvetin çalkantı bileşeninin (F_{DI}) azalacağını, buna karşın sondaki dinamik kuvvetin çalkantı bileşeninin (F_{DF}) ise artacağını öne sürüp dinamik kuvvetin çalkantı bileşenini bulmak için aşağıdaki denklemi çıkartmışlardır.

Kim vd. (2005), rıhtım duvarlarının sismik deplasmanlarını değerlendirmek için yeni bir basitleştirilmiş dinamik analizi ifade etmeyi amaçlamışlardır. Newmark Kayan Blok Analizi'ni esas alarak oluşturdukları yöntem, bu analizden farklı olarak geri dolguda

oluşabilecek aşırı boşluk suyu basıncını ve duvar üzerinde oluşan basınçların değişimini içermektedir. Parametrik çalışma sırasında, farklı sıkılığa sahip geri dolguların her biri için ayrı ayrı hesaplanan yenilme ivmesinin, sarsma işleminin başında sisteme verilen ivmeden büyük olduğu ancak zamanla yenilme ivmelerinin azaldığı ve bazı duvarların deplasman yaptığı gözlemlenmiştir. Yenilme ivmesinin hesaplanmasında eğer eski yöntem kullanılıp aşırı boşluk suyu basıncı düşünülmeseydi yenilme ivmesi sabit kalacaktı ve böylece sisteme verilen ivme değerinden büyük olmasından dolayı herhangi bir deplasman gözlemlenmeyecekti. Sarsma tankında yapılan çalışmalar sonucunda bulunan deplasmanlar ile Kim vd.'nin öne sürdüğü yöntemle çıkarılmış deplasmanların birbirine çok yakın değerlerde olduğu görülmüştür.

Dewoolkar vd. [12] sıvılaşabilir geri dolguya sahip konsol istinat duvarlarının statik ve sismik davranışını incelemek için santrifüj deneyleri yapmıştır. Dinamik ve yayılgan bir boşluk basıncını ortak bir zaman ölçeğinde elde etmek için boşluk suyu olarak metolose ve su karışımı kullanmışlardır. Statik ve dinamik yanal toprak basınçları ile birlikte ivme ve eğilmeyi de gözlemlemişlerdir. Yaptıkları deneylerin sonunda statik basıncın her seferinde yaklaşık %50 arttığını fark etmişlerdir. Bu nedenle geri dolgunun tamamının sıvılaştığı durumda dinamik basıncın statik basıncın yaklaşık %50'sini oluşturduğunu görmüşlerdir.

Ghosh [13] Steedman-Zeng metodunu esas alarak psödo-dinamik yaklaşım üzerine çalışmalar yapmıştır. Araştırmasında istinat duvarının düşeyle yaptığı açı (θ) ve yatay ve düşey deprem ivme katsayısı (k_h ve k_v) arttığı zaman aktif zemin basınç katsayısının (K_{AE}) da arttığını, buna ilaveten içsel sürtünme açısı (Φ) arttığında azaldığını görmüştür. Psödo-statik analizin tersine psödo-dinamik analizde aktif toprak basıncının dağılımının lineer olmadığı görülmüştür. Doğada da dağılım bu şekilde olduğundan psödo-dinamik yöntemin, psödo-statik yönteme nazaran daha kabul edilebilir olduğunu düşünmüştür.

Choudhury ve Ahmad [14] psödo-statik analizi esas alarak kıyı duvarlarının stabilitesi üzerine çalışmıştır. Yapılmış önceki çalışmaların aksine bir kıyı duvarı üzerinde etkili olan sismik kuvvetler ile hidrostatik ve hidrodinamik basınçların yanında tsunami etkisini de göz önüne almışlardır. Araştırmalarının sonucunda tsunami dalga yüksekliğinin (h_t) yapı önündeki su derinliğine (h_{wu}) oranı 0.375'ten 1.125'e çıktığında,

kaymaya karşı güvenlik faktörünün %70'e varan ölçüde azaldığı görmüşlerdir. Ayrıca bu güvenlik faktörünün, yatay ve düşey deprem ivme katsayıları, boşluk suyu basıncının artmasıyla da azaldığı öte yandan, zeminin ve duvarın sürtünme açılarının artmasıyla kıyı duvarının stabilitesinin arttığını tespit etmişlerdir.

Choudhury ve Ahmad [15] aynı zamanda psödo-dinamik analizi esas alarak kıyı duvarlarının stabilitesi üzerine de bir çalışma yapmışlardır. Bir önceki çalışmalarından (Choudhury ve Ahmad [14]) farklı olarak tsunami dalgasının basıncı hesaplanırken tsunaminin hızı da göz önüne alınmıştır. Yaptıkları bu çalışma klasik bir yaklaşım olan psödo-statik yöntem yerine psödo-dinamik yöntemin avantajlarını da sunmaktadır. Tsunami dalga yüksekliğinin (h_t) yapı önündeki su derinliğine (h_{wu}) oranı 0'dan(tsunami olmaması durumu) 1.5'a çıktığında kaymaya karşı güvenlik faktörünün %92 azaldığını gözlemlemişlerdir. Bu yüzde önceki çalışmalarından (Choudhury ve Ahmad (2007)) elde ettiklerinden %16 fazladır.

Hazarika vd. [16] keson kıyı duvarı modeliyle yaptıkları deneylerde yapı arkasında koruyucu geotekstil malzeme kullanmanın deprem esnasında yapı üzerinde oluşacak dinamik yükü nasıl etkileyebileceğini araştırmışlardır. Yapılan bu çalışma üç farklı durum için gerçekleştirilmiştir. İlk durumda yapı arkasında herhangi bir koruyucu malzemeye sahip olmayan keson, ikinci ve üçüncü durumda ise 4 ve 8 cm kalınlığa sahip, tane çapı 3~5 mm olan tekerlek parçaları kullanılmıştır. Hazarika vd. kurdukları bu deney sisteminde modellerini 100 Gal'den 700 Gal'e kadar yüzer yüzer artacak şekilde ivmeli sarsma hareketine maruz bırakmışlardır. Deneylerin sonunda keson üzerinde oluşan dinamik kuvvetin geotekstil malzeme olarak tekerlek parçaları kullanılması durumunda azaldığını gözlemişlerdir. Buna ilaveten kullanılan geotekstil malzemenin 8 cm kalınlığa ulaştığı durumun 4 cm kalınlığa sahip deney durumuna göre dinamik kuvveti daha fazla azalttığını bulmuşlardır.

1.2 Tezin Amacı

Bu çalışmada keson tipi rıhtım duvarlarının sismik yükler altındaki davranışının deneysel olarak incelenmesi ve bu davranışı tanımlayan parametrelerin belirlenmesi amaçlanmıştır. Bu sebeple iki adet, farklı boyutlardaki keson model, sarsma tankında deneylere tabii tutulup deney düzeneğinin çeşitli yerlerinde bulunan ölçüm cihazları ile

ivme, toprak basıncı, konum ve boşluk suyu basınç değerlerinin sarsma hareketi esnasındaki zamanla değişimi ölçülmüştür.

1.3 Hipotez

Ağırlık tipi keson rıhtım duvarlarının sismik yükler altındaki performansını tanımlayan parametreler D/H göreceli yer değiştirme, Z/H göreceli oturma, θ eğilmenin, B/H göreceli keson geometrisi, geri dolgu özellikleri (ρ_b/ρ_s ve d_{50}/H) ve a(g) yer ivmesi ile olan ilişkileri belirlenmiştir.

BÖLÜM 2

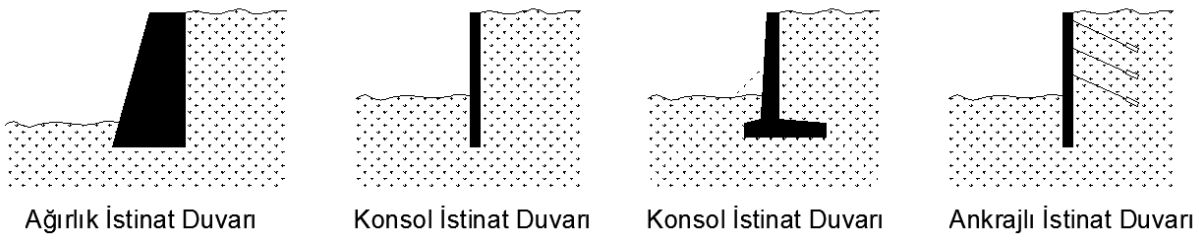
Yanaşma Yapılarının Sismik Davranışı

2.1 İstinat Duvarlarının Genel Özellikleri

İstinat duvarları içinde toprak, su, taş ve benzeri geri dolgu malzemelerini barındıran zemini tutan yapılardır. Sismik anlamda hareketli alanlarda ve çoğunlukla limanların, barınakların, ulaşım sistemlerinin kilit noktalarında kullanılırlar. Özel bir istinat duvarı olan kıyı duvarları ve yanaşma yapılarını anlamak için öncelikle istinat duvarlarının yapısını ve hasar tiplerini bilmek gerekir.

2.1.1 İstinat Duvarlarının Tipleri

Yıllar içinde geoteknik mühendisliğinde toprağı tutmak için çeşitli tipte istinat duvarları tasarlanıp geliştirilmiştir. İstinat duvarları rölatif ağırlıkları, esneklikleri ve kullanılan ankraj sistemlerine göre sınıflandırılmıştır (Şekil 2.1).



Şekil 2.1 Tipik istinat duvarı tipleri

Ağırlık istinat duvarları en eski ve basit duvarlardır. Kalın ve sert oldukları için bükülmeleri söz konusu değildir. Konsol istinat duvarları ise tam tersi bir şekilde

bükülmeleri, eğilmesi ve yer değiştirmesi söz konusu olan duvarlardır. Eğilme mukavemetleri sayesinde yanal toprak basıncına karşı koyabilirler. Ankrajlı istinat duvarları ise zeminin içerisine yerleştirilen ankrajlar sayesinde yanal toprak hareketine karşı koyarlar.

2.1.2 İstinat Duvarlarının Hasar Tipleri

İstinat duvarlarının tiplerine göre nasıl hasar görebileceği istinat duvarlarının tasarımı sırasında bilinmesi gerekir. Statik durumda istinat duvarları toprak basınçlarının etkisi altındadır. Duvarın kendi ağırlığı ve diğer kuvvetler bu durgun durumda denge halindedir. Deprem esnasında ise, atalet kuvvetleri, toprak direncindeki değişiklikler bu dengeyi bozar ve istinat duvarı üzerinde kalıcı deformasyonlara sebep olur.

Ağırlık istinat duvarlarında görülen hasar; yapının kayması, devrilmesi ya da yapının dengesinin bozulması şeklinde gözlemlenir. Yapının kayması, yatay kuvvetler arasındaki dengenin bozulması yüzünden gerçekleşir. Moment dengesinin sağlanmadığı durumda ise yapının devrilmesi söz konusu olur. Yapının dengesi bozulmasına sebep olan etken ise yapının altındaki ve arkasındaki zeminin stabilitesinin bozulmasından kaynaklanır (Şekil 2.2).

Konsol istinat duvarlarında da benzer hasarlar görülmektedir. Bu duvarlarda toprak basınçları ve eğilme momenti yapının geometrisine ve rijitliğine bağlıdır. Oluşan eğilme momentinin büyüklüğü mevcut olan dengeyi bozacak şekilde yapının eğilme dayanımından büyükse hasar gözlemlenir.

Limit durum, yapının yüklere maruz kaldığı zaman yerine getirmesi gereken performans ve stabilite kriteridir. Bir yapının tasarımı sırasında aşağıdaki kriterlerin sağlanması gerekir (Visone [2]):

- Nihai limit durumları için emniyet: Kısmen ya da tamamen, insanların güvenliğini tehdit edebilecek veya doğaya ve ticari mallara zarar verebilecek ölçüde karşılaşabilecek durumlara (yapının çökmesi, yapı dengesinin bozulması vs.) meydan vermeyecek kapasite.
- Hizmet verebilme üzerine limit durumları için emniyet: Yapıdan beklenen hizmet performansını sağlayacak kapasite.

- İstisnai durumlara karşı sağlamlık: Yangın, patlama ve darbelerin yaratabileceği hasarlara meydan vermeyecek kapasite.

Tüm istinat duvarları için bilinmesi gereken limit durumlar şu şekildedir:

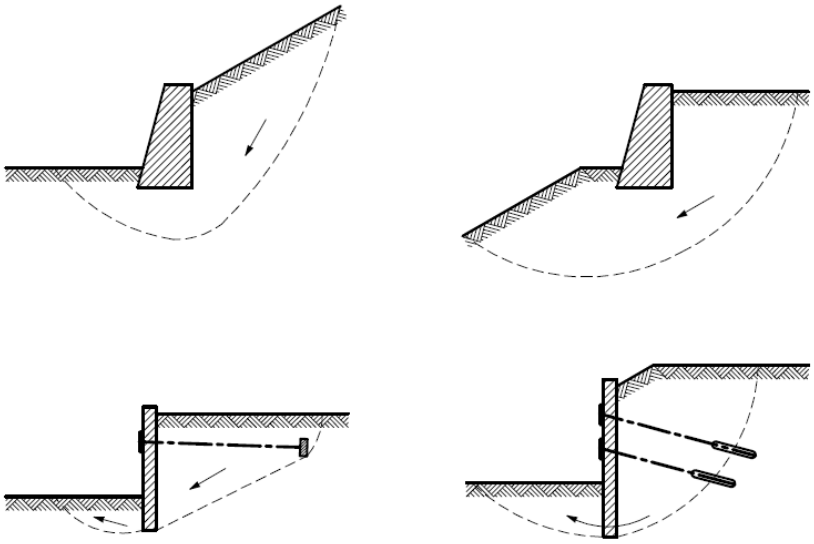
- Yapının dengesinin bozulması
- Yapının ankraj, duvar ve payandalarının çökmesi
- Yapı elemanı ve zeminin birlikte çökmesi
- Borulanmadan dolayı çökme
- Yapının gereğinden fazla hareket etmesinden dolayı oluşabilecek sıkıntılar
- Yapıya zarar verecek şekilde duvarın içinden ve altından geçebilecek sızma
- Yapıya zarar verecek şekilde duvarın içinden ve altından geçebilecek toprak malzemesi
- Yeraltı suyu rejiminin yapıya zarar verecek ölçüde değişmesi

Bunlara ilaveten ağırlık istinat duvarları için aşağıdaki limit durumları da bilinmelidir:

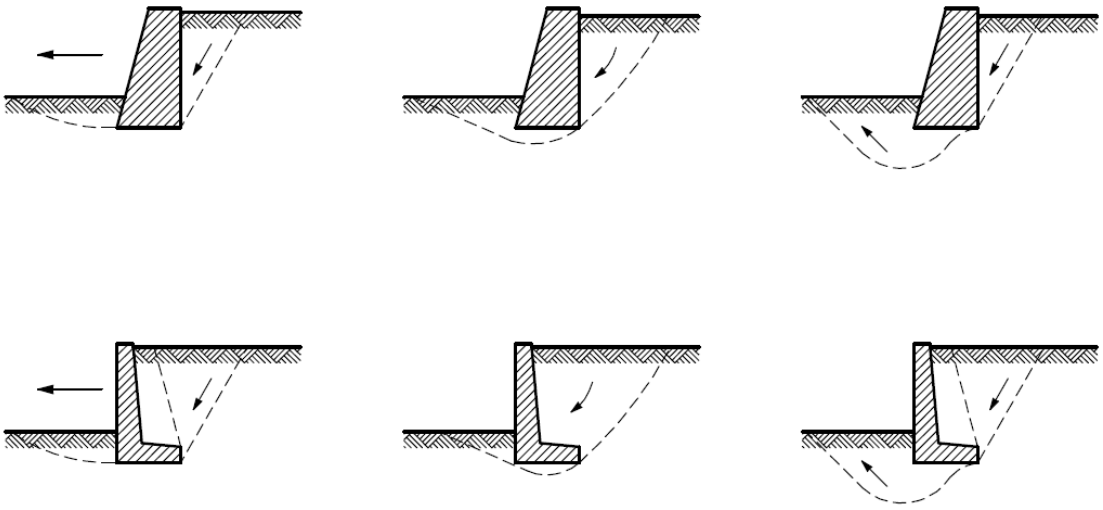
- Zeminin taşıma kapasitesinin yetersiz kalması
- Yapının tabanının kayması
- Yapının devrilmesi

Gömülü haldeki istinat duvarları için ise aşağıdaki limit durumlarının bilinmesi gerekir.

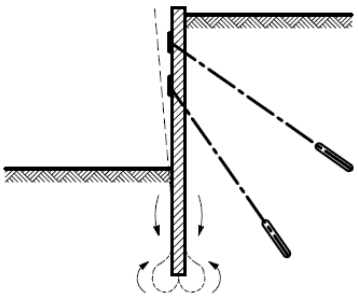
- Yapının dönmesi
- Düşey dengenin bozulması durumu



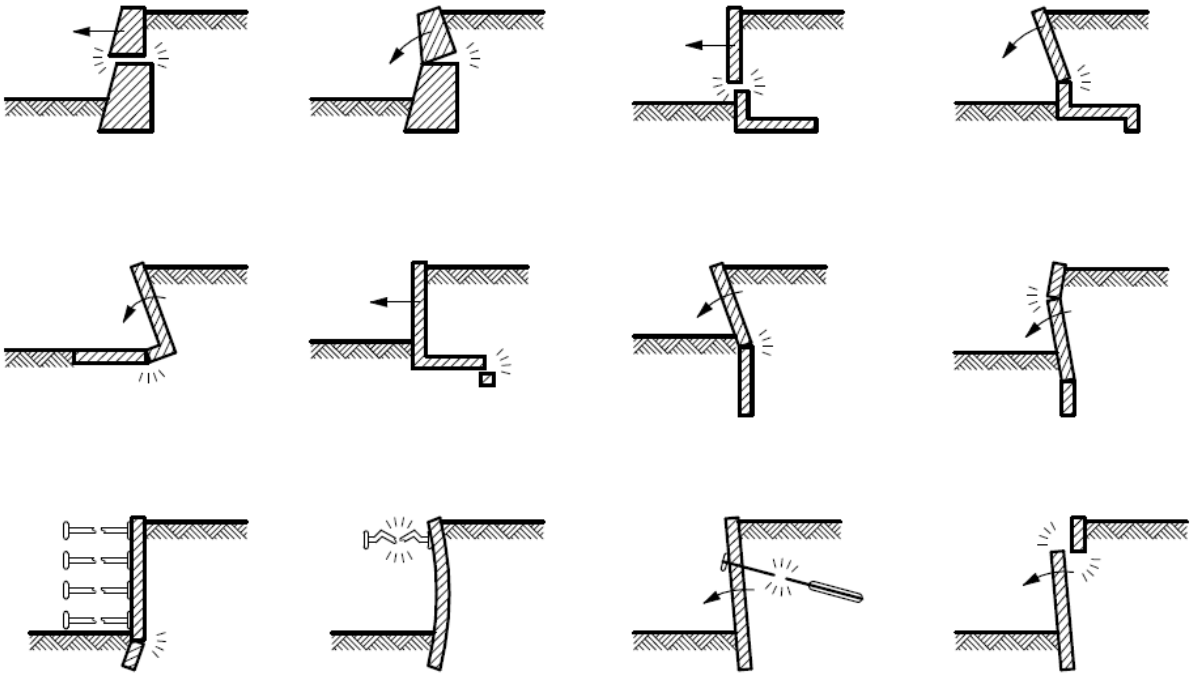
Şekil 2.2 Yapının dengesiyle ilgili sorunlardan kaynaklanan hasar durumları (Visone, [2])



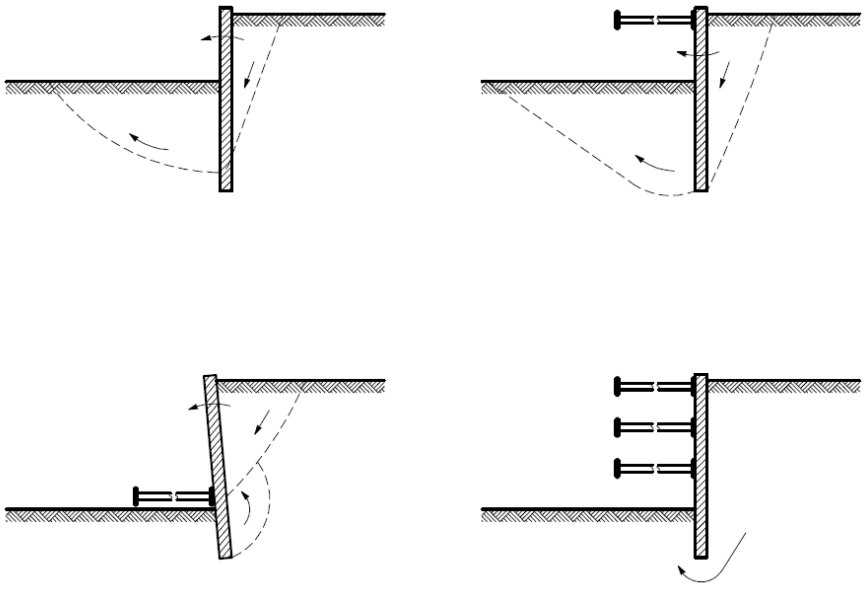
Şekil 2.3 Zemin ve temelden kaynaklanan hasar durumları (Visone, [2])



Şekil 2.4 Yapısal hasar durumları (Visone, [2])



Şekil 2.5 Yapısal hasar durumları (Visone, [2])



Şekil 2.6 Dönmeden kaynaklanan hasar durumları (Visone, [2])

2.2 Yanaşma Yapıları

Liman yapılarının kökeni Kızıldeniz ve Basra Körfezi'ndeki antik uygarlıklara dayanmaktadır. Araştırmalarda deniz trafiğinin gelişmesiyle ilk limanların MÖ 3500 yılından önce yapıldığı görülmüştür. Medeniyetin ve kültürün gelişmesinde önemli bir

faktör olan denizcilik ve dolayısıyla gemicilik navigasyon ve iletişim alanındaki gelişmelerin de yardımıyla antik dönemde başlamıştır. Bu dönemde mevcut olan büyük köle işçi gücü sayesinde dalgakıranlar, doklar ve diğer liman yapıları piramitler, tapınaklar ve saraylara benzer şekilde hem büyük ölçekte hem de elle yapılmıştır (CEM, [3]). Binlerce yıl önce yapılmış bu büyük yapıların bazılarının kalıntıları günümüze ulaşmış, bazıları ise büyük depremler, zeminin çökmesi veya yetersiz bakım sebebiyle yok olmuştur.

Antik dönemde kıyı mühendisliği üzerine yapılmış çalışmaların çoğu limanlar üzerine yoğunlaşmış gibi gözükse de insan yaşamının kıyı korumasına bağlı olduğu bölgelerde (Venedik) de çalışmalar yapılmıştır. Tasarım ve kıyı yapılarının yapımı ile ilgili yazı kaynaklardan çok azı günümüze ulaşabilmiştir. Basit hesaplama araçları ve sınırlı verilerle karmaşık fiziksel olayları (Akıntı, dalga, rüzgar) anlamaları ve buna göre devasa kıyı yapıları inşa etmeleri büyük bir takdiri ve saygıyı hak etmeleri için yeterlidir.

En eski limanlar korunaklı koylar, yarımadalar, nehir ağızları ve lagün gibi coğrafi anlamda avantajlı bölgelere inşa edilmiştir. Roma İmparatorluğu'ndan önce, zaman içerisinde ilk olarak açık deniz kayalıklarının kesilip düzeltilmesiyle gemilere barınak şansı tanıyan yapılarla başlayan liman inşaatının düşey duvarlar, su altında katılaşan çimentonun kullanımı, kavisli dalgakıranların yapılabilmesiyle antik dönemde ne kadar geliştiği ortadadır.

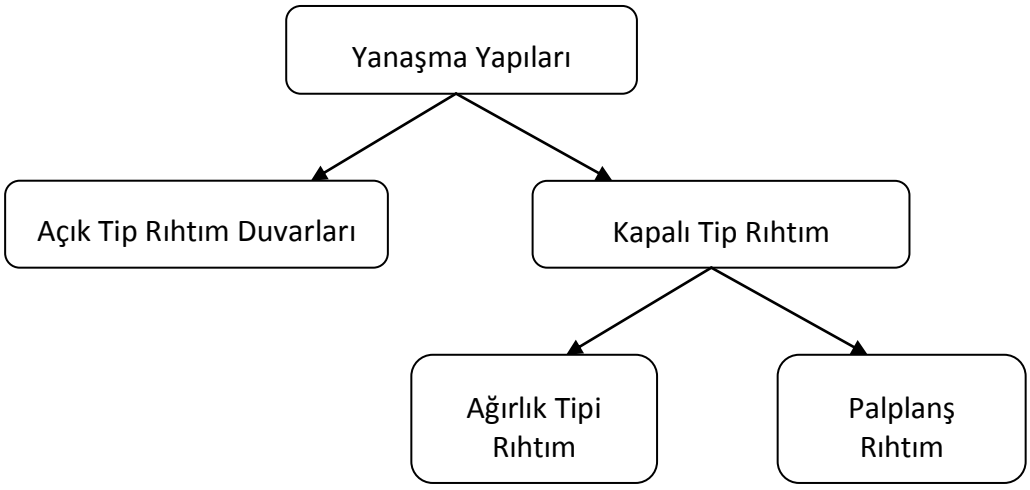
Dalgakıranların ilk olarak hangi uygarlık döneminde yapıldığı bilinmese de Kızıldeniz ve Basra Körfezi çevresinde inşa edildikleri bilinmektedir. Mısırlıların Nil Nehri üzerinde Zoser piramidinin inşası için dalgakıranlara sahip basenler yaptıkları bilinmektedir. Fenikelilerin dalgakıran ve günümüzdeki rıhtımların basit örneklerinin yapmış olduğu bilinmektedir. İnşa ettikleri rıhtım duvarlarını, içleri taşla doldurmuş ahşap sandıklarla ve kazıklarla yapmışlardır. Benzer bir şekilde Romalılar İtalya'nın batısında bulunan Ostia kentinde liman inşa etmişlerdir. Bu liman için Romalılar su altında kullanılacak olan beton için puzolan kullanmışlardır. Uyguladıkları bu teknik malzeme bilimi tarihinde önemli bir mihenk taşıdır.

Bu dönemin büyük olasılıkla en etkileyici insan yapımı limanı, İskenderiye Limanı'dır. Limanın 35 metre uzunluğunda 400 geminin demirleyebileceği ana baseni, 2300 metre

uzunluğa, 300 metre genişliğe ve 6 ile 10 metre arasında bir derinliğe sahiptir. Pharos Adası ana karaya 1.5 km uzunluğunda bir dalgakıranla bağlanmış olup adanın ucuna milattan sonra 14. yüzyılda yıkılan 130 metre yüksekliğindeki, dünyanın yedi harikasından biri sayılan İskenderiye Feneri inşa edilmiştir.

Yanaşma yapıları gemilerin yanaşıp demirleyebildikleri bir çeşit istinat duvarıdır. Üzerlerinde ticari malların taşınması için krenler, gemilerin bağlanacağı iskele babaları ve hem gemileri hem de yanaşma duvarını koruyan usturmaçalar bulunabilmektedir. Yanaşma yapıları, bu yapıların inşa edileceği yerin fiziksel ve çevresel özellikleri, yanaşacak gemilerin tip ve büyüklüklerine göre keson, L, bloklu ve palplanş gibi farklı tipten yapılabilmektedir. 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 bir sorunu haline gelecektir. Sonuç olarak depremlerle düşük olasılıkla karşılaşılır ancak depremler liman yapıları için büyük tehdit oluştururlar. Tarihte gerçekleşmiş büyük depremler yanaşma yapıları üzerinde kalıcı deformasyonlar bırakmışlardır. Bu depremlerde bazı limanlar hasar minimum seviyede oluşmuş bazı limanlar ise kullanılamaz hale gelmiştir. Bu nedenle yanaşma yapılarında oluşabilecek hasarlar ekonomik anlamda büyük zararlar oluşturabilmektedir.

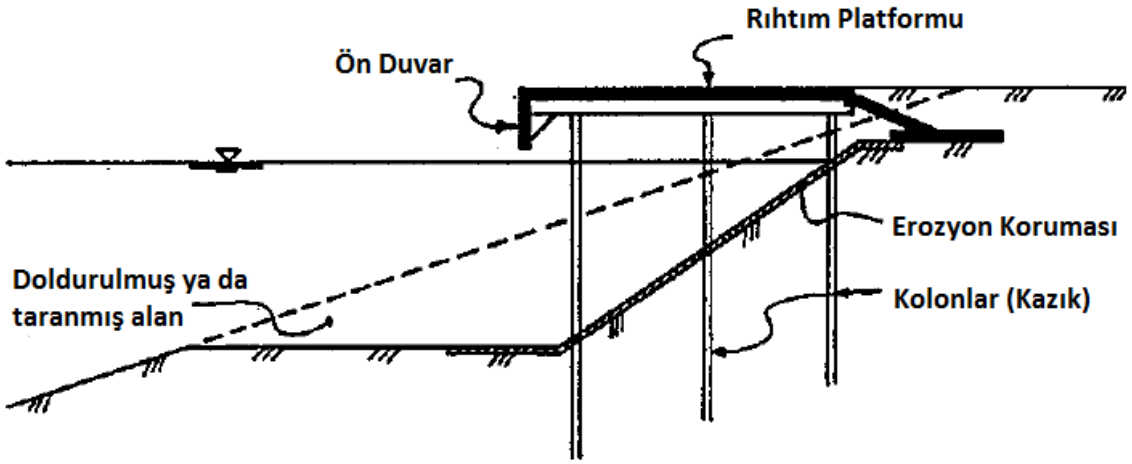
Yanaşma yapıları yapısal olarak kapalı ve açık rıhtım duvarları olmak üzere ikiye ayrılırken kapalı yanaşma yapıları da kendi içinde ağırlık tipi ve palplanş rıhtım duvarları olmak üzere ikiye ayrılır (Şekil 2.7).



Şekil 2.7 Yanaşma yapıları ve tipleri

2.2.1 Açık Tip Rıhtım Duvarları

Rıhtımın deniz tarafından taranmış veya doldurulmuş alanın en üst noktasına kadar uzatılmasıyla meydana gelmiş yapılardır. Yükü taşıyan döşeme kolonlar üzerinde bulunmaktadır (Şekil 2.8).

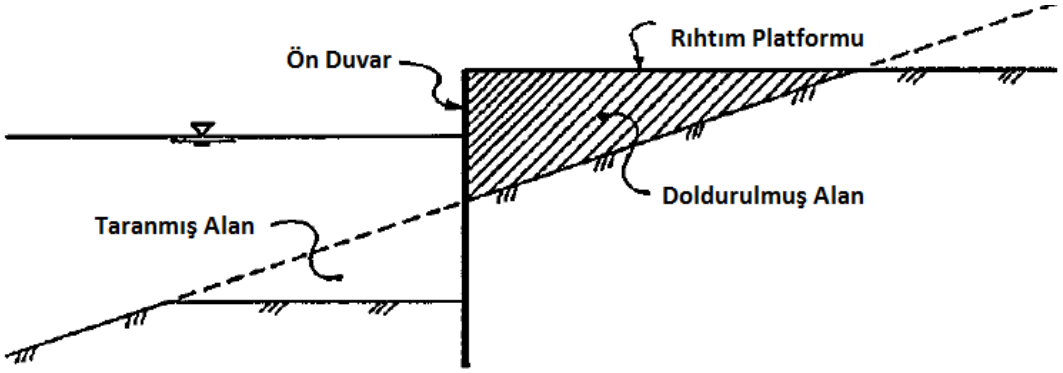


Şekil 2.8 Açık Yanaşma Yapısı (Thoresen, [4])

Kapalı tip rıhtım duvarın ölü ağırlığı açık tipe nazaran toplam ağırlığın büyük bölümünü oluşturmaktadır bu yüzden açık tip rıhtım duvarı kapalı tipe nazaran daha dayanaksızdır. Öte yandan güvenlik katsayısı kapalı tiplerde daha düşüktür.

2.2.2 Kapalı Tip Rıhtım Duvarları

Kapalı yanaşma yapıları deniz etkilerini önyüzleriyle karşılayan, dolgudan kaynaklanan yatay yüke ve aprondaki olası hareketli yüke direnç gösteren yapılardır (Şekil 2.9). Ağırlık tipi ve Palplanşlı olmak üzere iki ayrı başlıkta incelenirler.



Şekil 2.9 Kapalı Yanaşma Yapısı (Thoresen, [4])

2.2.2.1 Ağırlık Tipi Yanaşma Yapıları

Beton bloklar veya taş ocaklarından elde edilebilecek doğal taşlarla inşa edilebilecek olan ağırlık tipi rıhtım yapıları tarihteki en eski yanaşma tiplerindendir. Deniz tabanı üzerine yerleştirilen bu yapıların en bilinenleri keson, L ve bloklu tip rıhtım yapılarıdır. Yapı, kendisinin ölü ağırlığı ve taban sürtünmesiyle dolgunun yaratacağı yük gibi farklı yüklere karşı direnç gösterir.

Genel olarak ağırlık tipi yanaşma yapılarının karakteristikleri aşağıdaki gibidir (Yüksel ve Çevik [5]);

- Duvarlar için başlıca kullanılan malzeme sağlam ve dayanıklı betondur.
- Uygulaması ve uygulama sırasındaki hasarların önlenmesi açısından kolay olan prekast beton elemanlar kullanılmaktadır.
- Toprak basıncı ve su basıncı, su derinliği ile arttığından büyük yatay kuvvetlere dayanması için ağır elemanlar kullanılmalıdır. Buna bağlı olarak yapı taşıma kapasitesi zayıf yumuşak zemin üzerinde oluşturulduğunda temelin güçlendirilmesi önerilir.
- Deprem etkisindeki yapı, diğer yapı türleriyle kıyaslandığında daha büyük hacimli olmalıdır, çünkü duvara etkiyen sismik kuvvet duvarın kütlesiyle orantılıdır.
- Keson blok tipi prekast beton elemanlar için yüzen vinç ve romorkör gibi deniz ekipmanları gereklidir. Buna göre kısa süreli ve küçük çapta olan inşaatlarda, yukarıda bahsedilen olanakların bulunmaması durumunda, ağırlık tipi rıhtım duvarları ekonomik olmayacaktır. Ancak artan su derinliğine göre yerinde dökme, L tipi, blok ve keson sırasıyla ekonomik olmaktadır.
- Bu tip rıhtım duvarlarını, su derinliğinin tasarım su derinliğinden daha sığ olduğu yerlerde yapmak ekonomik değildir. Çünkü su derinliğine ulaşmak için tarama yapmak gerekir, bu durumda yapının stabilitesi bozulacaktır.

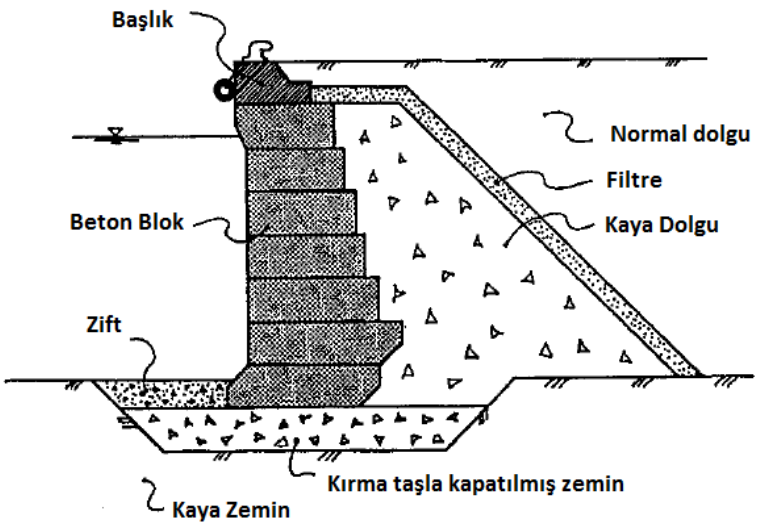
- Bu tip yapılar yumuşak temel üzerine yapılırsa yumuşak zeminin konsolidasyonundan kaynaklanan oturma uzun sürer ve yapıya zarar verir. Bu problem için önlem almak gereklidir.

Bloklu Yanaşma Yapıları

Blok tipi ağırlık duvarları en eski rıhtım yapısıdır. Karada oluşturulmuş büyük ebatlardaki blokların üst üste yerleştirilmesiyle elde edilir (Şekil 2.10). Tipik karakteristik özellikleri şöyledir (Yüksel ve Çevik [5]):

- Uygulama aşamaları ve su altındaki çalışmalar basittir, uygulama olanakları daha dar ölçekte olabilir.
- Deniz dalgalı bile olsa uygulama kolaydır.
- Bloklar arası bağlantının zayıf olmasından dolayı bütünlük sağlanamayabilir.
- Rıhtım duvarının derin olması gerektiğinde inşaat çok büyük miktarda betona ihtiyaç duyacağından dolayı pahalı olabilir.

Doğal taş veya beton bloklar bu yapı için kullanılabilir olsa da günümüz ekonomisinde beton bloklar projelerde kullanılmaktadır. Bloklar farklı boyutlarda ve şaşırtmacalı şekilde yerleştirilebileceği gibi aynı boyutlarda ve üst üste koyulduğunda tek bir blok görünecek şekilde de yerleştirilebilir. Su altında yapılan inşaatlarda bu konuda uzmanlaşmış dalgıçlara ihtiyaç duyulmaktadır. Su altında yapılan işleri ve inşaat maliyetini azaltmak için blokların aynı boyutlarda yapılması tavsiye edilmektedir (Thoresen [4]).



Şekil 2.10 Bloklu bir rıhtım duvarı (Thoresen [4])

Beton blokların ağırlığı 150 ile 2000 KN arasında değişirken doğal taş blokların ağırlığı 150 ile 500 KN arasında değişebilmektedir. Ancak unutulmamalıdır ki yüksek taşıma kapasitesine sahip olan vinçleri temin etmek zordur.

Ölü ağırlıklarının büyüklüğünden dolayı, bu yapılar sadece sağlam zeminlerde inşa edilmelidir. Yapı, duvar topuğunun dış tarafında büyük gerilmelerin oluşmasına sebebiyet verir. Bu yüzden yapı iri taştan bir yatak üzerine yerleştirilmelidir.

Beton bloklu yanaşma yapılarının avantajları şu şekilde sıralanabilir:

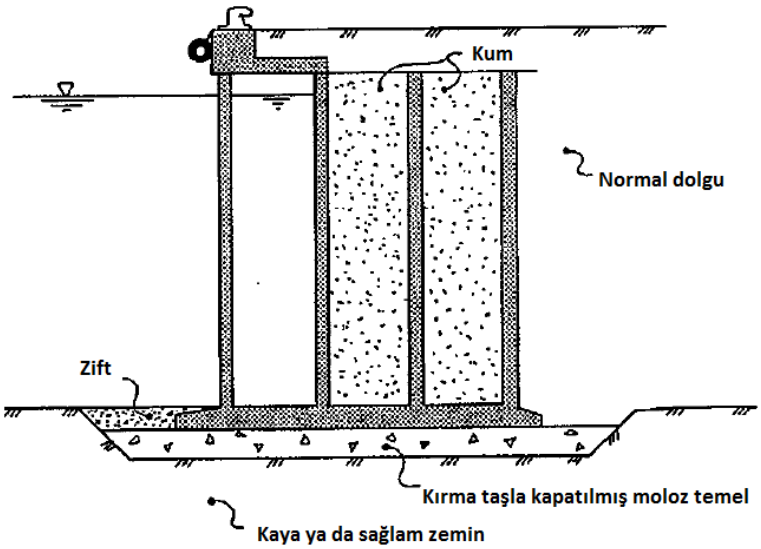
- Çevresel etkilere ve gemilerin çarpmasına karşı dayanıklıdır.
- Yapımı sırasında iyi bir kalite kontrolünden geçmektedir.
- Kolay inşa edilebilir.
- Farklı zemin ve temel koşullarına adapte olabilir.

Keson Tipi Yanaşma Yapıları

Keson tipi rıhtım duvarları, prekast beton keson elemanların yan yana yerleştirilmesiyle elde edilen yapılardır. Saha koşulları ve mevcut inşaat ekipmanlarına göre kesonlar farklı şekilde ve boyutlarda tasarlanabilirler. Limanlarda kullanılan kesonlar karada imal edilir ve ardından inşaat alanına götürülüp içlerine kum, çakıl veya beton dökülmek suretiyle batırılır.

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 (Yüksel ve Çevik, 2010). Kesonların imalatı, taşınması, yüzdürülmesi, yerleştirilmesi gibi çeşitli inşaat aşamalarının standartlara uygun olması ve ekonomik nedenlerden dolayı kesonların boyu 30 m'yi, genişiği 25 m'yi ve yüksekliği 20 m'yi geçmemelidir (Thoresen [4]).

Duvar topuklarının dış tarafında oluşan büyük gerilmeleri azaltmak bloklu tip rıhtım duvarlara nazaran keson yapılarda daha kolaydır. Kesonun genişliğinin artırılması ya da keson içindeki haznelerin sayısının 2 veya 3 olacak şekilde tasarlanması ve bu haznelerden sadece dolgu tarafındakilerin Şekil 2.11'deki gibi doldurulmasıyla bu gerilmeler azaltılabilir.



Şekil 2.11 Üç bölmeli keson rıhtım (Thoresen [4])

Keson bloklar çoğunlukla yüzebilir şekilde tasarlanmaktadır. Blok inşa edildikten sonra raylar üzerinde hareket ettirilir ve büyük krenler yardımıyla suya bırakılır. Karadan denize yapılan bu transfer kritik bir operasyondur çünkü bu iş esnasında mevsimsel dalga yükseklikleri ve gel-git akıntıları etkilidir.

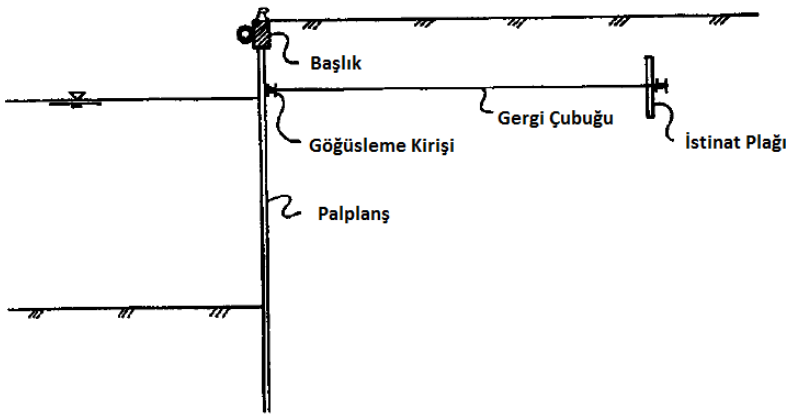
Keson tip yanaşma yapıları sismik aktivitenin olduğu bölgelerde zemindeki kumun sıvılaşma riski yüzünden özel tasarım ve inşaat kriterlerini göz önüne almalıdır. Büyük Hanshin Depremi'nde (1997) Kobe'de bulunan keson tip yanaşma yapıları hasar görmüş, devrilmiş ve yer değiştirmiştir. Deprem dışında yüksek boşluk suyu basıncı ve

sıvılaşma kuvvetli dalga hareketi esnasında oluşur. Bu sebeple taş zemin yüksek permeabiliteye sahip olmalı. Yapının topuğunda sediment yüzünden tıkanmayı önleyecek filtre koyulmalıdır (Gerwick [6]).

Palplanş Yanaşma Yapıları

Kazık ya da farklı malzemeden yapılmış elemanların zemine çakılması ile inşa edilen bu yapıların ön yüzeyleri yatay kuvvetleri taşıyacak güçte olmadıkları için rıhtım gerisindeki duvara veya ana kayaya bağlanmaları gerekir (Şekil 2.12).

Genellikle, deniz tabanında sağlam kaya üzerinde gevşek zeminin bulunması durumunda palplanşın emniyetli bir şekilde bağlanması yetersiz olduğundan, bu tip zeminlerde palplanş duvarlar uygun değildir. Bununla birlikte deniz tabanının sadece kaya olması durumunda, kazığın yatay yüklerden dolayı kaya üzerinde kaymasını önlemek amacıyla palplanş kayaya ankre edilmesi sağlanmalıdır. Bütün yapının stabilitesinin emniyeti ve zemin altındaki kazıkların yüklere karşı dayanıklılığı sürekli kontrol edilmelidir (Thoresen [4]). Günümüzde ahşap ve beton kazıklar yerine genellikle farklı profillerdeki çelik kazıklar kullanılmaktadır.



Şekil 2.12 Palplanş duvar (Thoresen [4])

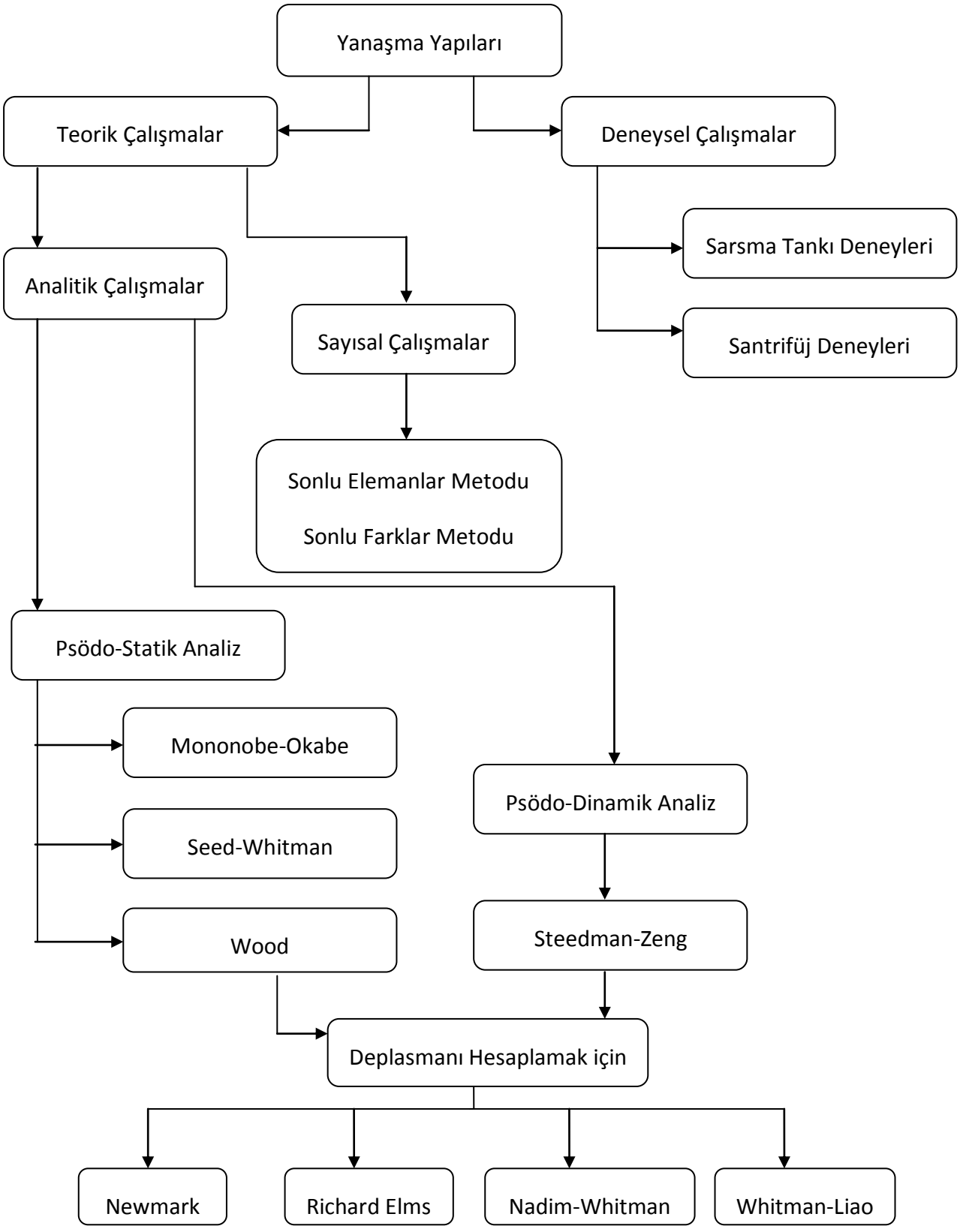
2.3 Yapı-Zemin Etkileşimi

Günümüzde yanaşma yapılarının tasarımı için çeşitli yönetmelikler dikkate alınmaktadır. Bu yönetmelikler basitten karmaşığa doğru çeşitli yaklaşımları esas alır. Yanaşma yapılarının statik tasarımı iyi anlaşılmış olsa da bu yapıların deprem

esnasındaki dinamik davranışı hala araştırılan bir konudur. Bu sebepten dolayı çeşitli bilim insanlarının yapmış oldukları araştırmalar sonucunda farklı yaklaşımlar ortaya çıkmıştır (Şekil 2.13).

Yanaşma yapıları üzerine yapılmış çalışmalar genel olarak iki grupta incelenebilir; teorik çalışmalar ve deneysel çalışmalar şeklinde. Teorik çalışmalar analitik ve sayısal çalışmaları, deneysel çalışmalar ise sarsma tankı ve santrifüj deneylerini içermektedir.

Analitik çalışmalar, psödo-statik ve psödo-dinamik çalışmalar üzere ikiye ayrılırken, en bilinenleri Mononobe-Okabe, Seed-Whitman, Wood ve Steedman-Zeng metotlarıdır.

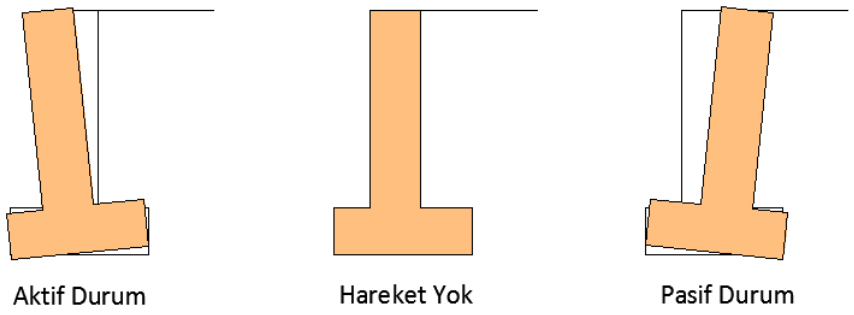


Şekil 2.13 Yanaşma yapıları üzerine yapılmış çalışmalar (Karakuş, [7])

Yanaşma yapılarının sismik davranışı, deprem esnasında oluşan toplam yanal toprak basıncına bağlıdır. Toplam basıncı hem deprem olmadan önce mevcut olan statik basıncı hem de deprem yüzünden oluşan dinamik basınçları içerir.

2.3.1 Statik Toprak Basıncı

Bir tür istinat duvarı olan kıyı duvarları üzerinde etkili olan statik toprak basınçları duvar ve toprak hareketleriyle oluşmaktadır. Duvar zeminden dışa doğru hareket edecek olursa zemin aktif hale geçer ve duvara aktif toprak basıncı uygular. Tam tersi durumda yani duvar zemine doğru hareket ederse zemin duvara pasif direnç uygular. Zeminin duvara uyguladığı bu dirence de pasif toprak basıncı denir. Kısaca tam anlamıyla aktif ve pasif toprak basıncının oluşması için duvarın hareket etmesi gerekmektedir (Şekil 2.14). Eğer duvarı yeteri düzeyde hareket etmezse bu basınçlar oluşmamaktadır.



Şekil 2.14 Duvarın hareketi

2.3.1.1 Rankine Yöntemi

William Rankine (1857) minimum aktif ve maksimum pasif toprak basınçlarını hesaplamak üzere basit bir yöntem geliştirmiştir. Teoreminde zemini kohezyonsuz ve duvar sürtünmesini 0 olarak kabul ederek istinat duvarı üzerine etkiyen statik basınçları doğrudan hesaplamıştır (Kramer [8]).

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

$$p_A = K_A \sigma'_v - 2c\sqrt{K_A} \qquad (2.1)$$

Burada K_A: minimum aktif toprak basıncı katsayısını, $\sigma_v^{'}$: söz konusu noktadaki düşey efektif gerilmeyi, c: zeminin kohezyonunu tanımlamaktadır.

Yatay bir arka dolguyu tutan düz bir düşey duvar durumunda minimum aktif zemin basınç katsayısı aşağıdaki bağıntı ile ifade edilir:

$$K_A = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = \tan^2\left(45-\frac{\phi}{2}\right) \qquad (2.2)$$

Burada Φ açısı zeminin içsel sürtünme açısını ifade etmektedir.

Geri dolgunun yatay ile β açısı yapması durumunda ise K_a'yı hesaplamada $\beta \leq \Phi$ için sonsuz şev çözümleri kullanılabilir.

$$K_A = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \qquad (2.3)$$

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 denklemle bulunur.

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \qquad (2.4)$$

Maksimum pasif şartlarda Rankine duvar basınçlarını aşağıdaki şekilde ifade eder:

$$p_P = K_P \sigma_v^{'} + 2c\sqrt{K_P} \qquad (2.5)$$

Burada K_p: maksimum pasif toprak basıncı katsayısıdır.

Yatay bir arka dolguyu tutan düz bir düşey duvar durumunda maksimum pasif zemin basınç katsayısı aşağıdaki bağıntı ile ifade edilir:

$$K_P = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = \tan^2\left(45-\frac{\phi}{2}\right) \qquad (2.6)$$

Geri dolgunun yatay ile β açısı yapması durumunda ise K_p'yı hesaplamada $\beta \leq \Phi$ için sonsuz şev çözümleri kullanılabilir.

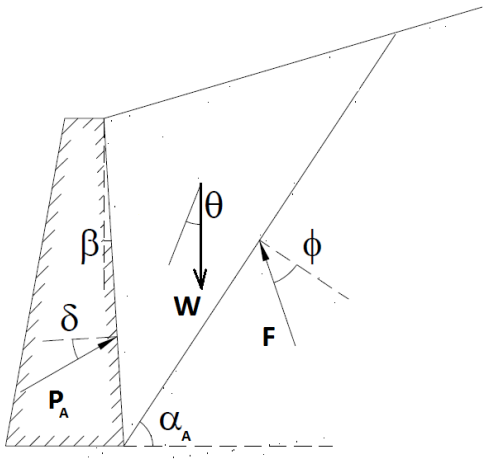
$$K_P = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \qquad (2.7)$$

Rankine'in yönteminde pasif zemin basınç bileşkesi P_P'nın etkidiği nokta, yüksekliği H olan istinat duvarının tabanından H/3 kadar yukarıdadır ve büyüklüğü aşağıdaki denklemle bulunur.

$$P_P = \frac{1}{2} K_P \gamma H^2 \qquad (2.8)$$

2.3.1.2 Coulomb Yöntemi

Charles-Augustin de Coulomb (1776) istinat duvarları üzerine etkiyen yanal toprak basınçları üzerinde ilk çalışmaları yapmıştır. Coulomb bir istinat duvarına etkiyen kuvvetin düzlemsel bir yenilme yüzeyi üzerindeki zemin kamasının (Şekil 2.15) ağırlığından ileri geldiğini varsayarak minimum aktif ve maksimum pasif şartların her ikisinde de duvara etkiyen zemin itkisinin büyüklüğünü belirlemede kuvvet dengesini kullanmıştır (Kramer [8]).



Şekil 2.15 Aktif üçgen zemin kaması

İstinad duvarı üzerine etkiyen aktif itki aşağıda görüldüğü gibi hesaplanır:

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \qquad (2.9)$$

Aktif zemin basınç katsayısı aşağıdaki şekilde ifade edilir:

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta + \theta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi)\sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta)\cos(\beta - \theta)}}\right]} \qquad (2.10)$$

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

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

$$\alpha_A = \phi + \tan^{-1}\left[\frac{\tan(\phi-\beta)+C_1}{C_2}\right] \qquad (2.11)$$

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

$$C_1 = \sqrt{\tan(\phi-\beta)\left[\tan(\phi-\beta)+\cot(\phi-\theta)\right]\left[1+\tan(\delta+\theta)\cot(\phi-\theta)\right]}$$
$$C_2 = 1+\left\{\tan(\delta+\theta)\left[\tan(\phi-\beta)+\cot(\phi-\theta)\right]\right\} \qquad (2.12)$$

Burada Φ: zeminin içsel sürtünme açısını ve θ: istinat duvarının düşeyle yaptığı açıyı ifade etmektedir.

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

$$P_A = \frac{1}{2}K_A\gamma H^2 \qquad (2.13)$$

Maksimum pasif zemin basınç katsayısı aşağıdaki şekilde ifade edilir:

$$K_P = \frac{\cos^2(\phi+\theta)}{\cos^2\theta\cos(\delta-\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\delta+\phi)\sin(\phi+\beta)}{\cos(\delta-\theta)\cos(\beta-\theta)}}\right]} \qquad (2.14)$$

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

$$\alpha_A = -\phi + \tan^{-1}\left[\frac{\tan(\phi+\beta)+C_3}{C_4}\right] \qquad (2.15)$$

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

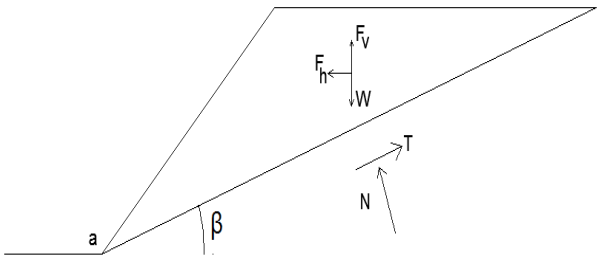
$$C_3 = \sqrt{\tan(\phi+\beta)\left[\tan(\phi+\beta)+\cot(\phi+\theta)\right]\left[1+\tan(\delta-\theta)\cot(\phi+\theta)\right]}$$
$$C_4 = 1+\left\{\tan(\delta-\theta)\left[\tan(\phi+\beta)+\cot(\phi+\theta)\right]\right\} \qquad (2.16)$$

2.3.2 Dinamik Toprak Basıncı

2.3.2.1 Psödo-Statik Analiz

Limit durumlu tasarım metotlarında en yaygın kullanılanlardan biri psödo-statik analizdir. "Psödo" kelimesi yunancada yalancı, sahte anlamına gelmektedir. Sismik şev stabilitesini incelemek için psödo-statik yaklaşımı ilk olarak Terzaghi (1950) tarafından uygulanmıştır. Deprem etkileri yatay (a_h) ve düşey (a_v) yöndeki ivmelerle temsil edilmektedir. Psödo-statik analizde pik yer ivmesi psödo-statik atalet kuvvetine çevrilmektedir F_h ve F_v şeklindeki yatay ve düşey atalet kuvvetleri yenilen kütlenin ağırlık merkezinden geçmektedir (Şekil 2.16). Psödo-statik kuvvetlerin büyüklüğü şu şekilde ifade edilmektedir.

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W$$
$$F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v W \qquad (2.17)$$



Şekil 2.16 Üçgen zemin kaması üzerine etkiyen kuvvetler (Kramer [8])

Potansiyel yenilme kütlesi üzerine etkiyen kuvvetleri yenilme yüzeyine paralel yönde bileşenlerine ayırdığımızda karşımıza aşağıdaki eşitlik çıkmaktadır.

$$FS = \frac{\text{Göçmeye karşı koyan kuvvetler}}{\text{Göçmeye zorlayan kuvvetler}} = \frac{cl_{ab} + ((W - F_v)\cos\beta - F_h \sin\beta)\tan\phi}{(W - F_v)\sin\beta + F_h \cos\beta} \qquad (2.18)$$

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

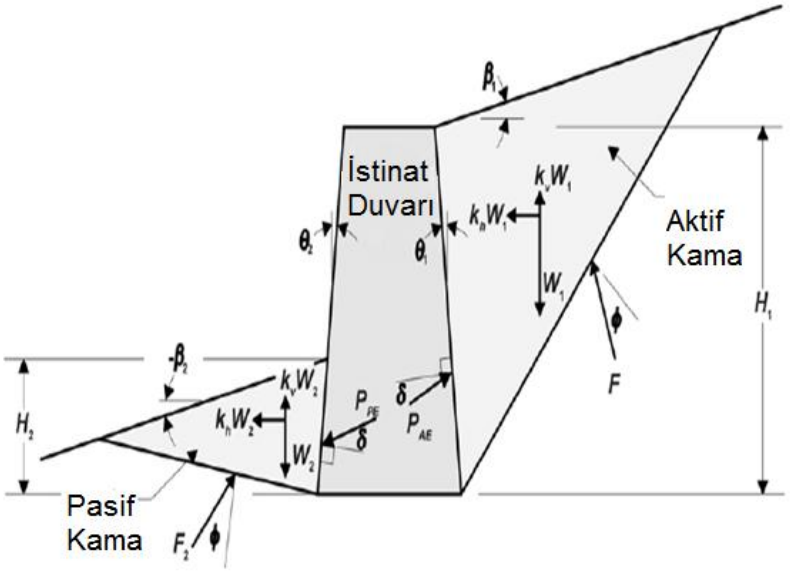
Psödo-statik analizin sonuçları, eşdeğer deprem ivme kaysayısı k_h'ın değerine bağlıdır. Bu bağlamda psödo-statik katsayısının seçimi çok önemlidir. Terzaghi (1950) "büyük"

(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 bir kural bulunmamaktadır.

Deprem sarsıntılarının karmaşık ve düzensiz etkilerinin sabit ve tek yönlü bir ivme ile temsil edilmesinin iri bir yaklaşım olduğunun Terzaghi tarafından gözlemlenmiş ve yapılan ölçümlerde emniyet katsayısının 1.0'ın üzerinde olması durunda bile şevin stabil olmayabileceğini belirtmiştir (Kramer [8]). Bu konudaki deneyimler, yüksek derecede boşluk suyu basıncını oluşturan veya deprem yüzünden dayanımının %15'ten fazlasını kaybeden zeminlerde psödo-statik analizlerin güvenilir olmayabileceğini açık bir şekilde göstermiştir.

Mononobe-Okabe Yöntemi

Mononobe (1929) ve Okabe (1926) deprem kaynaklı toprak basıncını hesaba katarak psödo-statik şartlardaki statik Coulomb teorisini genişletmişlerdir. Mononobe-Okabe yönteminde etkili kuvvetler Şekil 2.17'de verilmiştir.



Şekil 2.17 Aktif ve pasif kamaya etki eden kuvvetler (Kramer, [8])

Mononobe ve Okabe, toplam aktif basıncını (P_{AE}) şu şekilde ifade etmiştir;

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v) \tag{2.19}$$

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

$$K_{AE} = \frac{(1 - k_v)\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos\psi \cos^2(\theta + \delta + \psi)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi)\cos(\beta - \theta)}}\right]^2} \tag{2.20}$$

Burada "Φ" içsel sürtünme açısını, "θ" istinat duvarının düşeyle yaptığı açıyı, "β" geri dolgunun eğim açısını, "Ψ" sismik atalet açısını, "δ" duvar ve zemin arasındaki sürtünme açısını ifade etmektedir.

Mononobe-Okabe yönteminin dezavantajları şu şekilde sıralanabilir.

- Limit analiz çerçevesinden bakıldığında, yapılan öngörüler emniyetsiz olmaktadır.
- Doğruluk ve emniyet, duvara pasif basınçlar etkidiğinde azalmaktadır.
- Matematiksel işlemler karmaşık ve formüllerin doğrulaması zordur.
- Limit denge analizi söz konusu olduğunda sınır gerilme şartları tatmin edici değildir.

Seed-Whitman Yöntemi

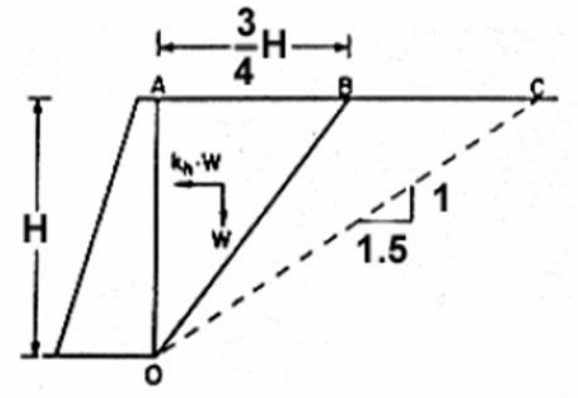
Mononobe-Okabe yönteminin deprem yükünün dinamik etkilerini iyi ancak karmaşık formüllerle ifade etmesinden dolayı Seed ve Whitman, yapıya etkiyen yanal toprak basıncını bulmak için ampirik bir ifade ortaya koymuşlardır. Bu araştırmacılara göre maksimum dinamik aktif toprak basıncı (E_{AE}), aşağıda görüldüğü gibi ek statik (ΔE_{AE}) ve dinamik basıncın toplamıyla bulunmaktadır. Bu ifadelerde verilmiş olan "H" Şekil 2.16'da görüldüğü gibi yapının yüksekliğini tanımlamaktadır.

$$E_{AE} = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 + \Delta E_{AE} \tag{2.21}$$

$$\Delta E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{3}{4} k_h \tag{2.22}$$

Burada K_A: minimum aktif zemin basınç katsayısını ifade etmektedir.

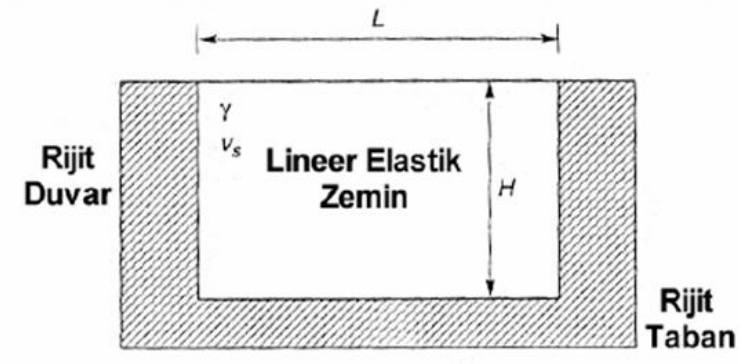
Seed-Whitman yöntemi Mononobe-Okabe yöntemini esas aldığından aynı dezavantajlar bu yöntem için de söz konusudur.



Şekil 2.18 Seed-Whitman yönteminde esas alınan zemin kaması (Kramer [8])

Wood Yöntemi

Mononobe-Okabe ve Seed-Whitman yöntemlerinde limit denge analizi esas alınmıştır ancak Wood (1973) rijit bir tabana tutturulmuş iki rijit duvar arasına hapsolmuş homojen ve doğrusal elastik zeminin davranışını incelemiştir (Şekil 2.19). Elastik metot zeminin viskoelastik davranışta bulunduğunu öngörürken, limit denge analiz zeminin sert plastik davranış gösterdiğini ileri sürmektedir. Wood yaptığı çalışmalar sonucunda aşağıdaki ifadeleri sunmuştur.



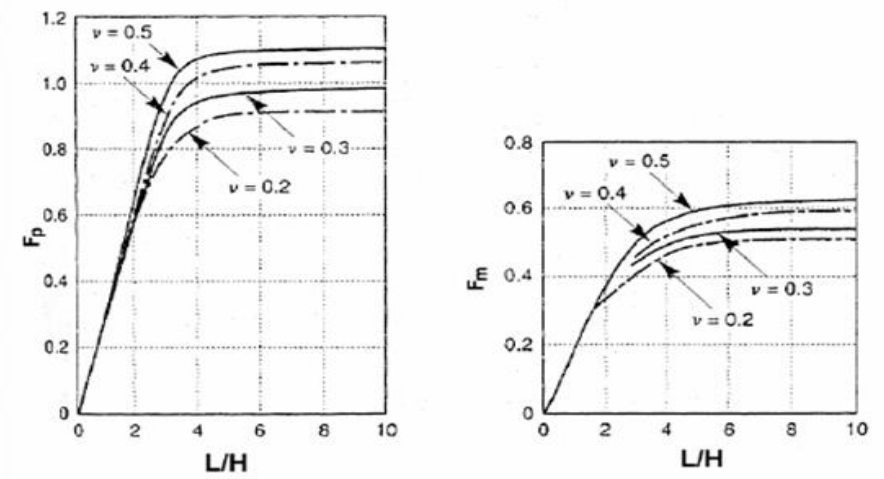
Şekil 2.19 Rijit bir tabana tutturulmuş iki rijit duvar arasına hapsolmuş elastik zemin (Kramer [8])

$$\Delta P_{eq} = \gamma H^2 \frac{a_h}{g} F_p \qquad (2.23)$$

$$\Delta M_{eq} = \gamma H^3 \frac{a_h}{g} F_m \qquad (2.24)$$

Wood'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'un vermiş olduğu boyutsuz itki ve moment faktörleri diyagramından bulunur (Şekil 2.20).



Şekil 2.20 Wood (1973) tarafından verilen boyutsuz itki ve moment faktörleri (Kramer [8])

2.3.2.2 Psödo-Dinamik Analiz

Steedman-Zeng Yöntemi

Psödo-statik yaklaşımda sismik hareketle oluşan dinamik etkinin zamana bağlı olmadığı kabul edilmiştir. Buna göre sarsılma anında geri dolguda oluşan ivme üniform dağılmaktadır. Bu yaklaşımın negatif etkilerin önüne geçmek için, Steedman ve Zeng (1990) geri dolgu genelindeki ivmenin değişimini dikkate alarak duvar üzerinde oluşacak sismik toprak basıncını bulmaya çalışmışlardır. Aşağıda verilen ilk denklemde ivmenin hem zamana hem de derinliğe bağlı olduğu görülmektedir.

$$a(z,t) = a_h \sin\left[\omega\left(t - \frac{H-z}{\upsilon_s}\right)\right] \qquad (2.25)$$

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

Z derinliğinde ince elemanın kütlesi,

$$m(z) = \frac{\gamma}{g} t - \frac{H - z}{\tan \alpha} dz \qquad (2.26)$$

Burada "ϒ" arka dolgunun birim ağırlığı ve α: kamanın yatayla yaptığı açıdır. Duvar üzerine etkiyen toplam atalet kuvveti aşağıdaki gibi ifade edilir,

$$Q_h(t) = \int_0^H m(z)a(z,t)dz = \frac{\lambda \gamma a_h}{4\pi^2 g \tan \alpha}\left[2\pi H \cos \omega\zeta + \lambda(\sin \omega\zeta - \sin \omega t)\right] \qquad (2.27)$$

Burada $\lambda = 2\pi / v_s\omega$ düşey olarak yayılan kesme dalgasının dalga boyu ve $\zeta = t - H/v_s$'dir. Toplam zemin basıncı kama üzerindeki kuvvetleri bileşenlerine ayırma suretiyle elde edilebilir,

$$P_{AE}(t) = \frac{Q_h(t)\cos(\alpha - \phi) + W \sin(\alpha - \phi)}{\cos(\delta + \phi - \alpha)} \qquad (2.28)$$

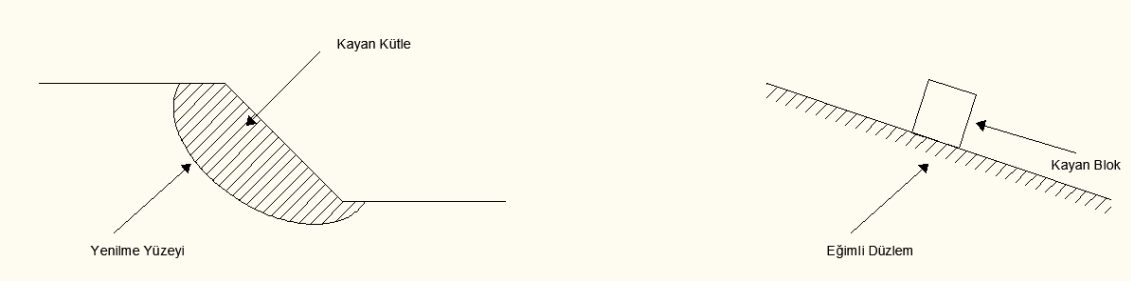
$$p_{AE}(t) = \frac{\partial P_{AE}(t)}{\partial z} = \frac{\gamma z}{\tan \alpha} \frac{\sin(\alpha - \phi)}{\cos(\delta + \phi - \alpha)} + \frac{k_h \gamma z}{\tan \alpha} \frac{\cos(\alpha - \phi)}{\cos(\delta + \phi - \alpha)} \sin\left[\varpi\left(t - \frac{z}{V_s}\right)\right] \qquad (2.29)$$

Burada Φ: zeminin içsel sürtünme açısını, θ: duvarın düşeyle yaptığı açıyı, δ: duvarın sürtünme açısını, ϖ: tabandaki açısal frekansı temsil etmektedir.

2.3.3 İstinat Duvarlarının Sismik Davranışı

2.3.3.1 Newmark Kayan Blok Yöntemi

Depremin oluşturduğu sismik ivmeler zamanla değişim göstereceğinden, psödo-statik emniyet katsayısı da deprem boyunca değişecektir. Potansiyel yenilme kütlesi üzerine etkiyen toplam göçmeye zorlayan kuvvetler (statik ve dinamik kuvvetler), karşı koyan kuvvetleri aşacak kadar büyük olması halinde, emniyet katsayısı 1.0'ın altında düşecektir (Kramer [8]). Newmark bu durumu eğimli bir yüzey yerinde duran bir bloğa benzeterek, kalıcı yer değiştirmeyi bulmak için bir yöntem geliştirmiştir (Şekil 2.21).



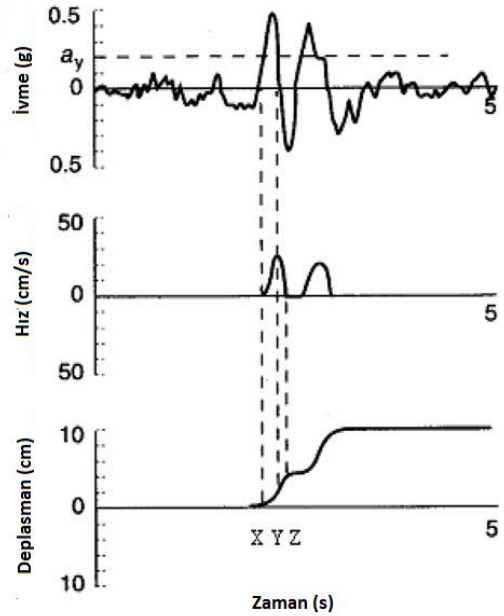
Şekil 2.21 Potansiyel heyelan ve eğimli düzlem üzerindeki blok

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

$$FS = \frac{\text{Göçmeye karşı koyan kuvvetler}}{\text{Göçmeye zorlayan kuvvetler}} = \frac{R_d(t)}{D_d(t)} = \frac{\left[\cos\beta - k_h(t)\sin\beta\right]\tan\varphi}{\sin\beta + k_h(t)\cos\beta} \qquad (2.30)$$

olmaktadır. Burada β: zeminin yatayla yaptığı açıyı, Φ: blok ve düzlem arasındaki içsel sürtünme açısını ve k_h: yatay atalek kuvvetini ifade etmektedir.

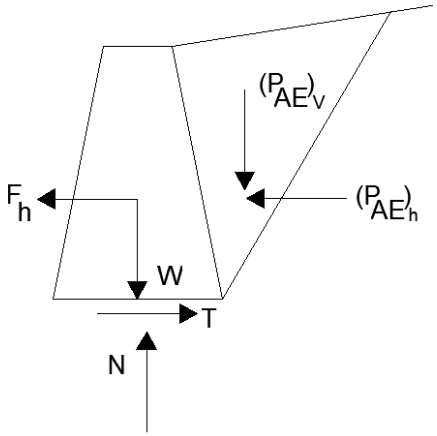
Newmark Kayan Blok Yöntemi yenilme ivmesini, kayma için emniyet katsayısının 1.0 olduğu andaki blok ivmesinin genliği olarak tanımlamaktadır. Bloğun yapmış olduğu deplasman yenilme ivmesinin bu andaki çift integralinin alınmasıyla bulunmaktadır (Kim vd [9]).



Şekil 2.22 Deprem sırasında kaydedilmiş ivme, hız ve deplasman verilerinin zamanla değişimi (Kim vd [9])

2.3.3.2 Richard-Elms Yöntemi

Richard ve Elms (1979) Newmark kayan blok yöntemini kullanarak sismik etkilerden kaynaklanan kalıcı yer değiştirmeleri hesaplayan bir yöntem önermişlerdir. Bu yöntemin uygulanması için duvar ve geri dolgu için yenilme ivmesinin bulunması gerekmektedir. Şekil 2.23'te görülen aktif kama, geri dolgu yönünde bir ivmeye maruz kaldığı durumda, oluşacak atalet kuvveti bu ivmenin zıttı yönünde olacaktır. İvmenin duvarı hareket ettirecek büyüklükte olan yenilme ivmesine eşit olduğu andaki yatay ve düşey denge aşağıdaki şekilde olur.



Şekil 2.23 Yerçekim ivmesi ve psödo-statik ivmeler etkisi altındaki ağırlık duvarı

$$
\begin{aligned}
T &= F_h + (P_{AE})_h \\
N &= W + (P_{AE})_v \\
T &= N\tan\Phi_b \\
F_h &= a_y W / g \\
(P_{AE})_h &= P_{AE}\cos(\delta+\theta) \\
(P_{AE})_v &= P_{AE}\sin(\delta+\theta)
\end{aligned}
\qquad (2.31)
$$

Bu eşitliklerden yenilme ivmesi çekildiğinde:

$$\alpha_y = \left[\tan\phi_b - \frac{P_{AE}\cos(\delta+\theta) - P_{AE}\sin(\delta+\theta)}{W}\right] g \qquad (2.32)$$

Richard ve Elms P_{AE}'nin hesaplanmasında Mononobe-Okabe yönteminin kullanılmasını önermişlerdir ve kalıcı blok yer değiştirmesi için aşağıdaki bağıntıyı sunmuşlardır:

$$d_{kal} = 0.087 \frac{\upsilon_{max}^2 \alpha_{max}^3}{\alpha_y^4} \qquad \frac{\alpha_y}{\alpha_{max}} \geq 0.3 \tag{2.33}$$

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 yöntem doygun geri dolguya inşa edilecek rıhtım duvarlarının tasarımında kullanılması uygun değildir (Kim vd. [9]).

2.3.3.3 Nadim-Whitman Yöntemi

Nadim ve Whitman (1983) iki boyutlu düzlemsel-gerinim sonlu elemanlar modeliyle yer büyütmesinin istinat duvarının yer değiştirmesi üzerindeki etkisini araştırmışlardır. Yer büyütmesinin istinat duvarı üzerinde daha fazla basınca sebep olduğunu ve duvarın daha fazla deplasman yaptığını ileri sürmüştür.

Richards ve Elms yönteminde olduğu gibi Nadim-Whitman yöntemi de duvar üzerinde oluşan basıncın değişimini geri dolguda oluşan aşırı boşluk suyu basıncı yüzünden doğru hesaplayamamaktadır. Bu yüzden bu yöntem doygun geri dolguya inşa edilecek rıhtım duvarlarının tasarımında kullanılması uygun değildir (Kim vd. [9]).

2.3.3.4 Whitman-Liao Yöntemi

Whitman ve Liao (1985) Richards ve Elms metodu gibi Newmark kayan blok yöntemini esas almaktadır. Ancak 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 yer değiştirmeleri hesaplamaya çalışmışlardır.

Richards ve Elms yönteminde olduğu gibi Whitman-Liao yöntemi de duvar üzerinde oluşan basıncın değişimini geri dolguda oluşan aşırı boşluk suyu basıncı yüzünden doğru hesaplayamamaktadır. Bu yüzden bu yöntem doygun geri dolguya inşa edilecek rıhtım duvarlarının tasarımında kullanılması uygun değildir (Kim vd. [9]).

2.3.4 Suyun Duvar Üzerinde Oluşan Toplam Basınca Etkisi

Çoğu istinat duvarı geri dolguda su birikmemesi için drene edebilecek şekilde tasarlanmıştır. Ancak kıyıya yakın yerle yapılan ve deprem kaynaklı hasarların çok görüldüğü istinat duvarlarında bu mümkün değildir. Kıyı duvarı hem ön tarafından hem de geri dolguda bulunan suyla temas halindedir. Bu nedenle suyun yaratabileceği etkiler istinat duvarlarının sismik tasarımı açısından iyi bilinmesi gerekir.

Geri dolguda bulunan suyun duvar üzerindeki en önemli üç etkisi şu şekildedir:

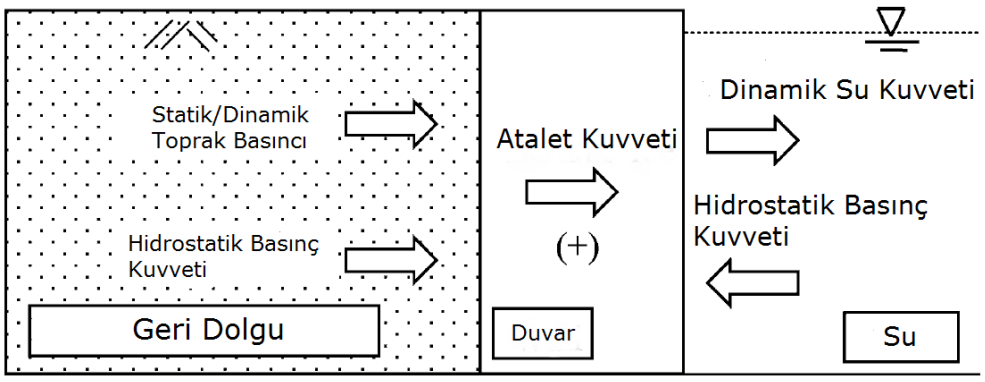
- Geri dolgu içerisinde atalet kuvvetini etkilemek
- Geri dolgu içerisinde hidrodinamik kuvvet oluşturmak
- Boşluk suyu basıncına sebep olmak

2.4 Konu ile ilgili Çalışmalar

Mohajeri vd. [10] keson tip kıyı duvarları ve dalgakıranların sismik etki altında yapmış olduğu deplasmanları incelemek için iki ayrı dizi sarsma tankı deneyi üzerinde çalışmıştır. İlk dizi testlerde, modellenmiş, ağırlık tipi duvarlara yatay kuvvet etki ettirilip farklı genliğe sahip 20 Hz'lik sinüzoidal dalgalar yollanmıştır. İkinci dizi testlerde ise, farklı su seviyelerine sahip üç farklı keson tip dalgakıran üzerinde Hachinohe ve Ofunato limanlarında kaydedilmiş ivme verileri kullanılmıştır. Çalışmanın sonunda dinamik analiz sırasında sabit bir yenilme ivmesinin olmadığı sonucuna varmışlardır. Çünkü yaptıkları deneyler hareketin başladığı anda yenilme ivmesinin sabit kalmayıp azaldığını göstermiştir. Bu yüzden yapının deplasmanlarını analiz ederken statik ve dinamik iki ayrı yenilme ivmesi kullanılması gerektiğini önermişlerdir. Ayrıca bu iki yenilme ivmesini tanımlamak için geleneksel yenilme ivmesiyle kullanılması gereken düzeltme katsayılarını (α ve β) tanımlamıştır.

Kim vd. [9] ağırlık tipi rıhtım duvarları üzerinde deprem esnasında oluşan kuvvet bileşenlerini hem analitik hem de deneysel olarak çalışmışlardır. Dinamik kuvvetleri belirlerken kullanılan analitik yöntemin yanında, sonuçları karşılaştırmak adına, değiştirilmiş Mononobe-Okabe ve Westeergard yöntemleri de kullanılmıştır. Bununla

birlikte deneysel çalışma sırasında küçük ve büyük ölçekli sarsma tankı deneyleri yapılmıştır.



Şekil 2.24 Rıhtım duvarı üzerine etkiyen kuvvetler (Kim vd. [9])

Öne sürdükleri yöntemde dinamik kuvvetin çalkantı bileşeni iki aşamayla elde edilmektedir. İlk aşamada, aşırı boşluk suyu basıncı gelişmemekte ve böylece başlangıçtaki dinamik kuvvetin çalkantı bileşeni (F_{DI}) Şekil 2.24'te görülen kuvvetlerin vektörel toplamıyla elde edilmektedir.

$$F_{DI} = F_{ED} + F_{BWD} - (F_I + F_{FWD}) \tag{2.34}$$

Bu denklemde F_{ED}, dinamik toprak kuvvetinin çalkantı bileşenini, F_{BWD}, geri dolgudaki dinamik su kuvvetinin çalkantı bileşenini, F_I, duvarın atalet kuvvetini, F_{FWD}, duvarın ön yüzündeki dinamik su kuvvetinin çalkantı bileşenini tanımlamaktadır.

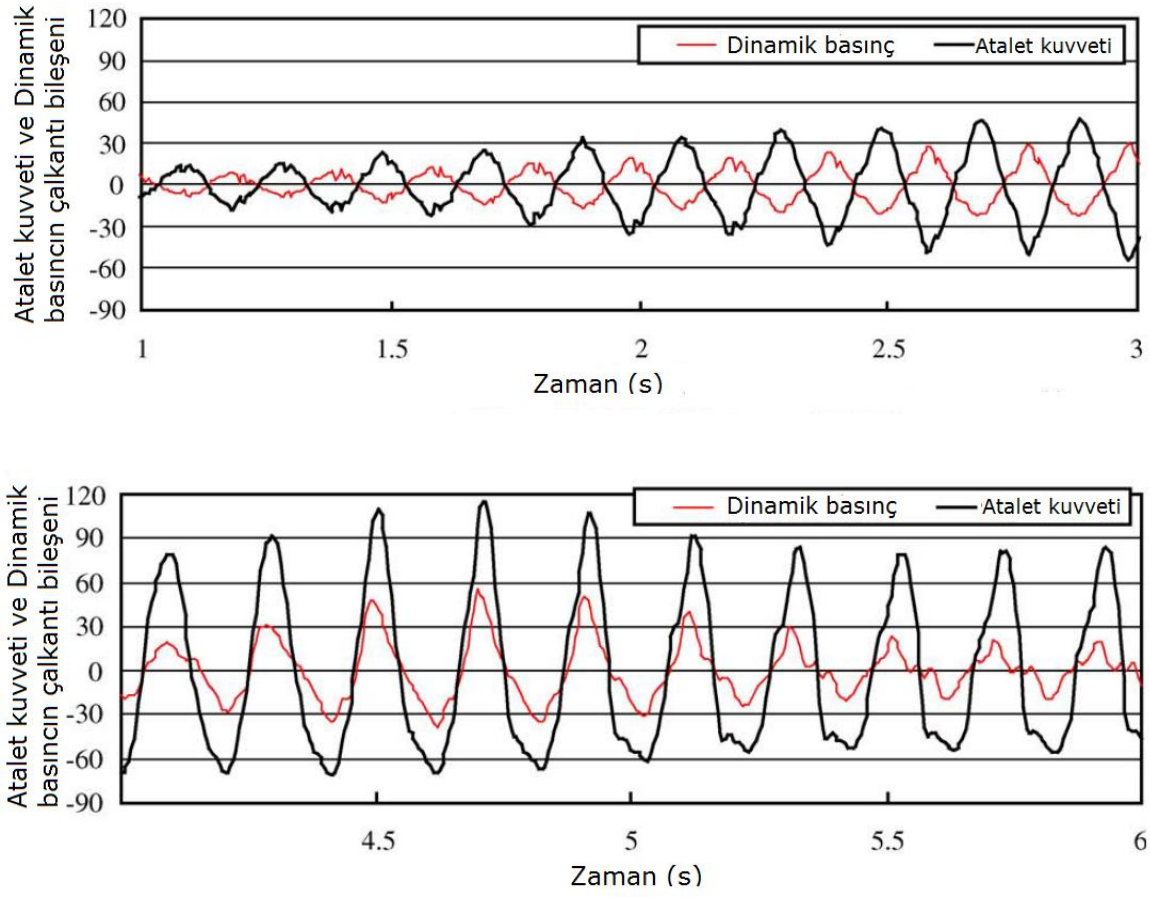
İkinci aşamada, boşluk suyu basıncının artmasıyla oluşacak sıvılaşmadan sonraki dinamik kuvvetin çalkantı bileşeni (F_{DF}) Westergaard formülünden elde edilmiştir.

$$F_{DF} = \frac{7}{12} k_h \gamma_{sat} H^2 \tag{2.35}$$

Kim vd. (2004) aşırı boşluk suyu basıncının artmasıyla başlangıçtaki dinamik kuvvetin çalkantı bileşeninin (F_{DI}) azalacağını, buna karşın sondaki dinamik kuvvetin çalkantı bileşeninin (F_{DF}) ise artacağını öne sürüp dinamik kuvvetin çalkantı bileşenini bulmak için aşağıdaki denklemi çıkartmışlardır.

$$F_D = F_{DI}(1 - r_u) + F_{DF} r_u \tag{2.36}$$

Burada "r_u" aşırı boşluk suyu basıncı oranını ifade etmektedir. Düşük ve yüksek aşırı boşluk suyu basınçları altında kuvvetlerin değişimi incelendiğinde değiştirilmiş Mononobe-Okabe yönteminin rıhtım duvarının atalet kuvveti ile dinamik basınç arasındaki bağıntıyı yeterince açıklayamadığını görmüşlerdir. Buna ilaveten aşırı boşluk suyu basıncının olmadığı durumda duvarın atalet kuvveti ile dinamik kuvvet arasında 180º faz açısı varken aşırı boşluk suyu basıncının artmasıyla bu faz açısının değişimi gözlemlenmiştir (Şekil 2.25). Ayrıca dinamik toprak ve su kuvvetlerinin düzenli bileşenlerinin aşırı boşluk suyu basıncının değişimi ile lineer olarak değişim gösterdiğini fark etmişlerdir.



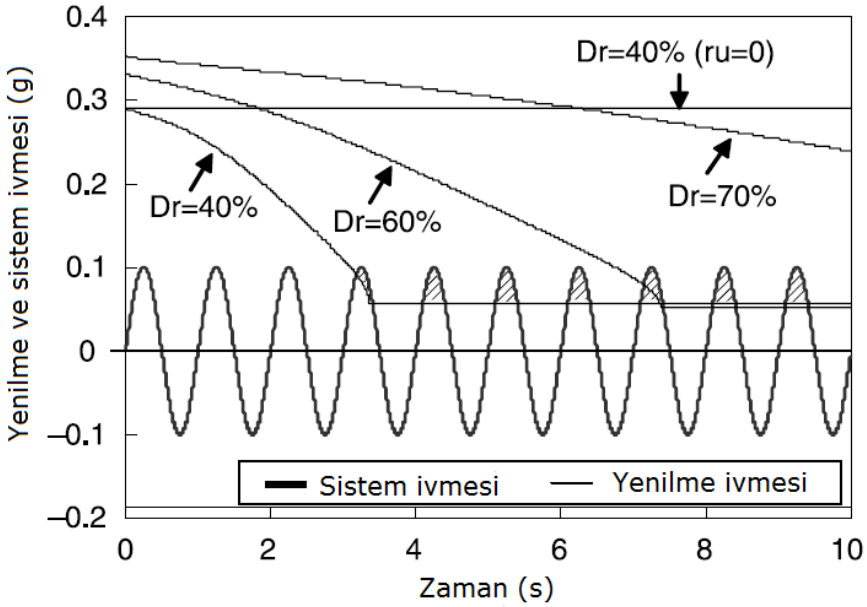
Şekil 2.25 Düşük ve yüksek aşırı boşluk suyu basıncı altında atalet kuvveti ve dinamik basıncın çalkantı bileşeninin zamanla değişimi (Kim vd. [9])

Kim vd. (2005), rıhtım duvarlarının sismik deplasmanlarını değerlendirmek için yeni bir basitleştirilmiş dinamik analizi ifade etmeyi amaçlamışlardır. Newmark Kayan Blok Analizi'ni esas alarak oluşturdukları yöntem, bu analizden farklı olarak geri dolguda

oluşabilecek aşırı boşluk suyu basıncını ve duvar üzerinde oluşan basınçların değişimini içermektedir.

Öne sürdükleri yeni yöntemi analiz etmek için parametrik ve sarsma tankıyla ayrı ayrı yaptıkları çalışmalarla elde ettikleri duvarın yapmış olduğu deplasmanları karşılaştırmışlardır.

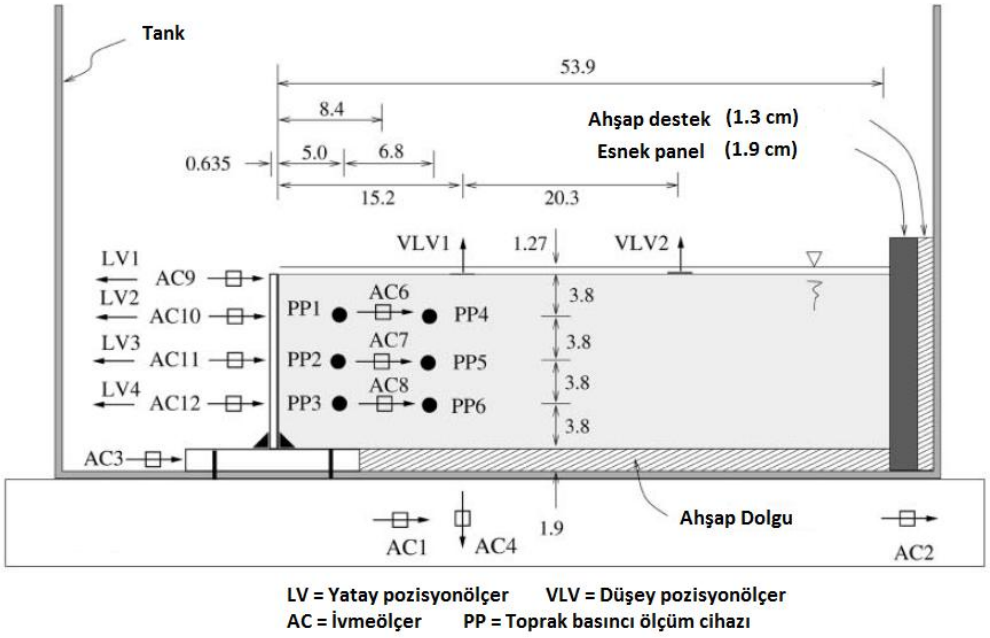
Parametrik çalışma sırasında, farklı sıkılığa sahip geri dolguların her biri için ayrı ayrı hesaplanan yenilme ivmesinin, sarsma işleminin başında sisteme verilen ivmeden büyük olduğu ancak zamanla yenilme ivmelerinin azaldığı ve bazı duvarların deplasman yaptığı gözlemlenmiştir (Şekil 2.26). Yenilme ivmesinin hesaplanmasında eğer eski yöntem kullanılıp aşırı boşluk suyu basıncı düşünülmeseydi yenilme ivmesi sabit kalacaktı ve böylece sisteme verilen ivme değerinden büyük olmasından dolayı herhangi bir deplasman gözlemlenmeyecekti. Sarsma tankında yapılan çalışmalar sonucunda bulunan deplasmanlar ile Kim vd.'nin öne sürdüğü yöntemle çıkarılmış deplasmanların birbirine çok yakın değerlerde olduğu görülmüştür.



Şekil 2.26 Sistem ve yenilme ivmelerinin zamanla değişimi (Kim vd. [9])

Kim vd. [11] yapmış oldukları bu çalışmada, deprem esnasında rıhtım duvarlarında oluşabilecek deplasmanların gerçeğe uygun olarak hesaplanabilmesi için aşırı boşluk suyu basıncının etkisini de göz önüne alan bir yöntem öne sürmüştür ve bu yöntem yapılan sarsma tankı deneyleriyle de doğrulanmıştır.

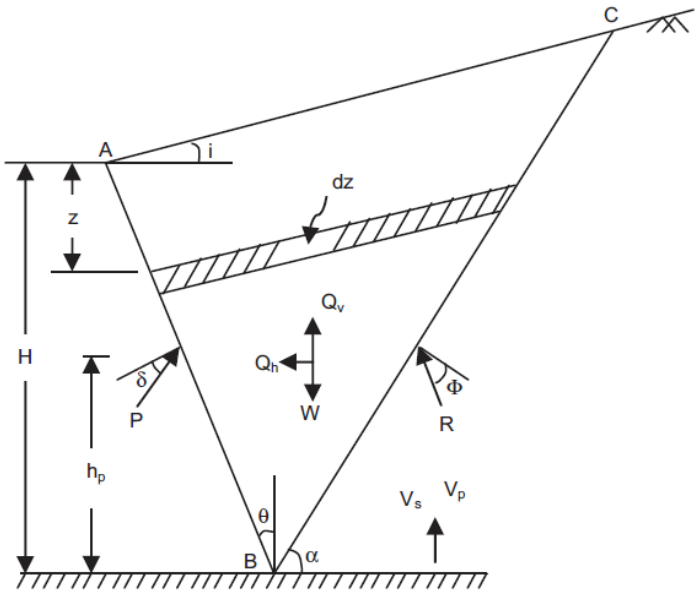
Dewoolkar vd. [12] sıvılaşabilir geri dolguya sahip konsol istinat duvarlarının statik ve sismik davranışını incelemek için santrifüj deneyleri yapmıştır. Dinamik ve yayılgan bir boşluk basıncını ortak bir zaman ölçeğinde elde etmek için boşluk suyu olarak metolose ve su karışımı kullanmışlardır. Şekil 2.27'de Dewoolkar vd.'nin çalışmalarında kullandığı deney düzeneği görülmektedir.



Şekil 2.27 Model ve cihazların model üzerinde gösterimi (Dewoolkar, [12])

Statik ve dinamik yanal toprak basınçları ile birlikte ivme ve eğilmeyi de gözlemlemişlerdir. Yaptıkları deneylerin sonunda statik basıncın her seferinde yaklaşık %50 arttığını fark etmişlerdir. Bu nedenle geri dolgunun tamamının sıvılaştığı durumda dinamik basıncın statik basıncın yaklaşık %50'sini oluşturduğunu görmüşlerdir.

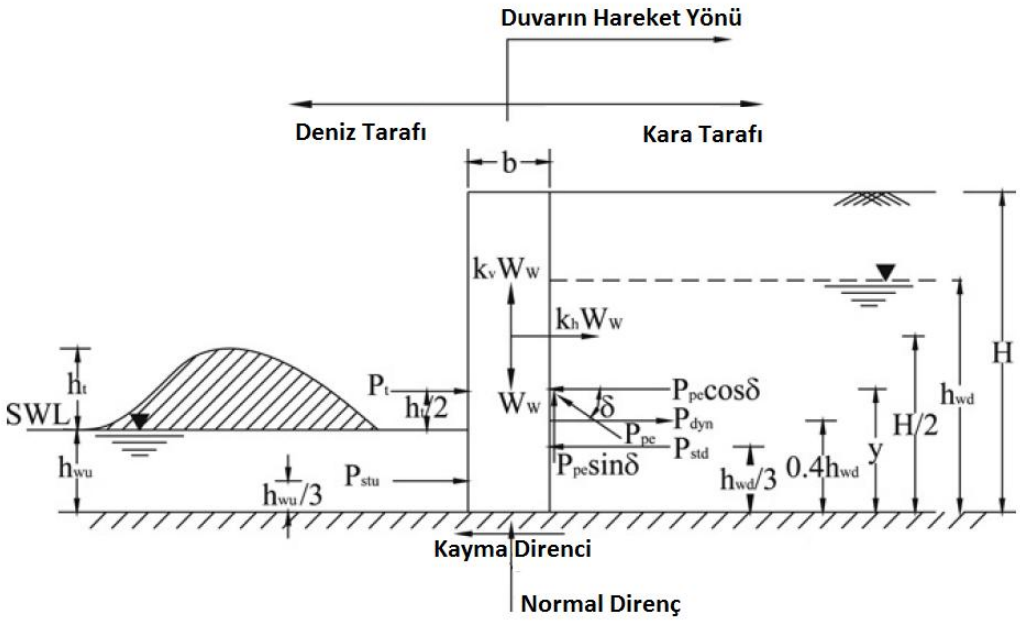
Ghosh [13] Steedman-Zeng metodunu esas alarak psödo-dinamik yaklaşım üzerine çalışmalar yapmıştır. Yüksekliği H olarak tanımlanan rijit bir ankastre istinat duvarı arkasındaki bir zemin kaması üzerinde kuvvetleri Şekil 2.26'da sunulmuştur. P aktif toprak basıncını, Q_h ve Q_v toplam yatay ve düşey atalet kuvvetlerini, V_s ve V_p kesme dalgası ve birincil dalganın hızlarını temsil etmektedir.



Şekil 2.28 Zemin kamasına etkiyen kuvvetler (Ghosh, [13])

Araştırmasında istinat duvarının düşeyle yaptığı açı (θ) ve yatay ve düşey deprem ivme katsayısı (k_h ve k_v) arttığı zaman aktif zemin basınç katsayısının (K_{AE}) da arttığını, buna ilaveten içsel sürtünme açısı (Φ) arttığında azaldığını görmüştür. Psödo-statik analizin tersine psödo-dinamik analizde aktif toprak basıncının dağılımının lineer olmadığı görülmüştür. Doğada da dağılım bu şekilde olduğundan psödo-dinamik yöntemin, psödo-statik yönteme nazaran daha kabul edilebilir olduğunu düşünmüştür.

Choudhury ve Ahmad [14] psödo-statik analizi esas alarak kıyı duvarlarının stabilitesi üzerine çalışmıştır. Yapılmış önceki çalışmaların aksine bir kıyı duvarı üzerinde etkili olan sismik kuvvetler ile hidrostatik ve hidrodinamik basınçların yanında tsunami etkisini de göz önüne almışlardır (Şekil 2.29).



Şekil 2.29 Deprem ve tsunami esnasında tipik bir kıyı duvarına etkiyen kuvvetler (Choudhury ve Ahmad [14])

Araştırmalarının sonucunda tsunami dalga yüksekliğinin (h_t) yapı önündeki su derinliğine (h_{wu}) oranı 0.375'ten 1.125'e çıktığında, kaymaya karşı güvenlik faktörünün %70'e varan ölçüde azaldığı görmüşlerdir. Ayrıca bu güvenlik faktörünün, yatay ve düşey deprem ivme katsayıları, boşluk suyu basıncının artmasıyla da azaldığı öte yandan, zeminin ve duvarın sürtünme açılarının artmasıyla kıyı duvarının stabilitesinin arttığını tespit etmişlerdir.

Choudhury ve Ahmad [15] aynı zamanda psödo-dinamik analizi esas alarak kıyı duvarlarının stabilitesi üzerine de bir çalışma yapmışlardır. Bir önceki çalışmalarından (Choudhury ve Ahmad [14]) farklı olarak tsunami dalgasının basıncı hesaplanırken tsunaminin hızı da göz önüne alınmıştır. Yaptıkları bu çalışma klasik bir yaklaşım olan psödo-statik yöntem yerine psödo-dinamik yöntemin avantajlarını da sunmaktadır. Tsunami dalga yüksekliğinin (h_t) yapı önündeki su derinliğine (h_{wu}) oranı 0'dan(tsunami olmaması durumu) 1.5'a çıktığında kaymaya karşı güvenlik faktörünün %92 azaldığını gözlemlemişlerdir. Bu yüzde önceki çalışmalarından (Choudhury ve Ahmad (2007)) elde ettiklerinden %16 fazladır.

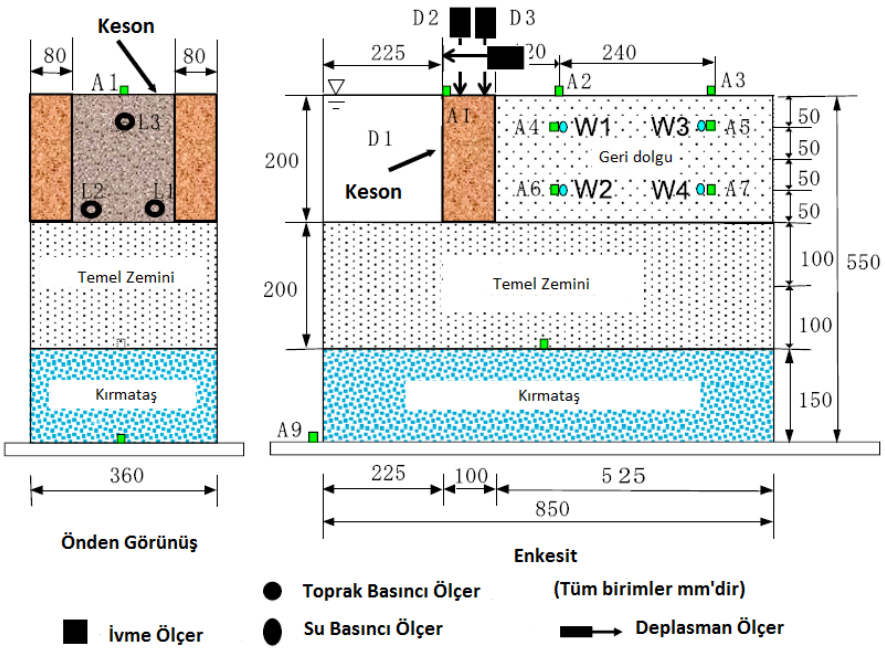
Hazarika vd. [16] keson kıyı duvarı modeliyle yaptıkları deneylerde yapı arkasında koruyucu geotekstil malzeme kullanmanın deprem esnasında yapı üzerinde oluşacak

dinamik yükü nasıl etkileyebileceğini araştırmışlardır. Deneylerinde dikkate aldıkları ölçek oranları Çizelge 2.1'de gösterilmiştir

Çizelge 2.1 Ölçek oranları (Hazarika vd, [16])

	Ölçek Faktörü	Modeldeki ölçek faktörü (Prototip/model)
Uzunluk	λ	35
Zaman	$\lambda^{0.75}$	14.39
Yoğunluk	1	1
Basınç	λ	35
Su Basıncı	λ	35
Deplasman	$\lambda^{1.5}$	207.06
İvme	1	1

Deneylerinde 20 cm yüksekliğinde ve 10 cm genişliğinde bir keson modeli kullanmışlardır. Şekil 2.28'de deneylerde kullanılan toprak basıncı, boşluk suyu basıncı, ivme ve yer değiştirmeyi ölçen cihazların pozisyonları gösterilmiştir.



Şekil 2.30 Deney düzeneği (Hazarika vd, [16])

Kırma taş ve kumdan oluşan zemin dört tabakalı olmakla beraber sıkılığı arttırmak için her tabaka 4 saniye sürecek şekilde 7 Hz frekansla 300 gal şiddetinde sarsmaya maruz bırakılmıştır. Geri dolgu ise serme sistemiyle beş tabakadan oluşacak şekilde temel zemininde de yapıldığı gibi her tabakanın 4 saniye süresince 7 Hz frekansla 200 gal şiddetinde sarsmaya maruz bırakılmıştır. Yapılan bu çalışma üç farklı durum için gerçekleştirilmiştir. İlk durumda yapı arkasında herhangi bir koruyucu malzemeye sahip olmayan keson, ikinci ve üçüncü durumda ise 4 ve 8 cm kalınlığa sahip, tane çapı 3~5 mm olan tekerlek parçaları kullanılmıştır. Hazarika vd. kurdukları bu deney sisteminde modellerini 100 Gal'den 700 Gal'e kadar yüzer yüzer artacak şekilde ivmeli sarsma hareketine maruz bırakmışlardır.

Deneylerin sonunda keson üzerinde oluşan dinamik kuvvetin geotekstil malzeme olarak tekerlek parçaları kullanılması durumunda azaldığını gözlemişlerdir. Buna ilaveten kullanılan geotekstil malzemenin 8 cm kalınlığa ulaştığı durumun 4 cm kalınlığa sahip deney durumuna göre dinamik kuvveti daha fazla azalttığını bulmuşlardır.

Iai [17] suya doymuş zeminle yapılan 1 g sarsma tankı deneyleri için teorik yaklaşımla ölçek oranlarını çıkarmıştır. Bu benzeşim ifadelerini zemin, boşluk suyu basıncı, yapı ve deniz gibi etkiler arası kuvvet ve kütle dengesiyle çıkarmıştır. Çizelge 2.2'de ölçek oranları sunulmuştur.

Çizelge 2.2 1-g model deneyleri için ölçek oranları (Iai, [17])

x	Uzunluk	λ
ρ	Doygun zeminin özgül kütlesi	λ_ρ
ε	Zeminin birim şekil değişimi yoğunluk*	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 2.2 Devamı

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

Çizelge 2.2 Devamı

τ	Sürtünme Direnci	$\lambda\lambda_\rho$
$\bar{u}$	Sınırdaki zemin ya da yapının yaptığı yer değiştirme	$\lambda\lambda_\varepsilon$
p	Sınır üzerinde zemin ya da yapının yaptığı boşluk suyu basıncı	$\lambda\lambda_\rho$
$\hat{w}$	Boşluk suyu basıncının sınır üzerinde ortalama yer değiştirmesi	$\lambda\lambda_\varepsilon$
θ	Sınır üzerinde eğilme	λ_ε
Ṁ	Sınır üzerinde eğilme momenti	$\lambda^3\lambda_\rho$
Ṡ	Sınır üzerinde kayma kuvveti	$\lambda^2\lambda_\rho$
Ḟ	Sınır üzerinde eksenel kuvvet	$\lambda^2\lambda_\rho$
$\tilde{\imath}$	Hidrolik gradyant	λ_ρ

Iai [17] aynı zamanda $\lambda_p = 1$ ve $\lambda_E = \lambda^{0.5}$ olduğu durum için de ölçek oranlarını yeniden ifade etmiştir (Çizelge 2.3).

Çizelge 2.3 $\lambda_p = 1$ ve $\lambda_E = \lambda^{0.5}$ olduğu durumda model deneyleri için benzeşim ölçek oranları (Iai, [17])

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	$\lambda^{0.5}$

Çizelge 2.3 Devamı

σ	Toplam zemin gerilmesi	λ
σ'	Efektif zemin gerilmesi	λ
D	Tanjant modülü	$\lambda^{0.5}$
K	Esneklik modülü	$\lambda^{0.5}$
p	Boşluk suyu basıncı	λ
k	Permeabilite	$\lambda^{0.75}$
u	Yer değiştirme	$\lambda^{1.5}$
$\mathring{u}$	Hız	$\lambda^{0.75}$
$\ddot{u}$	İzme	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	Eksensel rijitlik	$\lambda^{1.5}$
θ	Eğilme	$\lambda^{0.5}$
M	Eğilme momenti	λ^{3}
S	Kayma kuvveti	λ^{2}

Çizelge 2.3 Devamı

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

BÖLÜM 3

Deneysel Çalışma

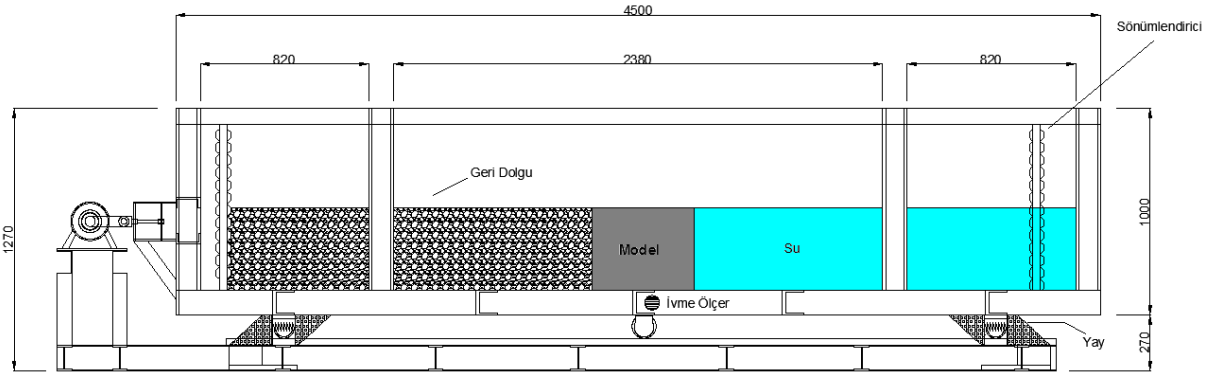
3.1 Deney Sistemi

3.1.1 Sarsma Tankı

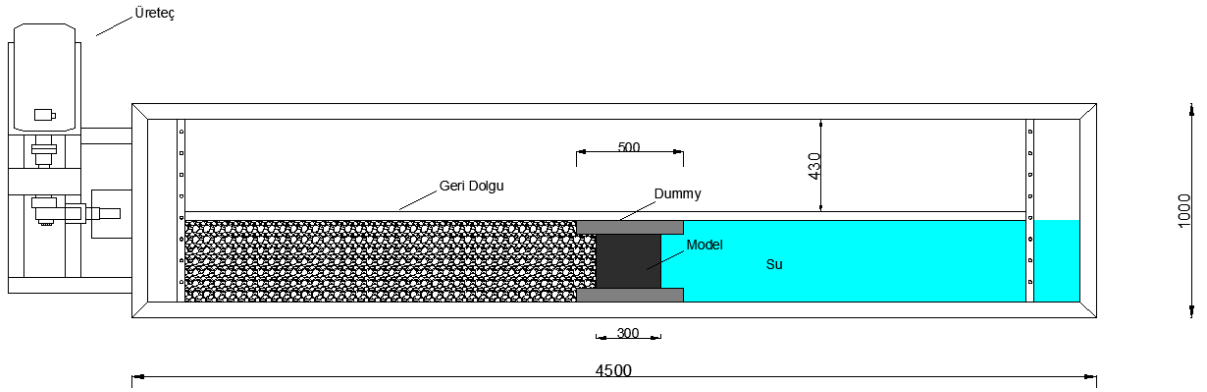
Deneysel çalışma Yıldız Teknik Üniversitesi Hidrolik ve Kıyı-Liman Mühendisliği Laboratuarı'nda kurulu bulunan sarsma tankında gerçekleştirilmiştir. Plan ve kesiti Şekil 1'de görülen bu sarsma tankı, 4.5 m uzunluğunda, 1.0 metre genişliğinde ve 1.0 m yüksekliğindedir (Şekil 3.1). Ancak tankın içi çelik panel ile bölünerek model 0.38 m genişliğindeki kısımda kurulmuştur (Şekil 3.2). Deneylerde tankın içine keson modelin üst kotu sınırına kadar su doldurulmuştur. Sarsma tankına ait özellikler Çizelge 3.1'de sunulmuştur.

Deneylerde boyutları birbirinden farklı iki tip kesonla çalışılmıştır. Bu kesonların boyutları birinci tip; 20 cm yüksekliğinde 25 cm genişliğinde ve 30 cm uzunluğunda, ikinci tip ise; 40 cm yüksekliğinde, 25 cm genişliğinde ve 30 cm uzunluğundadır.

38 cm genişliğindeki deney bölmesine yerleştirilen kesonların her iki yanına hareketine müsaade etmeyen betondan duvarlar (dummy) yerleştirilerek kesonlar aynı sürtünme etkisine maruz bırakılmıştır. Kesonların tabanına keson kaya zemin sürtünme etkisi yaratacak biçimde yine hareket etmesine müsaade edilmeyen çakıl taban yerleştirilmiştir.



Şekil 3.1 Sarsma tankının kesitten görünümü



Şekil 3.2 Sarsma tankının plandan görünümü

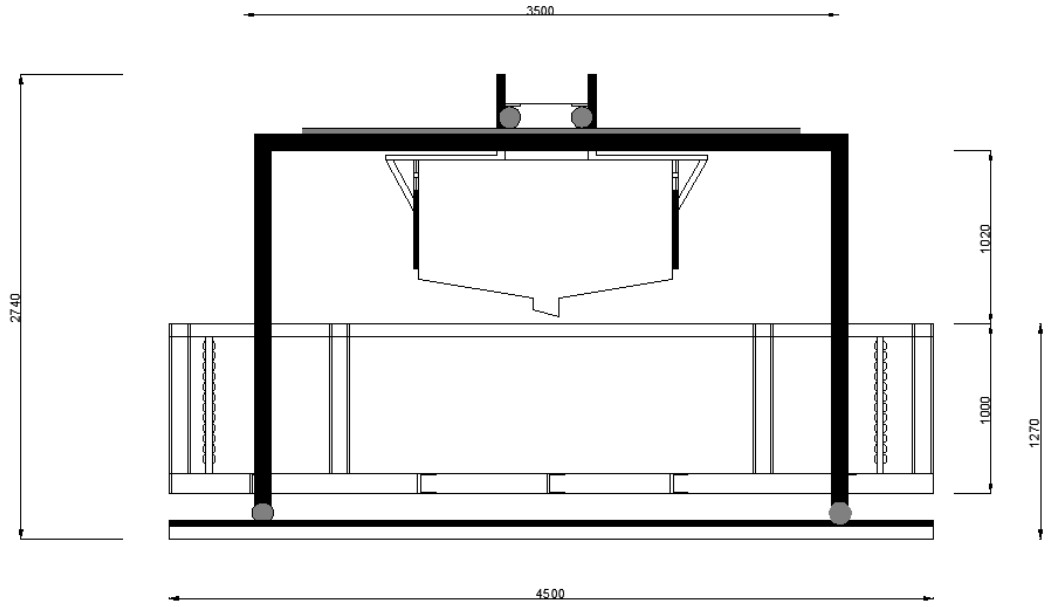
Çizelge 3.1 Sarsma tankına ait özellikler

Genlik Aralığı (mm)	Frekans (Hz)	Motor Özellikleri	Tank Ağırlığı (kg)	Dikkate alınan maksimum ağırlık (kg) (Dolu hal)
1-20	0-50	1500 RPM 380 Volt 7.5 KW	1000	7000

3.1.2 Sarsma Tankı

Keson tip rıhtım yapıları üzerine yapılan bu deneysel çalışmada, modelin arkasındaki geri dolgunun her deneyde aynı sıkılığa sahip olması için Şekil 3.3'te görülen otomatik serme sistemi kullanılmıştır.

Hareket halindeki bunkerin sarsılmasını önlemek için dört adet yataklı kolon kullanılmış olup her iki baştan çelik halatlar ile aşağı ve yukarı iki boyutlu hareket sağlanmaktadır. Bu hareket aynı anda ve devirde çalışma senkronizasyonu ile yapılmaktadır. Serme sistemi bunker kolonlar ile bir köprüye bağlanmıştır ve bu köprü sayesinde karşılıklı hareket edebilmektedir.



Şekil 3.3 Serme sistemi şematik gösterimi

Yataydaki köprü sağ-sol hareketleri için kasıntı ve sarsıntıyı önleyebilmek için köprünün her iki başına birer tane asenkron motor-redüktör ve dişli grubu konulmuştur. Dişliler ray üzerinde bulunan düzlem dişliye oturarak köprünün senkronize hareket edebilmesini sağlamaktadır (Cihan, [18]). Serme sisteminde kullanılan mekanik imalatlar ile otomasyon donanımı Çizelge 3.2'de özetlenmiştir. İstenilen sıkılık 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	2		
Encoder	2		
Asenkron motor trifaze 1.5 kw	4		
Redüktör 1/26	4		
Otomasyon panosu	1		



Şekil 3.4 Sarsma tankı ve serme sistemi

3.1.3 Ölçüm Sistemleri

3.1.3.1 Veri Toplama Cihazı

Sarsma tankında yapılan deneylerde ivme, toprak basıncı, boşluk suyu basıncı ve yer değiştirme ölçüm cihazları IMC markasına ait Spartan-2 adlı veri toplama cihazına bağlı olarak çalışmıştır (Şekil 3.5). Bu cihazın teknik özellikleri Çizelge 3.3'te görülmektedir.

Çizelge 3.3 Serme sisteminin mekanik ve otomasyon donanımı (IMC-Berlin, [19])

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



Şekil 3.5 Veri toplama cihazı

3.1.3.2 İvme Ölçümleri

Sarsma deneyleri sırasında IMI Sensors'ın üretmiş olduğu IMI 626A13 ICP model dört adet ivme ölçer (Şekil 3.6) kullanılmıştır. Bunlardan biri sarsma tankı üzerinde, diğer

üçü ise keson modeller üzerinde bulunmaktadır. Bu ivme ölçerler 1000mV/g hassasiyete, 5g ölçüm aralığına, 0.2-6000 Hz frekans aralığına, %1 doğruluğa sahiptir. Teknik özellikleri aşağıdaki tabloda verilmiştir.

Çizelge 3.4: İvme ölçerlere ait kalibrasyon değerleri (Cihan, [18])

İvme Ölçer	a (g)	a (m/s^2)
Model no: 626B13	0.998	0.102
Model no: 626B13	1.003	0.102
Model no: 626B13	0.995	0.101
Model no: 626B13	1.018	0.104



Şekil 3.6 İvme ölçer

3.1.3.3 Profil Ölçümleri

Deney çalışması 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 Konum Ölçümleri

Keson modelin deney sırasında yapabileceği yer değiştirmelerin (deplasmanların) ölçümü için üç adet UniMeasure markasının HX-PA serisi makaralı pozisyon ölçer kullanılmıştır (Şekil 3.8). Bunlardan ikisi yatay, sonuncusu ise düşey ölçüm yapabilecek şekilde model üzerine yerleştirilmiştir. Bu sayede keson modelin 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 çalışmaktadırlar (Unimeasure Inc, [20]).



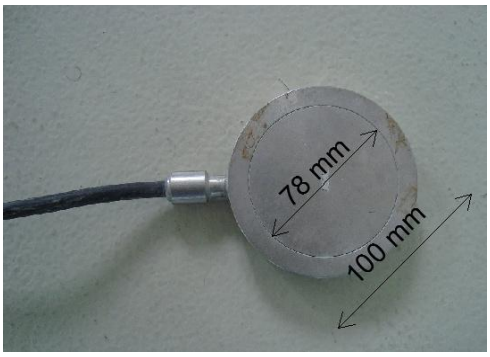
Şekil 3.8 Pozisyon ölçer

3.1.3.5 Toprak Basıncı Ölçümleri

Deneysel çalışmada, keson modeller üzerinde geri dolgudan kaynaklanan statik ve dinamik toprak basınçlarını ölçmek için dört adet Tokyo Sokki Kenkyujo markasının KDA-PA model toprak basınç ölçeri (Şekil 3.9) kullanılmıştır. Toprak basıncı ölçerleri keson model üzerinde boşluk bırakılmayacak şekilde yerleştirilmiştir. Teknik özellikleri Çizelge 3.5'te verilmiştir.

Çizelge 3.5: Basınç ölçerin teknik özellikleri (Procon Systems Inc. [21])

Model	Kapasite	Çap	Ölçüm Yapan Alanın Çapı	Ağırlık
KDG-200KPA	200 kPa	100 mm	78 mm	1.2 kg



Şekil 3.9 Basınç ölçer

3.1.3.6 Boşluk Suyu Basıncı Ölçümleri

Deney sisteminde geri dolgu içindeki boşluk suyu basınçları Procon Systems'in üretmiş olduğu DRUCK-PDCR 81 model sensörlerle ölçülmüştür (Şekil 3.10). Ölçüm aralığı 75 mbar ile 35 bar arasında olan bu sensörlerin hassasiyeti yaklaşık %0.005'tir. Ayrıca ağırlığı 30 gr ve kablo uzunluğu yaklaşık 5 metredir.



Şekil 3.10 Deney sisteminde kullanılan boşluk suyu basıncı ölçen sensör

3.1.4 Geri Dolgu Özellikleri

Deneylerde geri dolgu malzemesi olarak içsel sürtünme açısı sırasıyla $\Phi=38^{o}$ ve 40^{o}, nominal çapı (d_{50}) 2.2 cm ve 0.9 mm olan iki farklı malzeme kullanılmıştır. Serme sistemi kullanılarak yapı arkasına serilen malzemenin sıkılığı (D_r) %70 olarak belirlenmiştir (Çizelge 3.6). Birinci tip keson yanaşma yapısı deneylerinde hem iri hem ince, ikinci keson yanaşma yapısı deneylerinde ise sadece daha ince olan çakıl malzeme kullanılmıştır.

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:

$$D_r = \frac{\frac{1}{\rho_{min}} + \frac{1}{\rho}}{\frac{1}{\rho_{min}} + \frac{1}{\rho_{maks}}} \qquad (3.1)$$

Burada ρ_{min}: malzemenin en gevşek şekilde serildiği durumdaki özgül kütlesi, ρ_{maks}: malzemenin en sıkı şekilde serildiği durumdaki özgül kütlesi ve ρ: deney sırasındaki malzemenin özgül kütlesidir. ρ_{min} ve ρ_{maks} değerleri hacmi ve kütlesi belli bir kapta

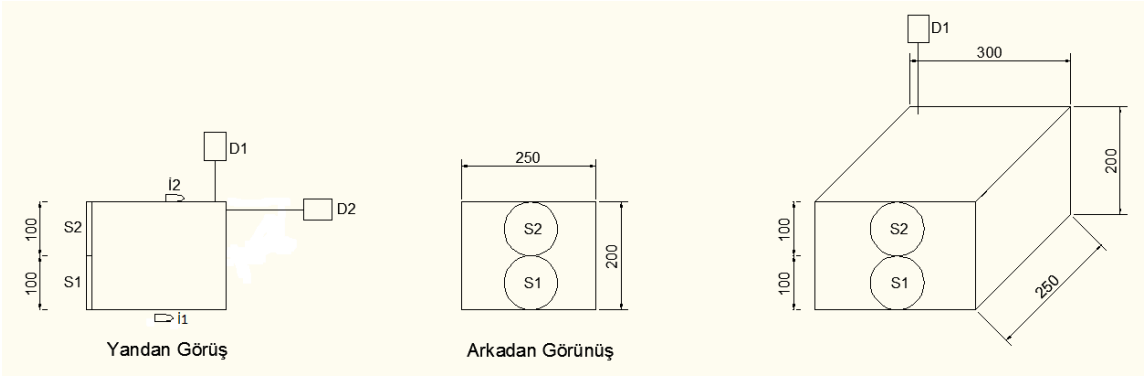
yapılan ölçümlerle hesaplanmıştır. Malzemenin çok gevşek bir şekilde kaba dökülmesinin ardından ölçülen toplam kütlenin kabın boş kütlesinden çıkarılıp hacmine bölünmesiyle bulunan değer ρ_{min}'i, aynı işlemin malzemenin çok sıkı bir şekilde dökülmesiyle elde edilen değeri de ρ_{maks}'ı vermektedir. Geri dolguda boşluk oranı %40'tır. Bütün deneylerde taban malzemesi olarak yüksekliği 5 cm'e ulaşacak şekilde iri malzeme (d_{50}=2.2 cm) kullanılmıştır.

Çizelge 3.6 İri ve ince malzemenin özellikleri

	d_{50}	D_r	ρ (kg/m^3)	ρ_{maks} (kg/m^3)	ρ_{min} (kg/m^3)
İri Malzeme	2.2 cm	%70	1.53	1.65	1.30
İnce Malzeme	0.9 cm	%70	1.53	1.65	1.30

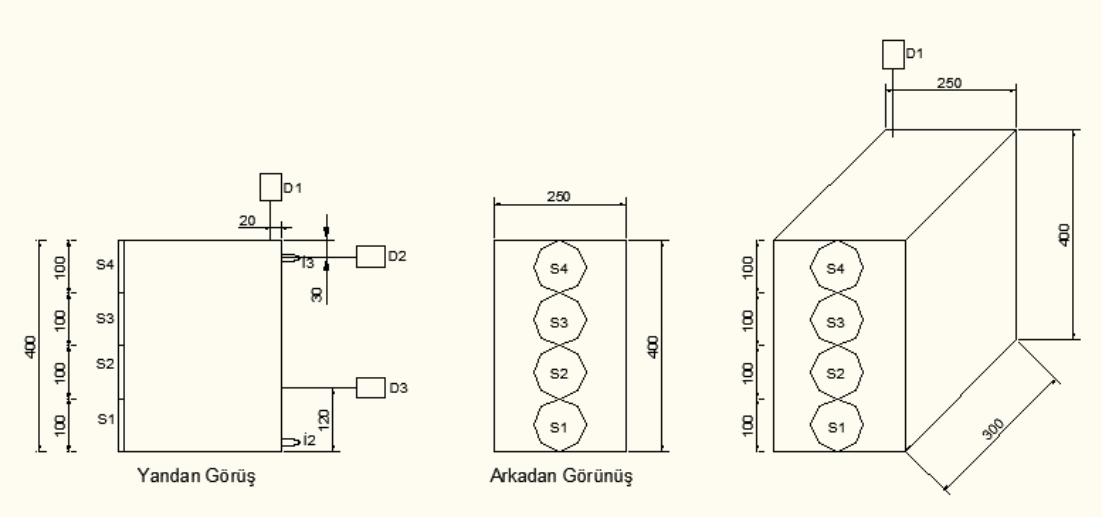
3.1.5 Keson Modellerin Özellikleri

Keson yanaşma yapılarının sismik stabilitesini incelemek için yapılan deneylerde Şekil 3.9-a'da gösterilmiş olan modeller kullanılmıştır. Birinci tip keson model 30 cm uzunluğunda, 25 cm genişliğinde ve 20 cm yüksekliğindedir. Birinci tip kesonun üzerinde bulunan ölçüm cihazlarının pozisyonları Şekil 3.11 a'da verilmiştir. Burada İ1 nolu ivme ölçer modelin kurulduğu konumda tank tabanına yerleştirilmiştir. İ1 nolu ivme ölçer vasıtasıyla tabandaki yer ivmesinin değişimi belirlenmiştir. Birinci ve ikinci tip modellerde kullanılan betonun özgül kütlesi 2.35 kg/m^3'tür. Birinci tip kesonun ağırlığı 34.5 kg olarak ölçülmüştür.



a)Birinci tip keson

Şekil 3.11 Birinci ve ikinci tip keson model ile ölçüm cihazlarının konumları



b)İkinci tip keson

Şekil 3.11 Devamı

İkinci tip keson yanaşma yapılarının sismik davranışını incelemek için yapılan deneylerde Şekil 3.11 b'de gösterilmiş olan model kullanılmıştır. İkinci tip keson model 69 kg ağırlığında, 30 cm uzunluğunda, 25 cm genişliğinde ve 40 cm yüksekliğindedir. Bu modelde de İ1 nolu ivme ölçer kesonun yerleştirildiği konumda tank tabanına konumlandırılmıştır. Gerek birinci gerekse ikinci tip keson model boyutlarının belirlenmesinde uygulamadaki keson boyutlarına göre belirlenen geometrik ölçek dikkate alınmıştır. Bu durumda fiziksel model ölçeği 1/10 ile 1/20 arasında değişmektedir.

Keson model üzerine yerleştirilen ivme ölçer, konum ölçer ve basınç ölçer kullanılarak, uygulanan kuvvet karşısında blok hareketi gözlemlenmiştir. Buna göre keson blok için yapılan 1g sarsma tablası deneylerinde, bloğa 37.8 kPa ve 39.5 kPa basınç uygulanması durumunda keson harekete geçmektedir. Kesonun kütlesi, uygulanan basınç ve bu değerlere bağlı olarak hesaplanan kuvvet ve sürtünme katsayısı Çizelge 3.7'de verilmiştir. Deneylerden keson modellerin taban malzemesi ile olan sürtünme katsayısı yaklaşık olarak μ=0.5 ile tanımlanabilir. Bu değer DLH (2007) şartnamesinde tanımlanan beton blokların sert zeminle olan sürtünmesine karşılık gelmektedir.

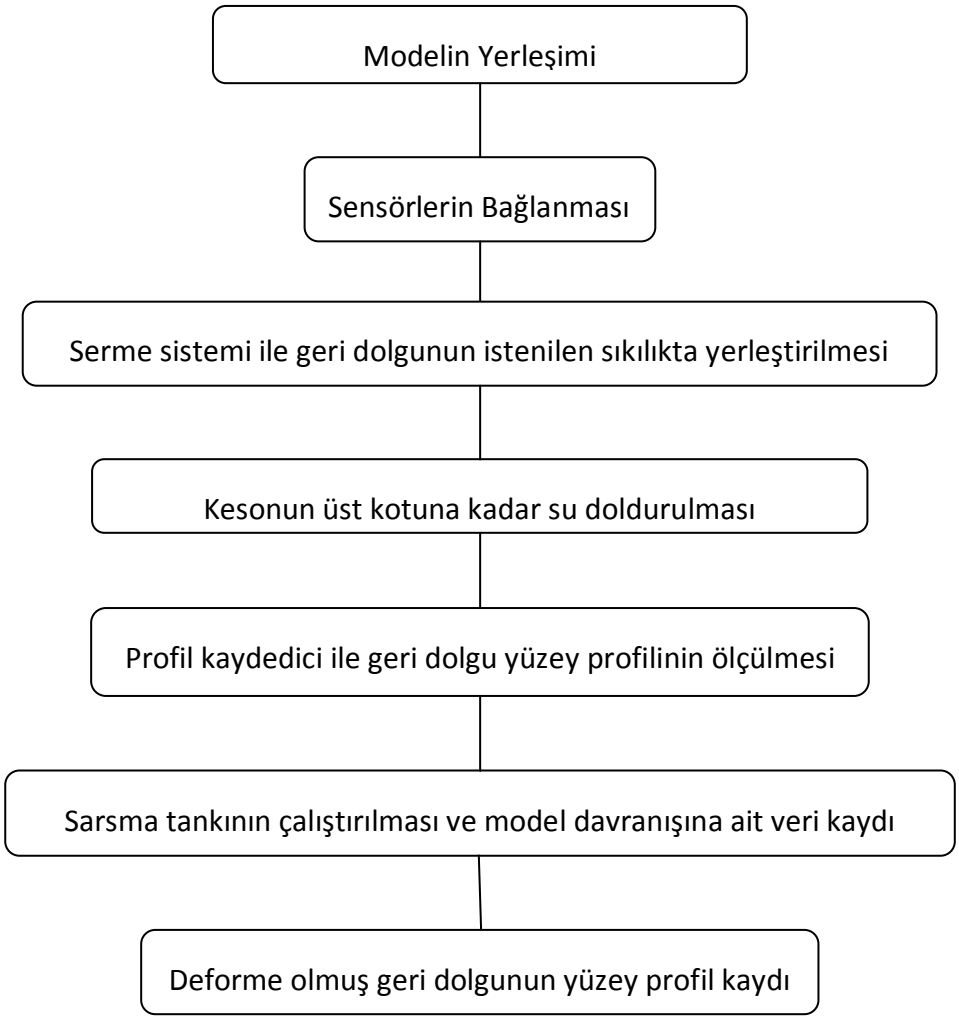
Çizelge 3.7 Blok kütlesi, uygulanan basınç ve bu değerlere bağlı olarak hesaplanan kuvvet ve sürtünme değerleri

Kütle (kg)	P (kN/m^2)	F (N)	μ
35	37.84	177.85	0.52
35	39.5	185.65	0.54

3.1.6 Deney Koşulları

Öncelikle birinci ve ikinci tip keson modellerden oluşan deney sistemi genliği 3 mm olan sarsma tankına yerleştirilmiştir. Geri dolgu veya su ile temas etmeyen yan yüzeylerinin beton yüzey sürtünmesinden etkilenmesi için sabit beton duvarlar yerleştirilmiştir. Ardından ivme ve basınç ölçerler modeller üzerine yerleştirilip sabitlenmiştir (Şekil 3.2). Sensörlerin bağlanmasından sonra serme sistemi ile modellerin üst kotuna kadar geri dolgu istenilen sıkılıkta yerleştirilmiştir. Bu işlemlerden sonra sisteme su verilmeye başlanmıştır. Su akışı, tankın içindeki modellerin üst kotuna doluncaya dek devam ettirilmiştir. Ardından pozisyon ölçerler modelin belli noktalarına takılmıştır (Şekil 3.10 ve 3.11).

Sistem durgun haldeyken statik toprak basıncı ölçümleri yapılmış ve kaydedilmiştir. Profil kaydedici sayesinde geri dolgunun sisteme salınımın verilmesinden önceki orijinal durumdaki yüzey profili ölçülmüştür. Son kontroller yapıldıktan sonra sarsma tankı maksimum 30 s çalıştırılıp ivme, basınç ve pozisyon ölçer verileri kaydedilmiştir. Deneylerin sonunda deforme olmuş geri dolgunun tekrardan yüzey profil kaydı alınmıştır. Deneylerde sarsma süresinin 30 s alınmasının nedeni model deformasyonunu tamamlamasının istenmesinden dolayıdır. Bu amaçla ön deneyler yapılmıştır. Deneylerin yapılmasına ait akış diyagramı Şekil 3.12'de verilmiştir.



Şekil 3.12 Deney Akışı

Çizelge 3.8 ve 3.9'da deneylerde dikkate alınan koşullar özetlenmiştir. Çizelgelerde birinci ve ikinci tip keson model davranışı için tankın sarsma durumu için Hz cinsinden frekans değerleri, her deneyde ölçülen yer ivmeleri ve kullanılan geri dolgu cinsi gösterilmiştir.

Çizelge 3.8: Birinci tip keson modelin deney koşulları

Deney No	Frekans (Hz)	Yer İvmesi Ort. (g)	Malzeme Tipi
1	2	0.029	İri
2	3	0.058	İri
3	4	0.096	İri
4	5	0.150	İri
5	6	0.240	İri
6	7	0.344	İri
7	4	0.086	İnce
8	5	0.151	İnce
9	6	0.244	İnce

Çizelge 3.9: İkinci tip keson modelin deney koşulları

Deney No	Frekans (Hz)	Yer İvmesi Ort. (g)	Malzeme Tipi
10	3	0.046	İnce
11	4	0.090	İnce
12	5	0.163	İnce
13	6	0.243	İnce

3.2 Model Ölçekleri

Literatürde tanımlandığı gibi dinamik etki altındaki deneylere ait fiziksel model ölçekleri santrifüj ve 1g yöntemleri ile belirlenmektedir. Bu çalışmada 1g yöntemi kullanılmıştır.

3.2.1 Santrifüj ve 1g Yöntemleri

Deprem ve geoteknik mühendisliği adı altında yapılan çalışmalar kabaca şu şekilde sınıflandırılabilir (Prasad vd. [21]):

- 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 kullanır. Sarsma tankı deneyleri, santrifüj deneylerine nazaran daha büyük genliklerde yapılabildiği gibi deneyler sırasında çok eksenli deprem hareketleri girdi olarak kullanılabilir. 1g yönteminin temel özelliklerini belirtmek gerekirse:

- Laboratuar ortamında yapılan deneyler oldukları için sınır koşulları kolayca tanımlanabilir ve kontrol altında tutulabilir. Fiziksel modellerden elde edilen veriler ve sonuçlar, sayısal modelleri destekleyecek ölçüde güvenilirdirler.
- Modellerin boyutları deneylerin yapılacağı alan ve mevcut cihazların kapasitesine de bağlı olarak görece büyüktür. Bu sebeple model ölçeği nispeten ufaktır.
- 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. Bu deneylerde eğimli yüzeylerde gerçekleşebilecek toprak kaymaları ve istinat duvarları üzerindeki toprak basınçları gibi çeşitli geoteknik durum incelenebilir. 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, [12]).

Santrifüj deneylerinin temel prensibi basittir; yarıçapı r olacak şekilde sabit v hızıyla dairesel hareket yapmakta olan kütlesi m olan bir obje, bu dairesel yörüngede hareketini devam ettirmek için için v^2/r ya da r/w^2'lik bir açısal hıza sahip olmalıdır. Bu hareketi esnasında objeye mrw^2'lik bir radyal kuvvet etki etmektedir ki bu durumda obje ng'lik (n= r/w^2g) bir ivmeye maruz kalmaktadır.

3.2.2 1g Yöntemi ile Model Ölçekleri

Deney ölçeği olarak mevcut sarsma tankının boyutları ve genelde kullanılmakta olan blok boyutları göz önünde bulundurulmuştur. Ölçek etkisi Çizelge 3.10'da verilmiştir.

Çizelge 3.10 Ölçekler

	Ölçek Faktörü	Modeldeki ölçek faktörü (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 Boyut Analizi

Boyut analizi sayesinde farklı değişkenleri içerisinde barındıran deney sistemi daha az sayıda boyutsuz gruplar halinde ifade edilebilir. Blok veya keson tip yanaşma yapılarının davranışının tanımlanabilmesi için bu sisteme etki eden parametrelerin bilinmesi gerekir. Çizelge 3.11 ve 3.12'de bu parametreler kütle (M), zaman (T) ve uzunluk (L) cinsinden ifade edilerek sunulmuştur.

$$F(\rho_s, d_{50}, H, B, \rho_b, \rho_w, a, g, X, z) = 0 \qquad (3.2)$$

Çizelge 3.11: Parametreler

	Parametreler	Sembol	Birim	Boyut
Yapıyı karakterize eden parametre	Yapının yüksekliği	H	m	L
	Yapının genişliği	B	m	L
	Yapının özgül ağırlığı	ρ_b	kg/m^3	ML^{-3}
Suyu karakterize eden parametre	Suyun Özgül Ağırlığı	ρ_w	kg/m^3	ML^{-3}
Zemin Parametreleri	Zeminin özgül ağırlığı	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	^{o}	-
	Yatay ve düşey yer değiştirme	D	m	L
	İvme	a	m/sn^2	LT^{-2}

Çizelge 3.12 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

Langhaar boyut analizinde boyutsuz denklemlerin matris formunda ifade edildiği bir metod üzerine çalışmıştır (Yüksel, [23]). 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 , …, k_7 bilinmeyen kuvvetlerdir. Çizelge 3.12'deki 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 3.13'te sunulmuştur.

$$k_8 = -(k_1 + k_2 + k_5 + k_7) \quad (3.3)$$

$$k_9 = (-k_3 - k_4) \quad (3.4)$$

$$k_{10} = -k_6 \quad (3.5)$$

Çizelge 3.13 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 şu şekilde ifade edilmiştir:

$$\left.\begin{aligned}\pi_1 &= \frac{D}{H}\\ \pi_2 &= \frac{B}{H}\\ \pi_3 &= \frac{\rho_b}{\rho_s}\\ \pi_4 &= \frac{\rho_w}{\rho_s}\\ \pi_5 &= \frac{d_{50}}{H}\\ \pi_6 &= \frac{g}{a}\\ \pi_7 &= \frac{z}{H}\\ \pi_8 &= \theta\end{aligned}\right\} \qquad (3.6)$$

$$f\left(\frac{D}{H},\frac{B}{H},\frac{\rho_b}{\rho_s},\frac{\rho_w}{\rho_s},\frac{d_{50}}{H},\frac{g}{a},\frac{z}{H},\theta\right)=0 \qquad (3.7)$$

$\frac{D}{H}$: Göreceli yer değiştirme (Yatay ve düşey yer değiştirme)

$\frac{B}{H}$: Göreceli keson 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 zemin granülometrik çap

$\frac{a}{g}$ = a(g) : Sismik ivme katsayısı

$\frac{z}{H}$: Göreceli oturma

θ : Eğilme

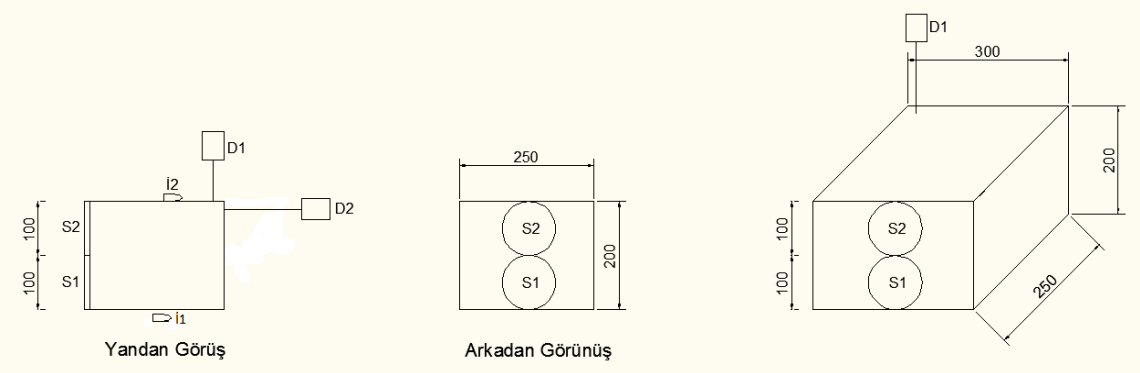
Deneylerde sabit olanlar çıkarıldığında ise $f(\frac{D}{H},\frac{B}{H},\frac{d_{50}}{H},\frac{a}{g},\frac{z}{H},\theta)=0$ fonksiyonu elde edilmiştir.

BÖLÜM 4

KESON RIHTIM

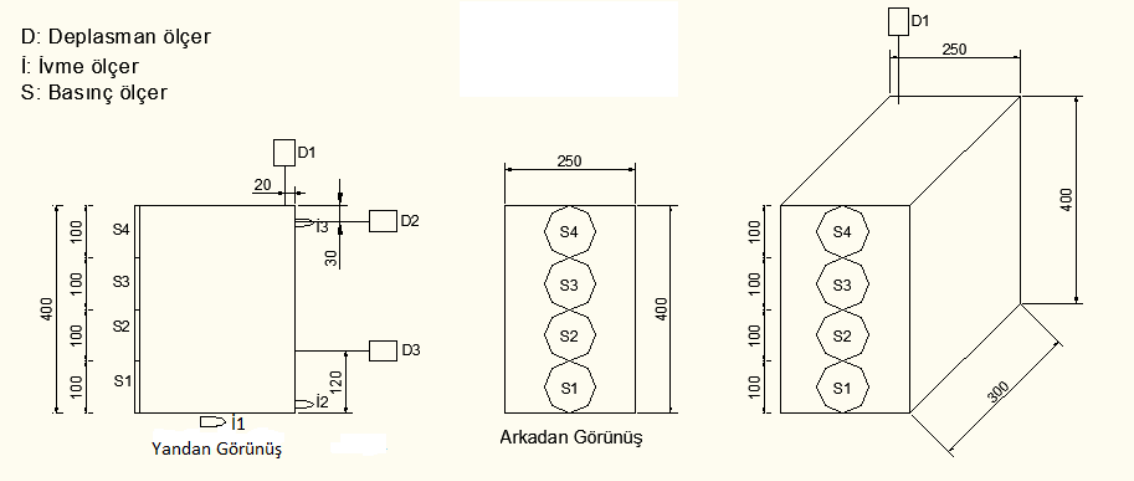
4.1 Giriş

Şekil 4,1'de görüldüğü gibi yükseklikleri farklı iki ayrı keson modelinde sarsma deneyleri gerçekleştirilmiştir. Bu deneylerde ivme, toprak basıncı, boşluk suyu basıncı, konum değişimleri, geri dolgudaki profiller, farklı konumlarda ölçülmüştür.



a)Birinci tip keson

Şekil 4.1 Birinci ve ikinci tip keson model ile ölçüm cihazlarının konumları



b)İkinci tip keson

Şekil 4.1 Devamı

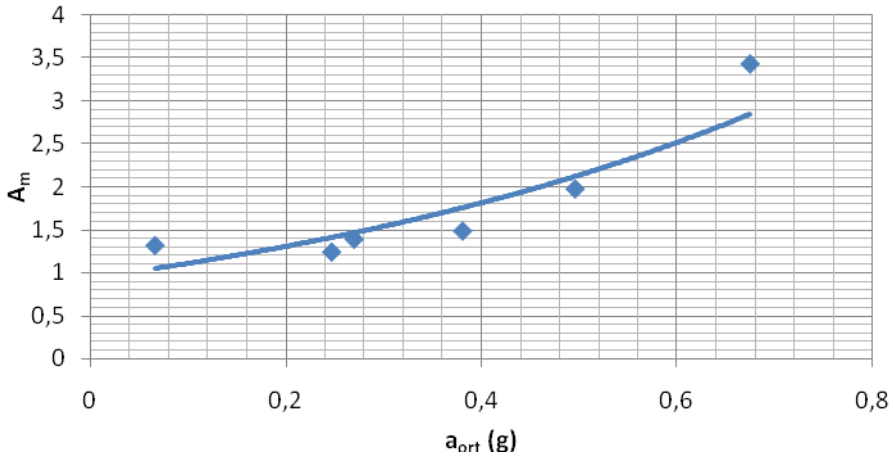
4.2 İvme Ölçümlerinin Değerlendirilmesi

4.2.1 Birinci Tip Keson

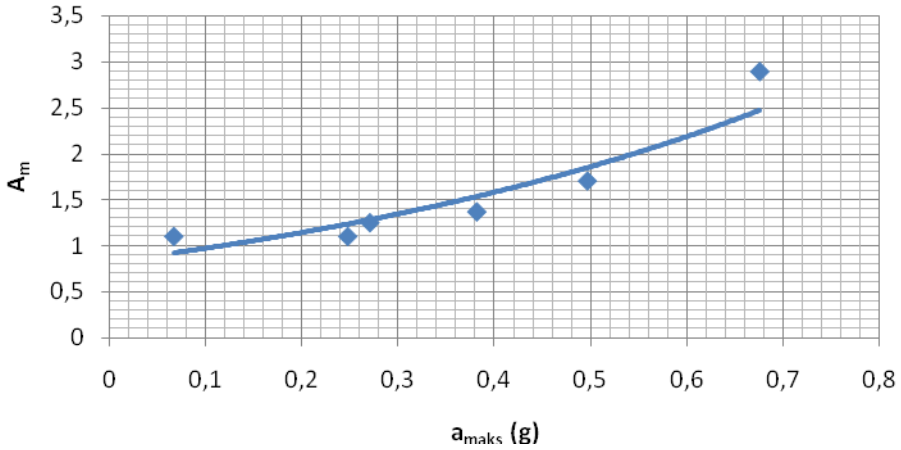
20 cm yüksekliğindeki birinci tip keson modelinde taban ivmesi (İ1) ve keson modelin üzerindeki ivme (İ2) kayıtları sinüzoidal formdaki sarsma deneyleri için Ek-A'da verilmiştir. İvme değişimlerini keson model üzerindeki büyütme grafikleri (A_m) farklı geri dolgu malzemeleri hallerinde (d_{50}=2.2 ve 0.9 cm) Şekil 4.2, 4.3, 4.4 ve 4.5'te gösterilmiştir. İvme büyütme grafikleri taban ivmesinin ortalama ve maksimum değerleri dikkate alınarak ($A_m=a_{xmaks}/a_{ort}$ ve a_{xmaks}/a_{maks}) elde edilmiştir. Burada x alt indisi ivme ölçerin konumunu göstermektedir.

İvme büyütme grafikleri incelendiğinde her iki geri dolgu malzemesi için de taban ivmesine bağlı olarak keson ivmesinin arttığı belirlenmiştir. Altı farklı deney koşulunda ve iki farklı geri dolgu malzemesi için ivme ve büyütme değerleri Çizelge 4.1'de özetlenmiştir. Şekil 4.6 ve 4.7'de ise geri dolgu malzemesi özelliklerinin ivme büyütmesi üzerindeki etkisinin anlaşılması amacıyla, ivme büyüklüklerinin taban ivmesinin değişimleri ayrı ayrı çizilmiştir. Her ne kadar ince malzeme deney sayısı ile iri malzeme deney sayısı aynı olmasa da, yani deneylerdeki ivme aralıklarının ince malzemede daha sınırlı olsa da iri malzeme durumunda büyütmenin az da olsa ince malzemeye göre biraz daha fazla olduğu gözlemlenmiştir. d_{50}=0.9 cm medyan çapına sahip geri dolgu

malzemesinde taban ivmesi deneylerde 0.227 g ile 0.490 g arasında değişmekte buna karşın d_{50}=2.2 cm medyan çapına sahip geri dolgu malzemesi halinde taban ivmesi 0.066 g ile 0.675 g arasında değişmektedir. Frekans değerleri ise 2 Hz ve 7 Hz arasındadır. Buradan da sarsma frekansının artmasıyla kesonun tepesinde büyütmenin arttığı görülmektedir.



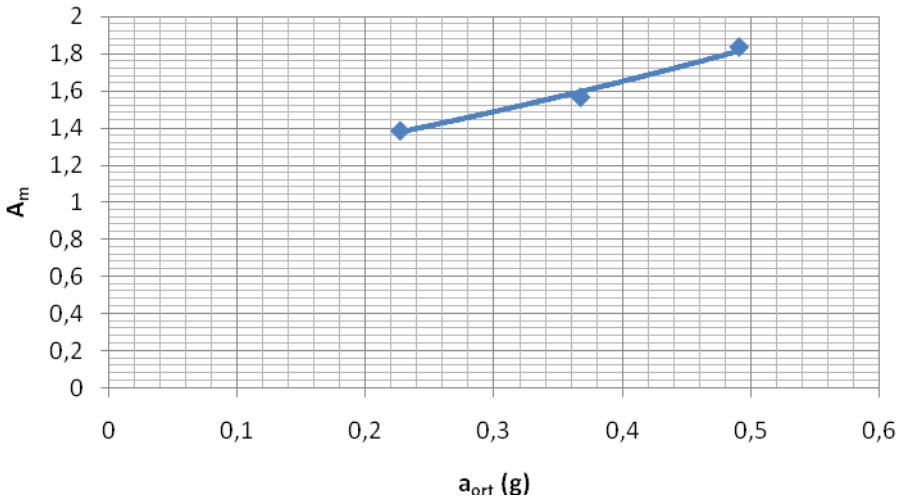
Şekil 4.2 İvme büyütme grafiği ($a_{2\ maks}/a_{1\ ort}$), d_{50}=2.2 cm için



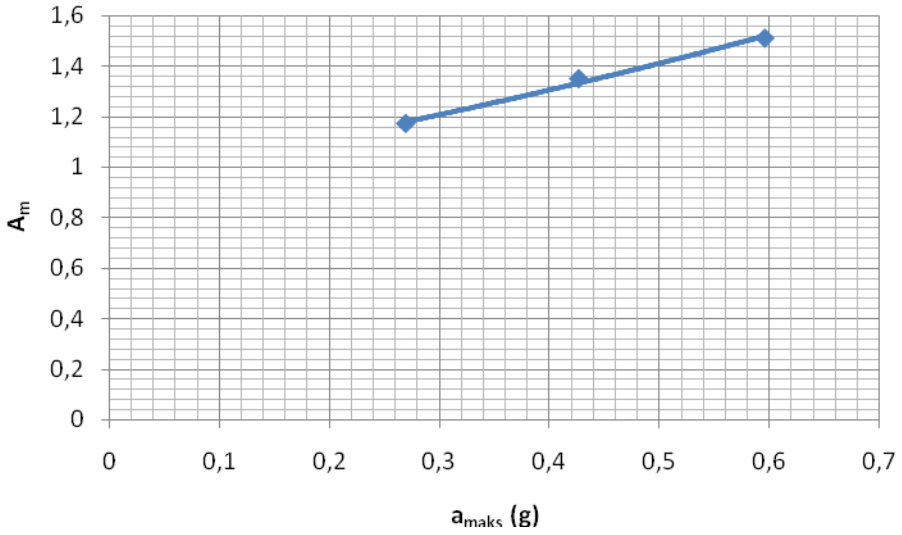
Şekil 4.3 İvme büyütme grafiği ($a_{2\ maks}/a_{1\ maks}$), d_{50}=2.2 cm için

Çizelge 4.1 İvme Ölçerden elde edilen veriler

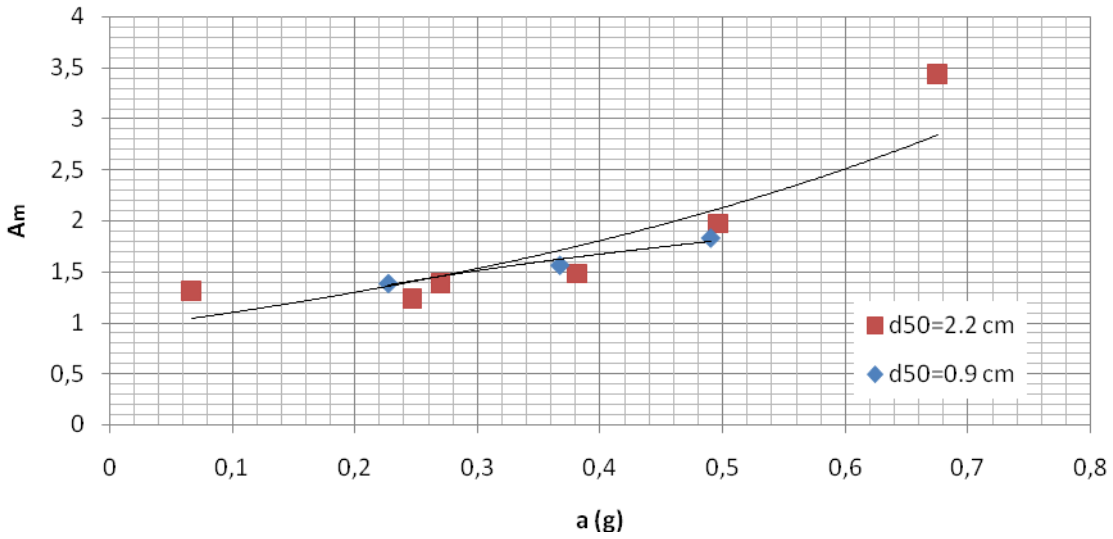
Deney No	Frekans (Hz)	İvmeölçer No	d_{50}=2.2 cm		A_m		d_{50}=0.9cm		A_m	
			a_{maks} (g)	a_{ort} (g)	$\frac{a_{2\ maks}}{a_{1\ ort}}$	$\frac{a_{2\ maks}}{a_{1\ maks}}$	a_{maks} (g)	a_{ort} (g)	$\frac{a_{2\ maks}}{a_{1\ ort}}$	$\frac{a_{2\ maks}}{a_{1\ maks}}$
1	2	1	0.079	0.066	1.312	1.101	-	-		
		2	0.087	0.070			-	-		
2	3	1	0.277	0.247	1.235	1.101	-	-		
		2	0.305	0.250			-	-		
3	4	1	0.299	0.27	1.385	1.251	0.269	0.227	1.388	1.171
		2	0.374	0.34			0.315	0.240		
4	5	1	0.412	0.381	1.480	1.369	0.426	0.367	1.567	1.350
		2	0.564	0.495			0.526	0.425		
5	6	1	0.574	0.496	1.974	1.706	0.595	0.490	1.835	1.511
		2	0.979	0.623			1.350	0.590		
6	7	1	0.801	0.675	3.437	2.896	-	-		
		2	2.320	1.300			-	-		



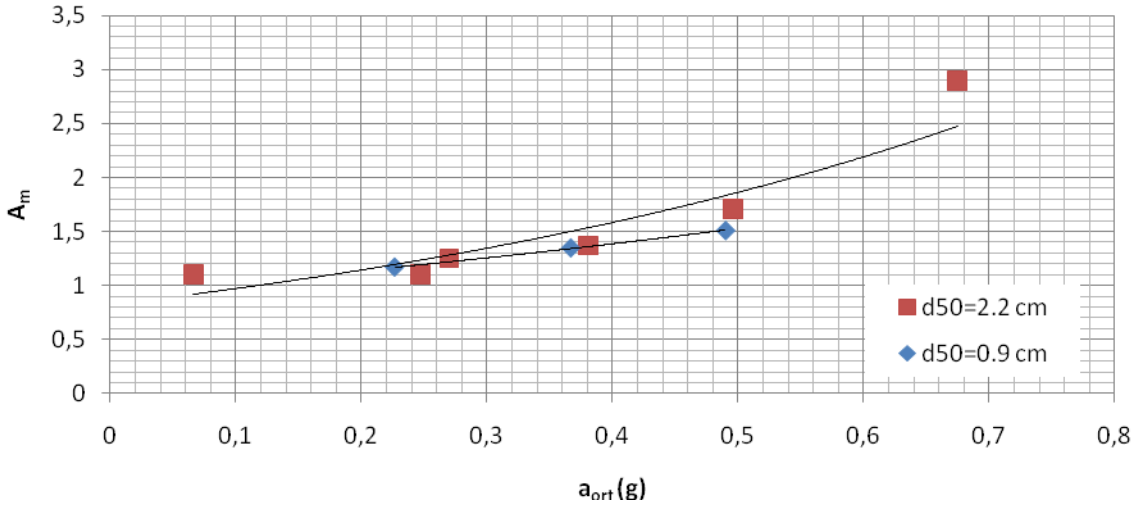
Şekil 4.4 İvme büyütme grafiği (a_{2maks}/a_{1ort}), d_{50}=0.9 cm için



Şekil 4.5 İvme büyütme grafiği (a_{2maks}/a_{1maks}), d_{50}=0.9 cm için



Şekil 4.6 İvme büyütme grafiği ($a_{x\ max}/a_{1\ ort}$)

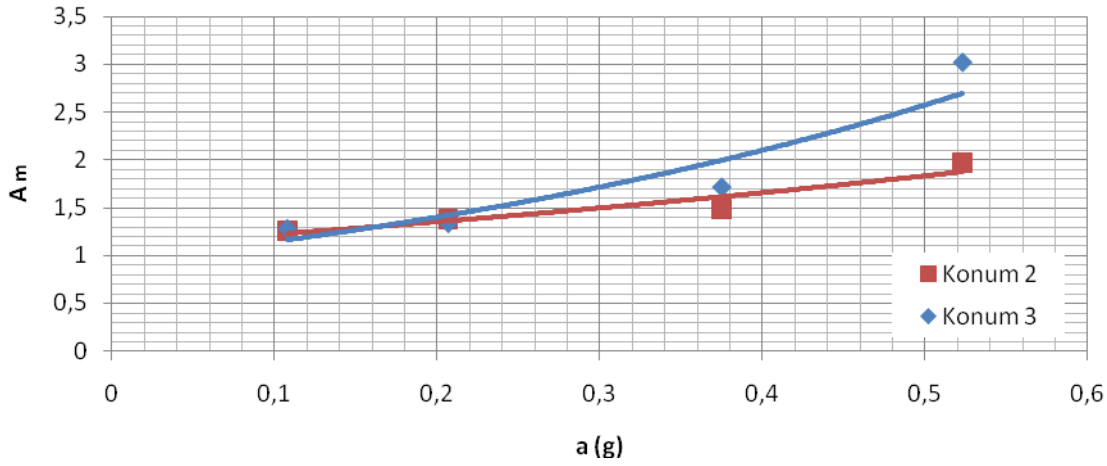


Şekil 4.7 İvme büyütme grafiği ($a_{x\ max}/a_{1\ max}$)

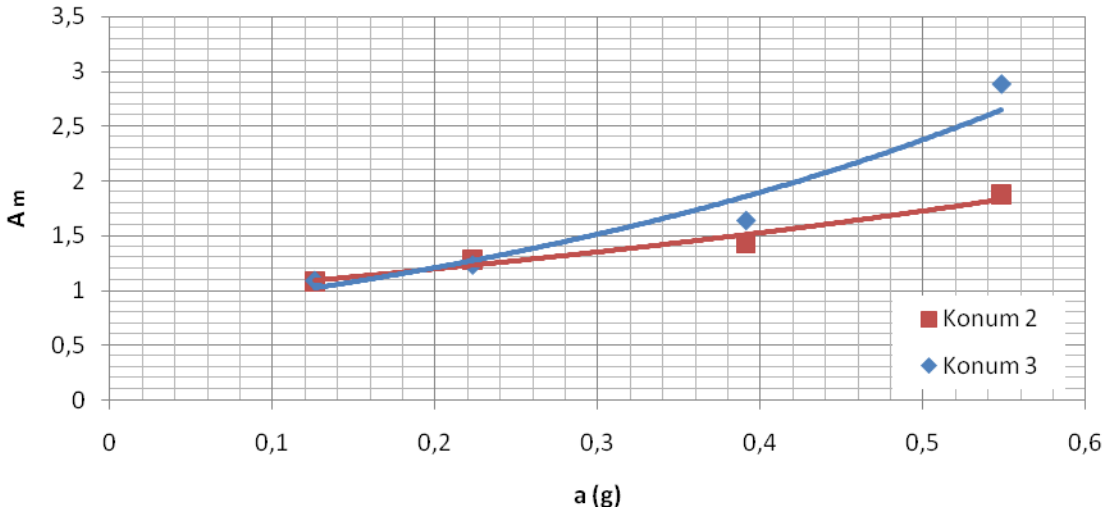
4.2.2 İkinci Tip Keson Model

Yüksekliği 40 cm olan keson modelinde taban ivmesinin yanı sıra keson üzerinde yükseklik boyunca iki farklı konumda ivme kayıtları alınmıştır ve bu ivme kayıtları Ek-B'de verilmiştir. Bu keson modelinde d_{50}=0.9 cm medyan çapına sahip geri dolgu malzemesi kullanılmıştır. İki nolu ivme ölçer (İ2) kesonun tabanına yakın, üç nolu ivme ölçer (İ3) ise kesonun kretine yerleştirilmiştir.

Birinci tip keson modelde olduğu gibi bu model için de taban ivmesine karşılık ivme büyütme grafikleri Şekil 4.8 ve 4.9'da tanımlanan iki farklı konumdaki ivme kayıtlarına bağlı olarak ivme büyütme değerleri birlikte çizilmiştir. Şekillerden görüldüğü gibi birinci tip kesonun davranışına benzer olarak taban ivmesiyle büyütme değerleri artmaktadır. Ancak bu durumda kesonun kretine yakın ivme büyütmeleri kesonun tabanına yakın ivme büyütmelerinden daha büyük değerler aldığı gözlemlenmiştir. Çizelge 4.2'de deneylere ait ivme ve büyütme değerleri özetlenmiştir.



Şekil 4.8 İvme büyütme grafiği ($a_{x\ max}/a_{ort}$), d_{50}=0.9 cm için



Şekil 4.9 İvme büyütme grafiği ($a_{x\ max}/a_{max}$), d_{50}=0.9 cm için

Çizelge 4.2 İvme ölçerden elde edilen veriler (d_{50}=0.9 cm için)

Deney No	Frekans (Hz)	İvme Ölçer No	a_{maks} (g)	a_{ort} (g)	A_m	
					$\frac{a_{x\ max}}{a_{1\ ort}}$	$\frac{a_{x\ max}}{a_{1\ max}}$
1	3	1	0.126	0.108	-	-
		2	0.138	0.101	1.259	1.079
		3	0.136	0.1082	1.278	1.095
2	4	1	0.223	0.207	-	-
		2	0.276	0.225	1.377	1.278
		3	0.285	0.249	1.333	1.238

Çizelge 4.2 Devamı

3	5	1	0.416	0.375	-	-
		2	0.574	0.445	1.491	1.430
		3	0.725	0.469	1.712	1.642
4	6	1	0.590	0.513	-	-
		2	1.672	1.00	1.969	1.880
		3	1.224	0.678	3.021	2.883

4.3 Toprak Basıncı Ölçümlerinin Değerlendirilmesi

Modellerin arkasındaki geri dolgu malzemesinin uyguladığı basınç miktarlarının belirlenmesi amacıyla birinci tip kesona iki, ikinci tip kesona ise dört basınç ölçer yerleştirilmiştir. Bu basınç ölçerler yardımıyla farklı konumlardaki toprak basıncının sarsma esnasındaki değişimleri kayıt edilmiştir. Bu basınç kayıtları Ek-C'de verilen MathCAD'de yazılan bir program vasıtasıyla ortalama basınç değişimi (düzenli bileşen) ve ortalamadan sapan basınç (çalkantı bileşeni) miktarları ayrılmıştır. Böylece keson modelleri 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 Birinci Tip Keson

20 cm yüksekliğindeki birinci tip keson için d_{50}=2.2 cm çaplı geri dolgu malzemesi halinde altı farklı frekans değerinde (a(g)=0.066-1.3), d_{50}=0.9 cm çaplı geri dolgu malzemesi halinde ise üç farklı frekans değerinde (a(g)=0.227-0.590) sarsma tankı deneyleri gerçekleştirilmiştir. d_{50}=2.2 cm çaplı daha iri malzemeye sahip geri dolgunun

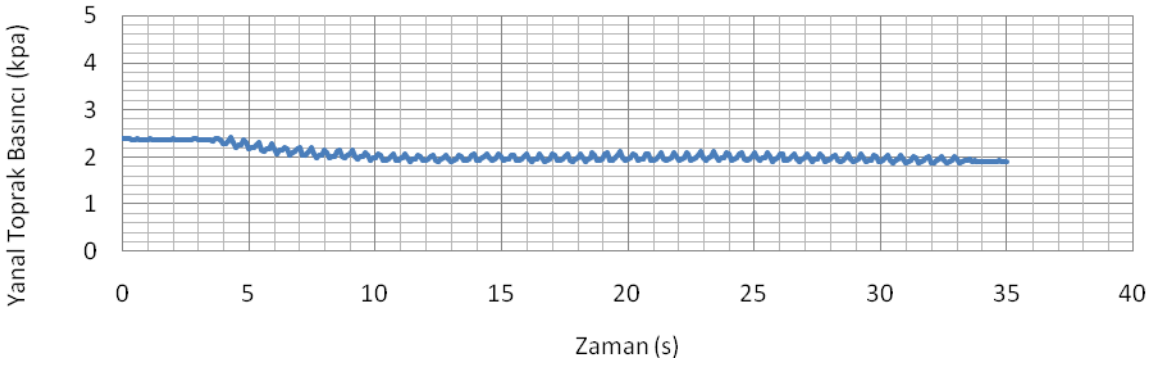
yarattığı basınç değişimleri sırasıyla 4.1 ile 4.21 arasında verilmiştir. Bu şekiller incelendiğinde; öncelikle daha tabana yakın yerleştirilen ölçüm cihazında bulunan toplam toprak basınç (S1 nolu ölçer) değerleri yüzeye yakın olan toplam toprak basıncından (S2 nolu ölçer) daha büyüktür.

Şekillerde kaydın başladığı ilk üç saniye içerisindeki değerler statik toprak basıncını göstermekte ve bundan sonraki basınç değişimleri dinamik bileşeni de içermektedir. Frekansın düşük değerlerinde (f=2-3 Hz) yani taban ivmesinin a(g)=0.066-0.247 aralığında çalkantı bileşenlerinin değişimleri yaklaşık olarak sarsma tankının sinüzoidal hareketi ile uyumlu bir görünüm vermektedir.

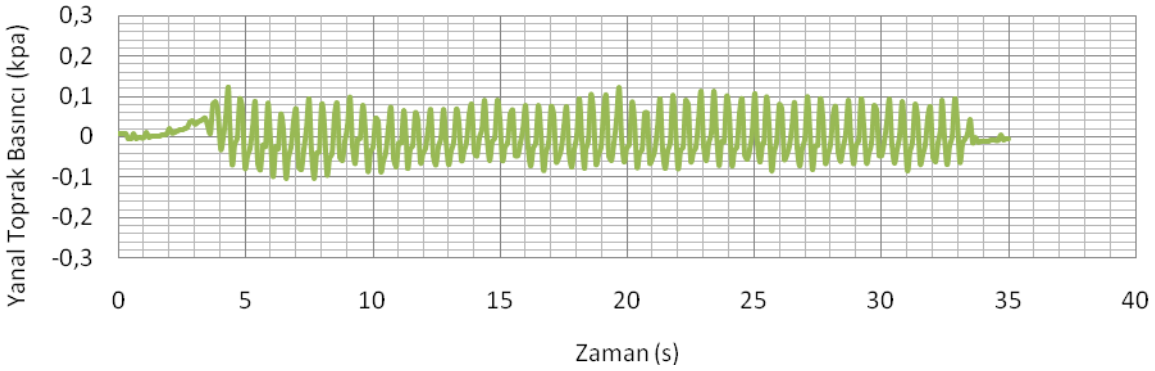
Bu frekans değerleri arasında düzenli basınç bileşenleri zamanla değişen (kararsız) bir görünüm sergilemektedir. Yüzeye yakın 2 nolu toprak basınç ölçere ait düzenli toprak basıncı sarsma anından itibaren az da olsa azalma eğilimindedir. Bunun nedeni sarsma ile birlikte geri dolguda meydana gelen küçük oturmalar ve keson ile taş geri dolgunun farklı atalet etkileridir. Keson sahip olduğu kütle ile birlikte taş geri dolguya göre daha fazla atalet kuvvetine maruz kalmakta ve daha fazla su tarafına doğru (aktif toprak basıncı etkisiyle) ötelenmektedir. Bu durum daha ileride açıklanacak olan deplasman ölçümlerinde görülecektir. Tabana yakın 1 nolu toprak basıncı ölçerinden elde edilen düzenli bileşenler incelendiğinde yine 2 nolu basınç ölçerdeki kadar olmasa da benzer biçimde çok az bir azalma gözlemlenmiştir.

Ancak sarsma frekansı arttıkça 4 Hz ve üstü değerlerde toplam basınç büyümektedir ve basınç değeri statik basınçdan daha büyük değerler almaktadır. Öncelikle yüzeye yakın basınç ölçerlerden alınan sinyallerdeki harmonik değişimler bozulmaktadır. Ayrıca bu basınç ölçerdeki düzenli basınçta azalma eğilimi belirginleşmektedir. Bunun nedeni geri dolgudaki oturmadır. Yüksek frekanslarda 5 Hz ve üzerinde her iki basınç ölçerde de sarsmanın başlamasıyla düzenli harmonik sinyaller artık görülmemektedir. Tabana yakın basınç değerleri artış göstermesine karşın bu frekanslarda yüzeye yakın basınçta frekansın artmasıyla artan düşüş eğilimi görülmektedir. Çünkü frekansın artmasıyla geri dolgudaki çökme artmıştır. 4 Hz ve üzerindeki sarsma deneylerinde harmonik sarsma altında dahi basınçtaki harmoniklik tamamen kaybolmaktadır. Bunun nedeni oldukça iri ve yeterince üniform olmayan olan geri dolgu malzeme ile keson modelin dinamik

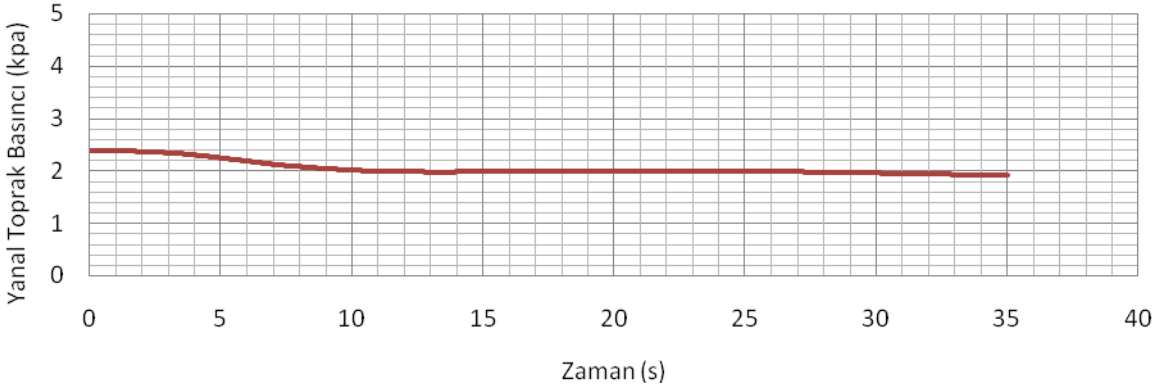
yükler altında farklı atalet kuvvetlerine maruz olmasıdır. Her iki yapı üzerindeki dinamik kuvvetler farklı fazlarda zamansal davranış göstererek etkileşmektedir.



(a)Toplam toprak basıncı



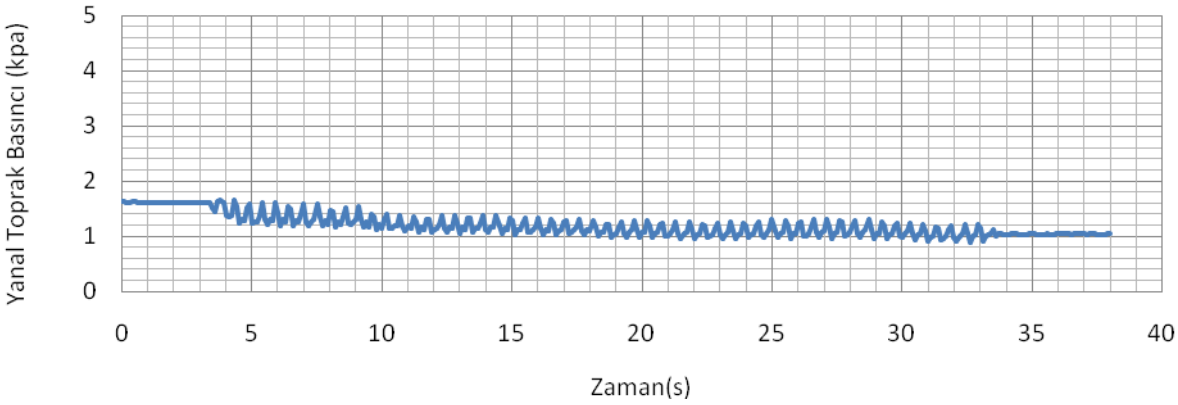
(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni



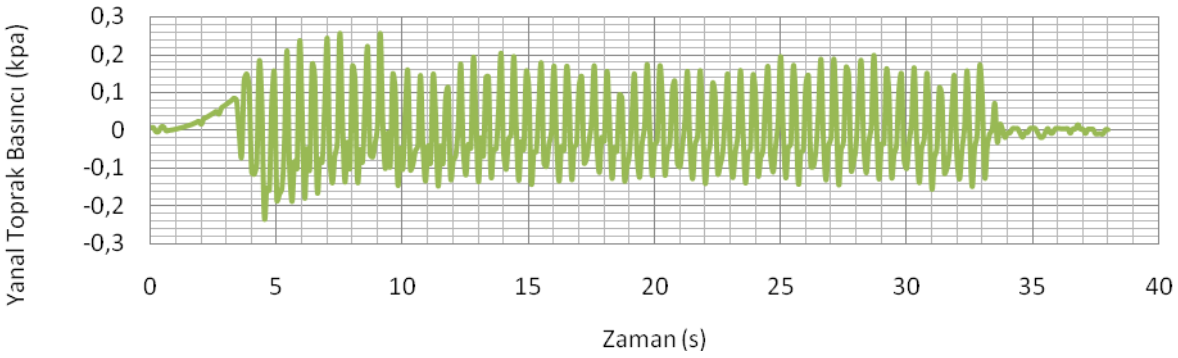
(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

Şekil 4.10 1 nolu toprak basıncı ölçer verilerinin tarihçesi (Deney No 1,

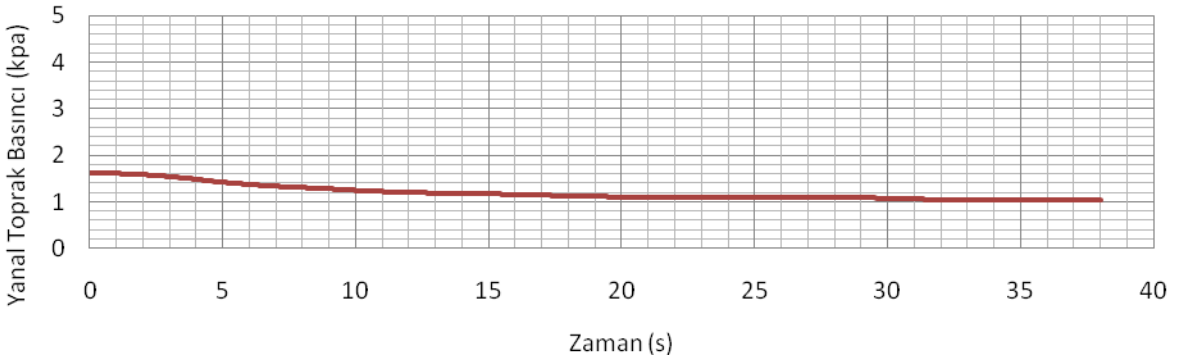
f=2 Hz, a(g)=0.066, d_{50}=2.2 cm)



(a)Toplam toprak basıncı

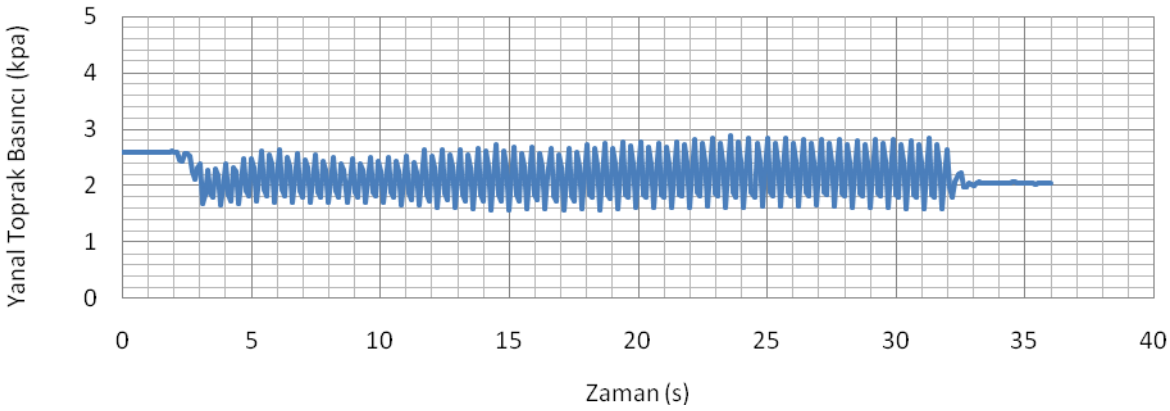


(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni

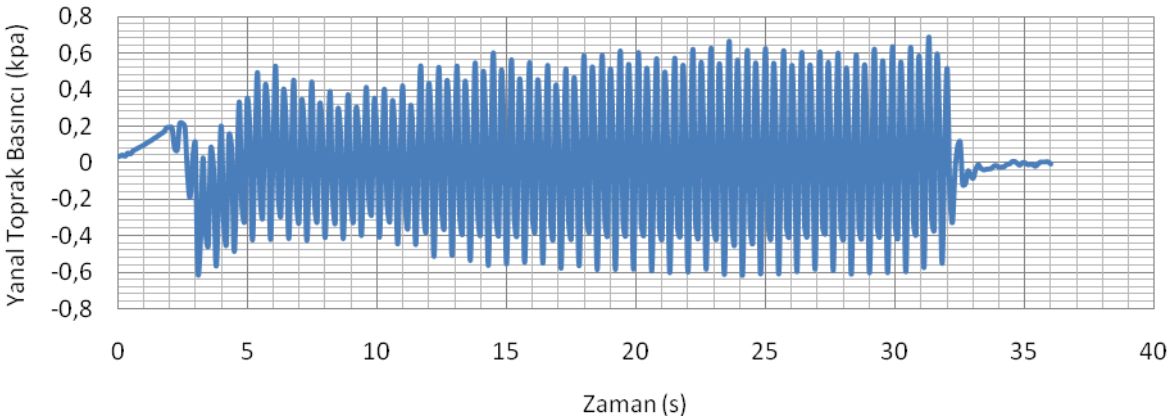


(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

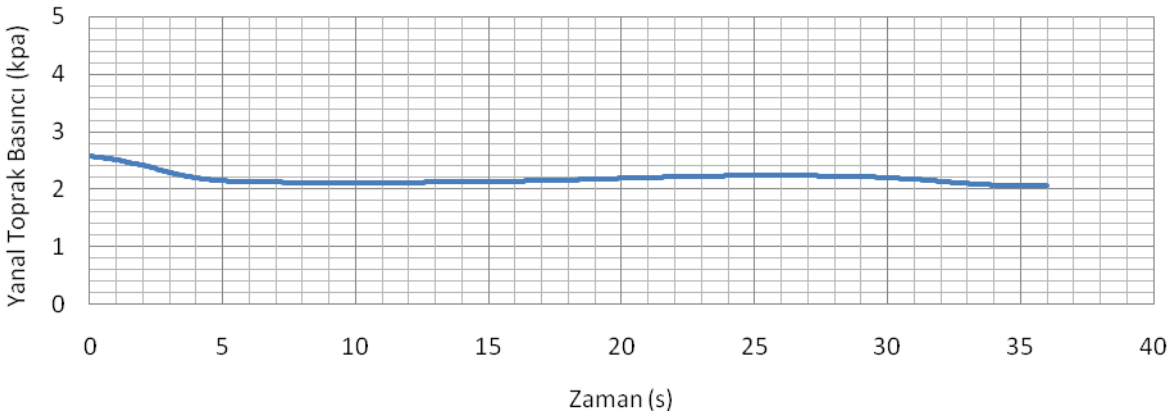
Şekil 4.11 2 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No 1, f=2 Hz, a(g)=0.066, d_{50}=2.2 cm)



(a)Toplam toprak basıncı

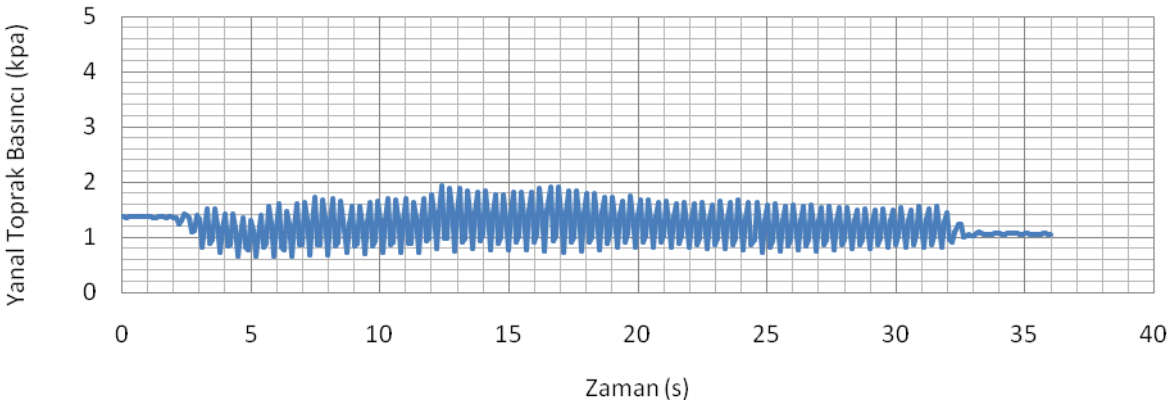


(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni

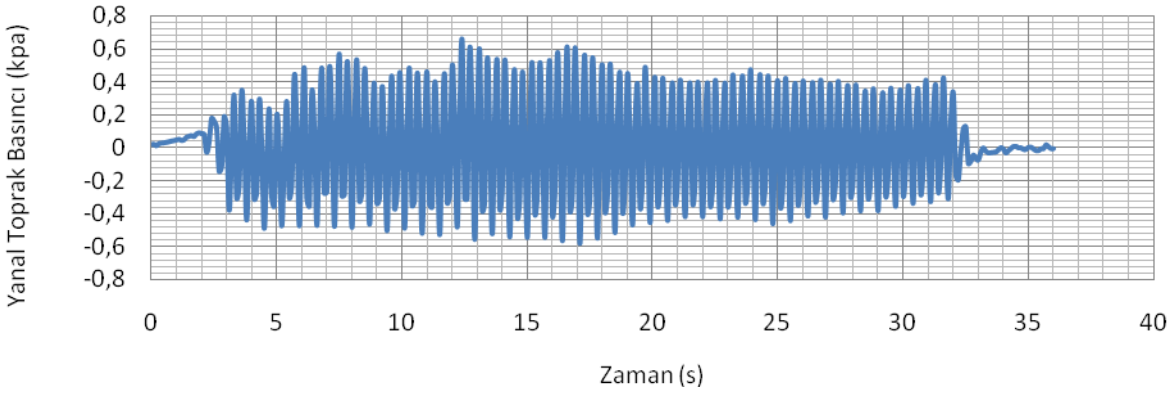


(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

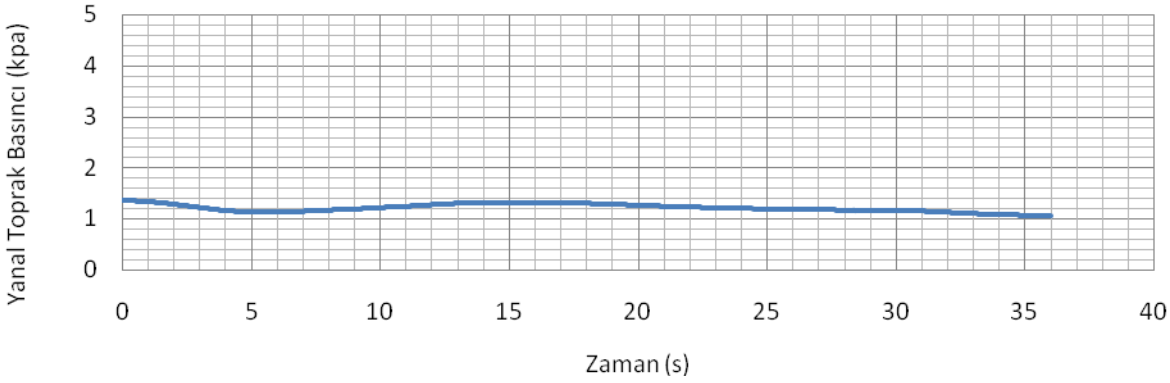
Şekil 4.12 1 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No 2, f=3 Hz, a(g)=0.247, d_{50}=2.2 cm)



(a)Toplam toprak basıncı

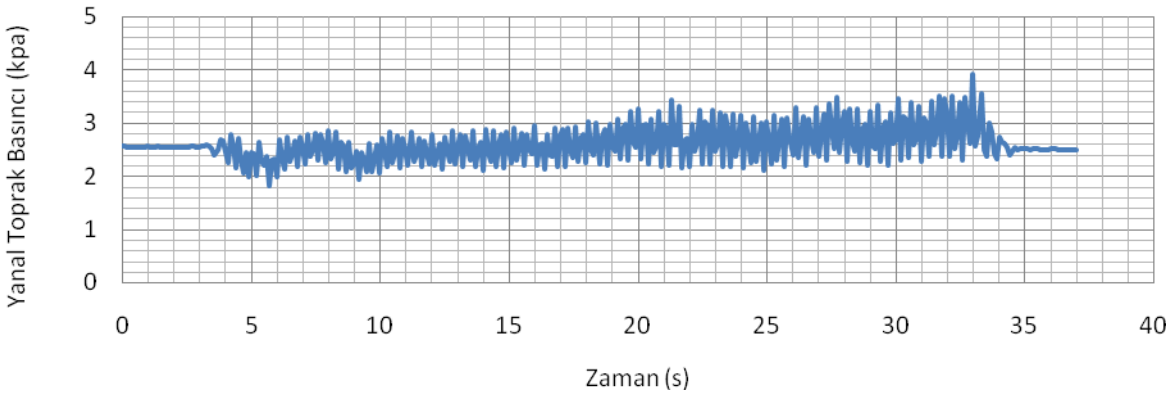


(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni

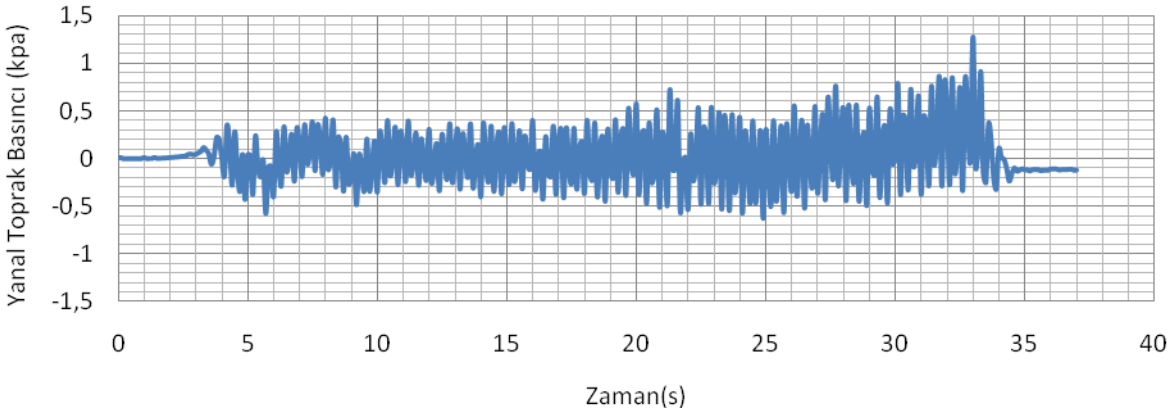


(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

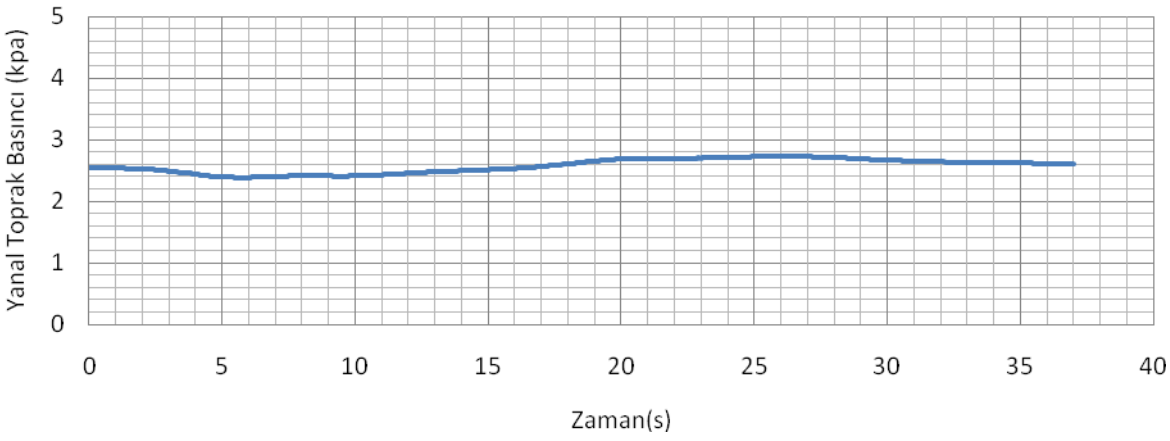
Şekil 4.13 2 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No 2, f=3 Hz, a(g)=0.247, d_{50}=2.2 cm)



(a)Toplam toprak basıncı

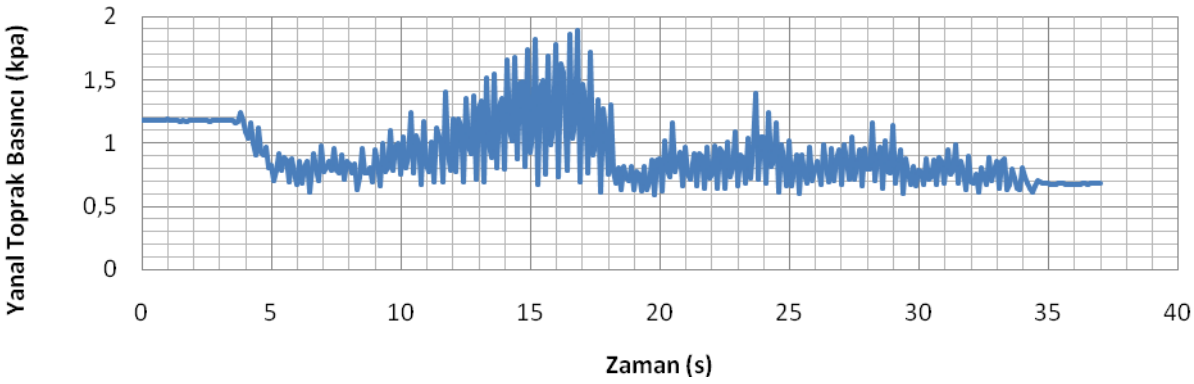


(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni

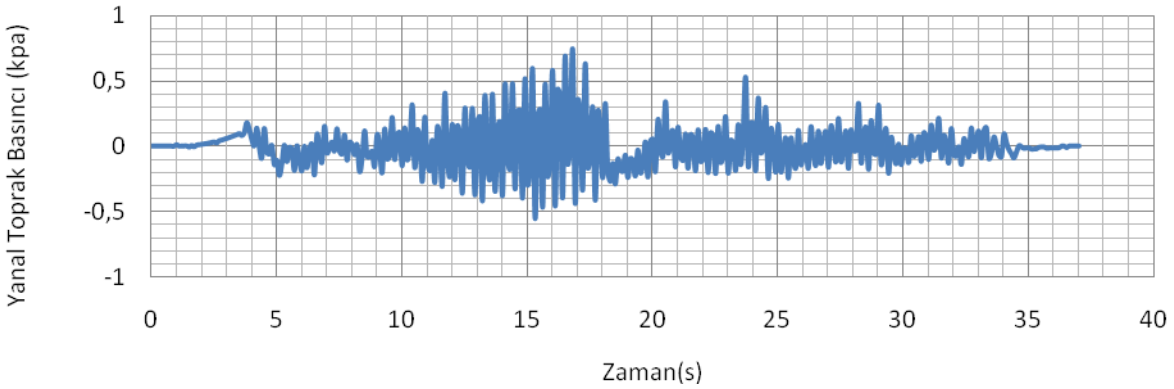


(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

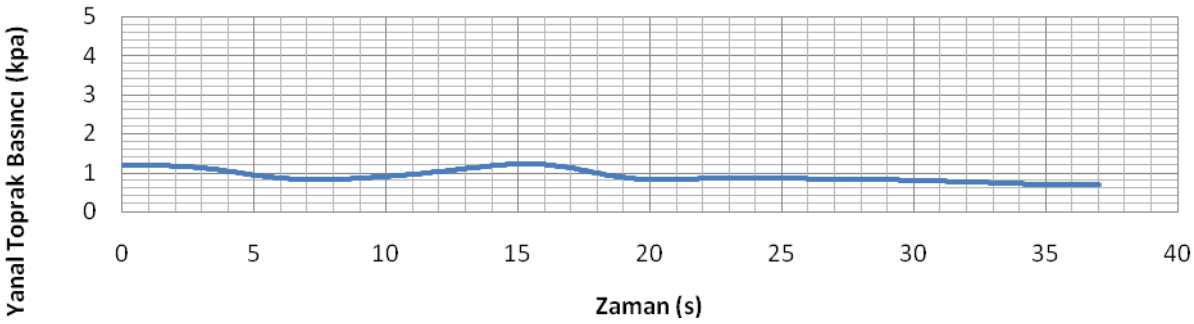
Şekil 4.14 1 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No 3, f=4 Hz, a(g)=0.270, d_{50}=2.2 cm)



(a)Toplam toprak basıncı

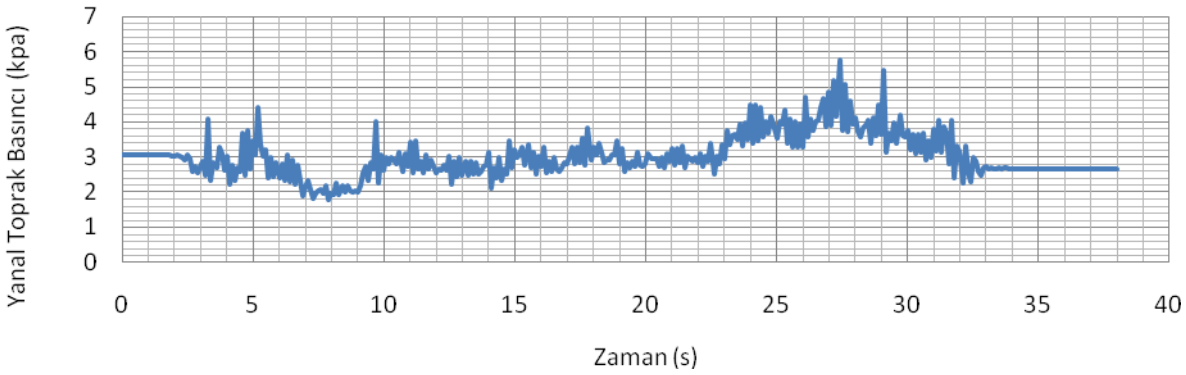


(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni

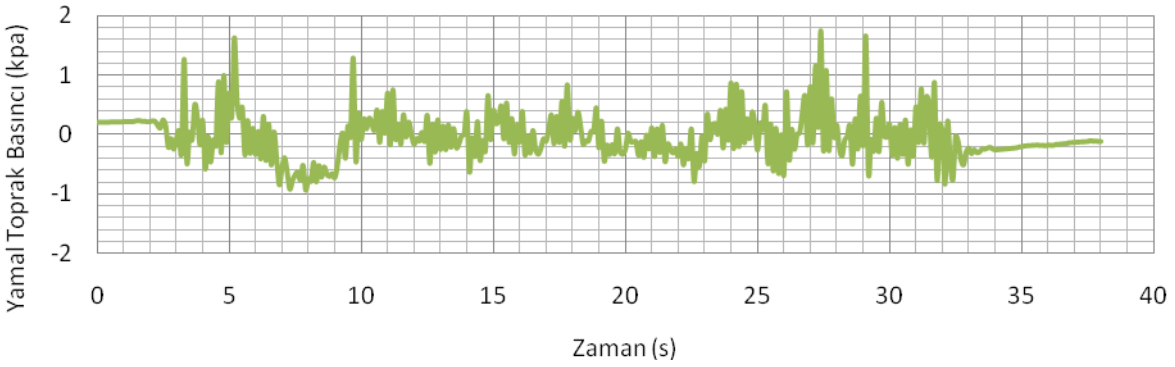


(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

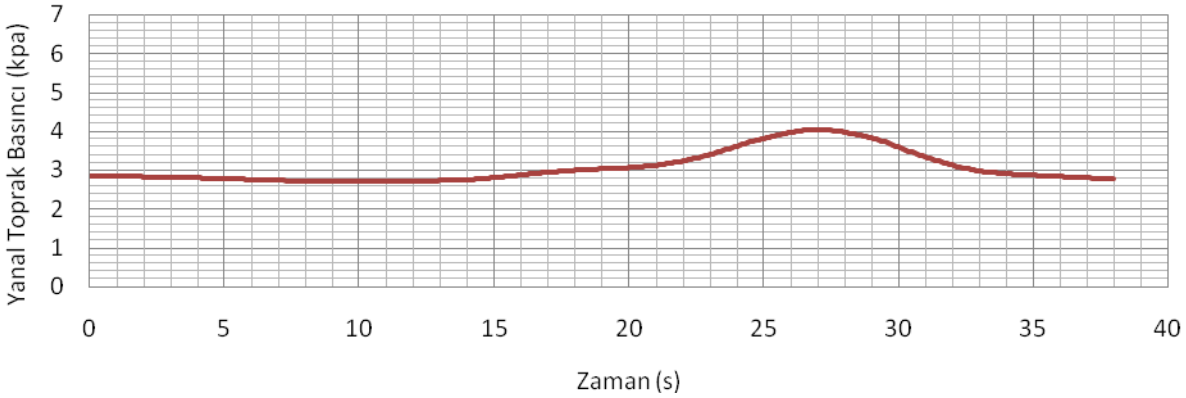
Şekil 4.15 2 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No 3, f=4 Hz, a(g)=0.270, d_{50}=2.2 cm)



(a)Toplam toprak basıncı

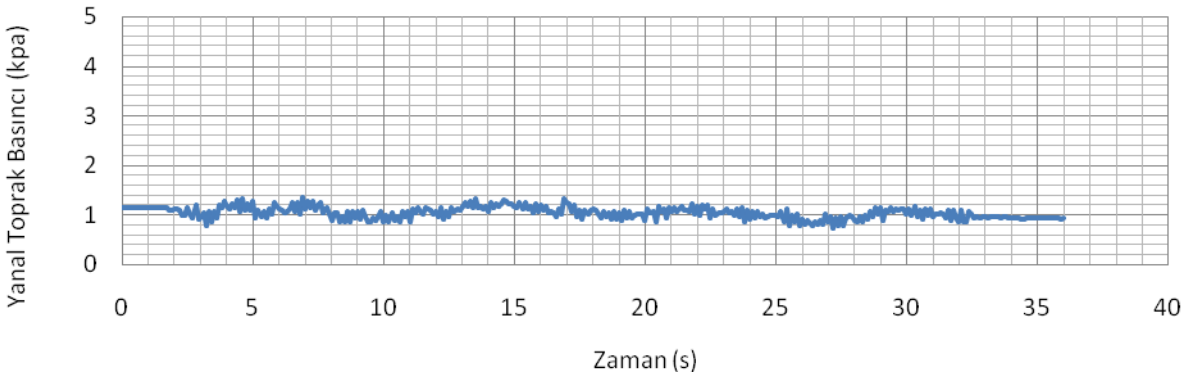


(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni

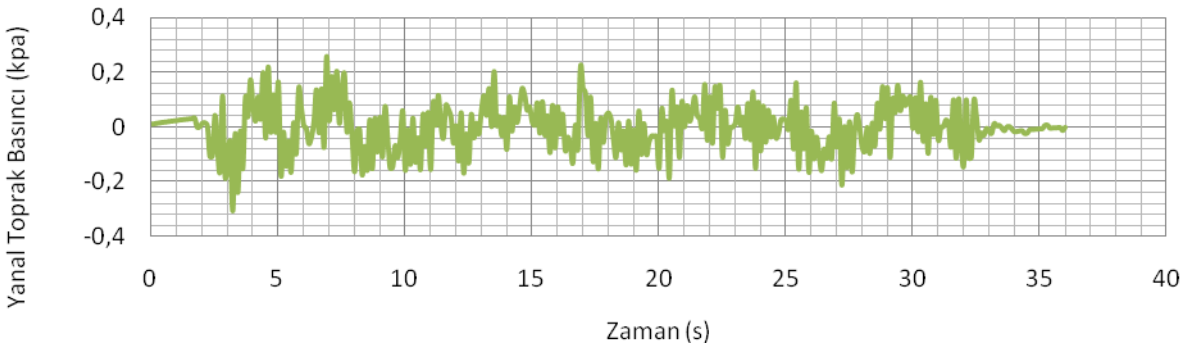


(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

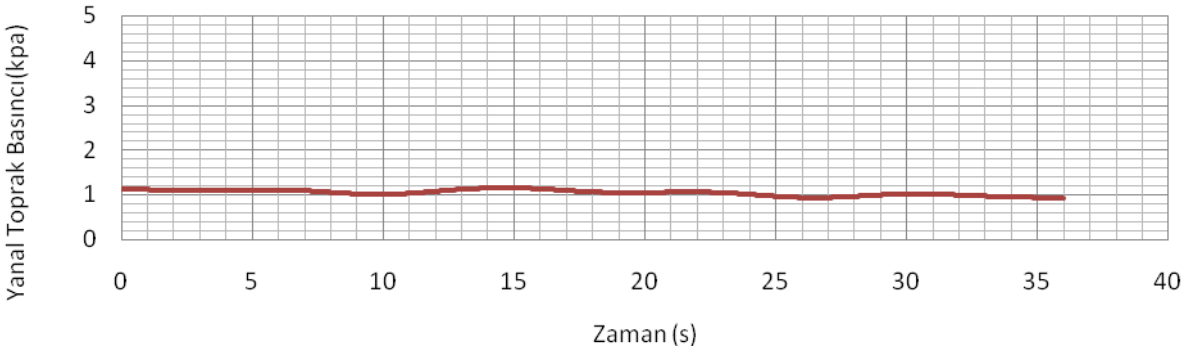
Şekil 4.16 1 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No 4, f=5 Hz, a(g)=0.381, d_{50}=2.2 cm)



(a)Toplam toprak basıncı

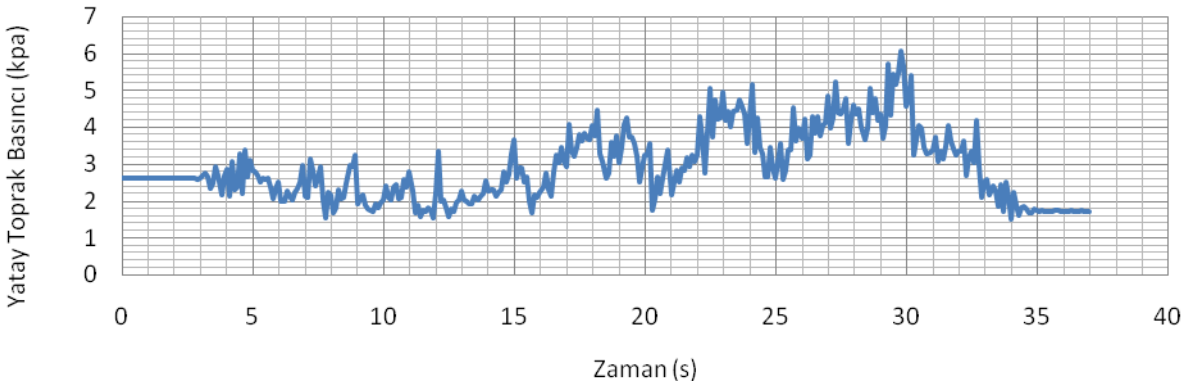


(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni

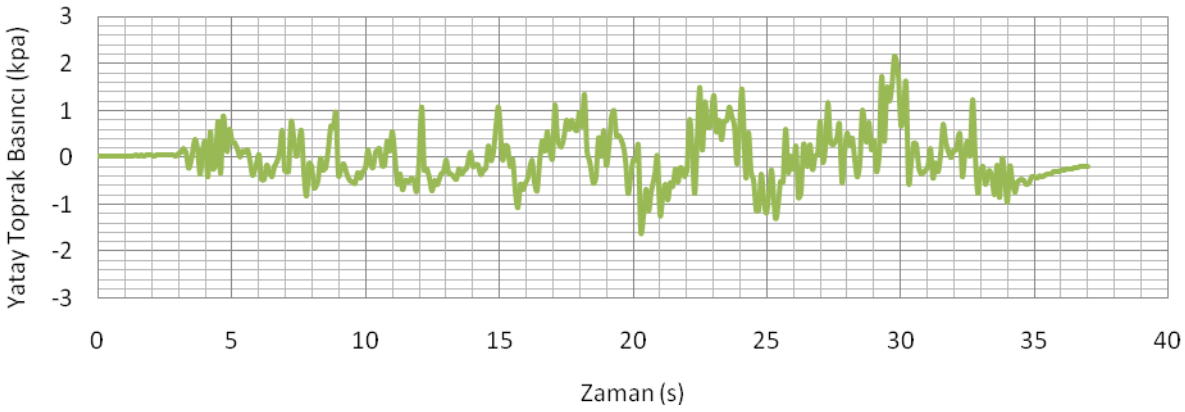


(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

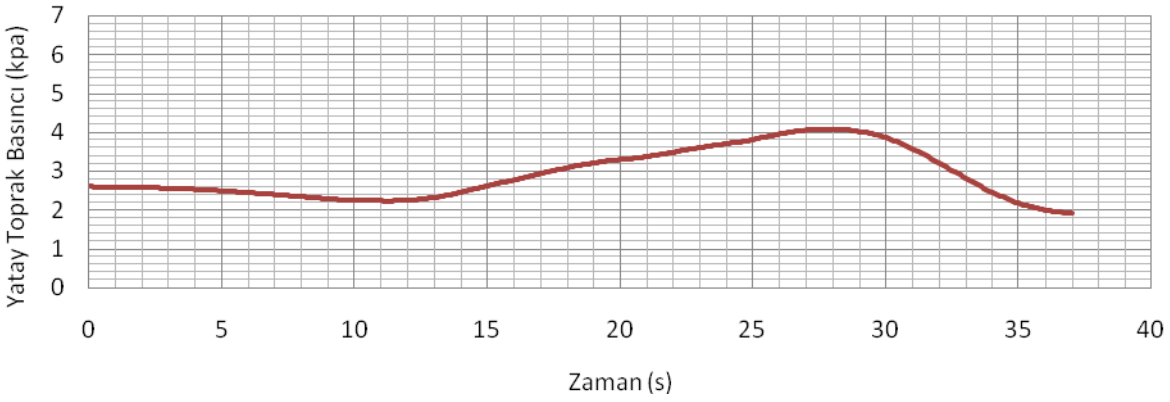
Şekil 4.17 2 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No 4, f=5 Hz, a(g)=0.381, d_{50}=2.2 cm)



(a)Toplam toprak basıncı

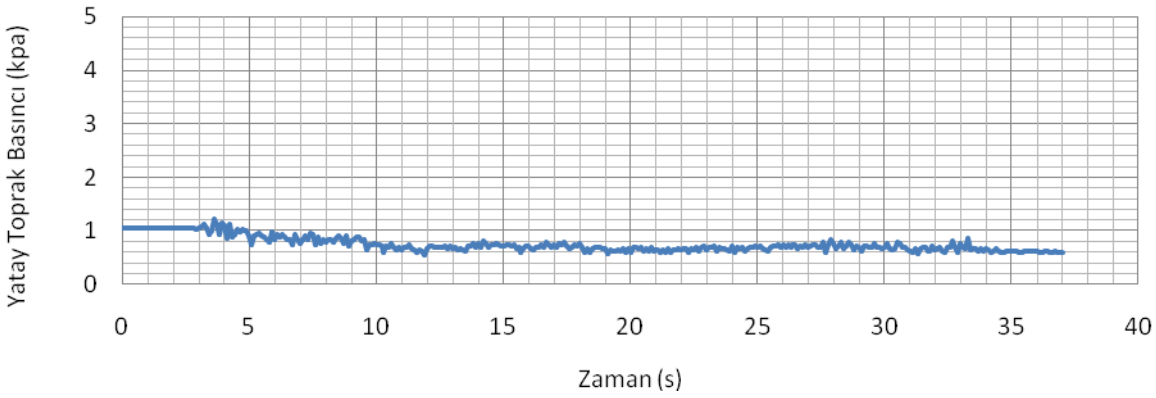


(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni

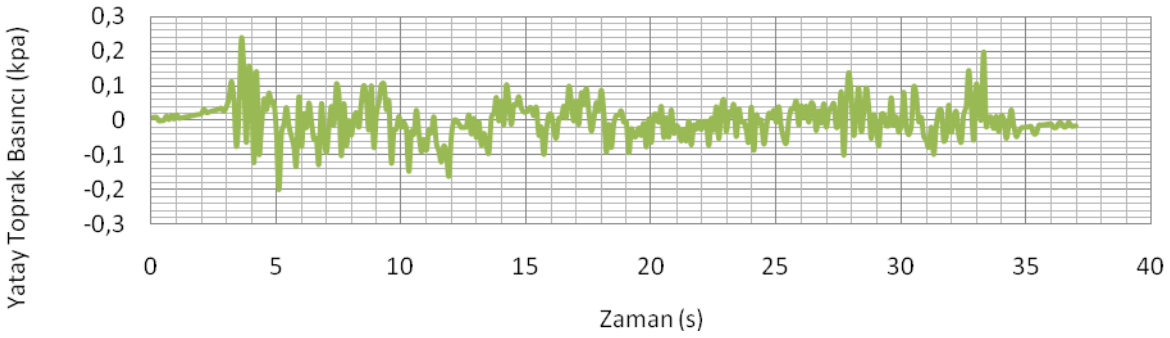


(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

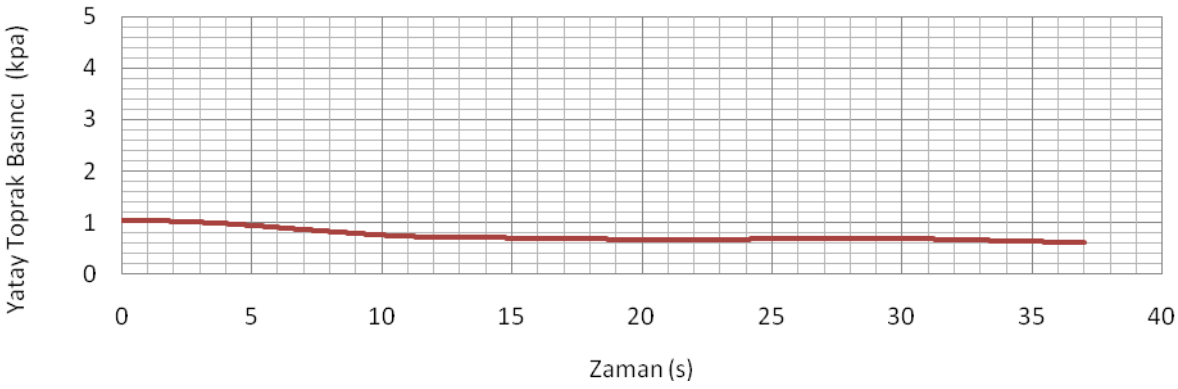
Şekil 4.18 1 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No 5, f=6 Hz, a(g)=0.496, d_{50}=2.2 cm)



(a)Toplam toprak basıncı

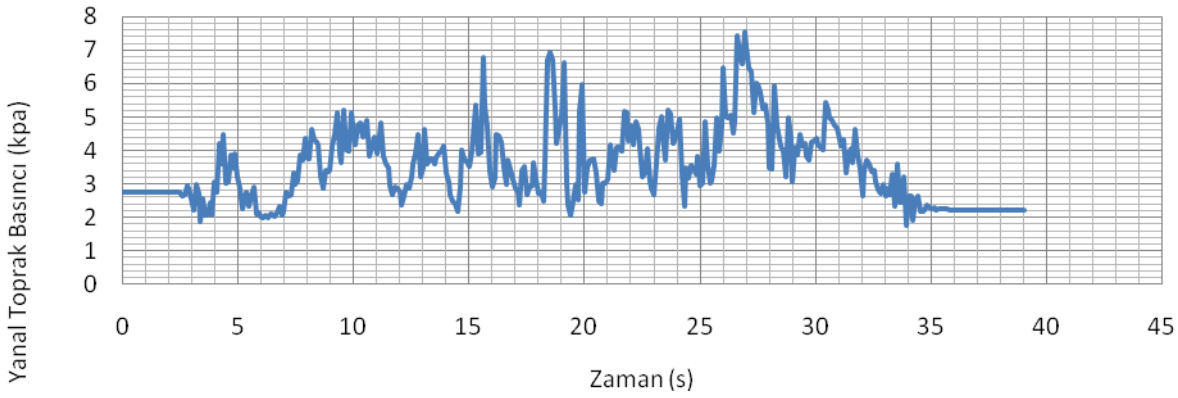


(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni

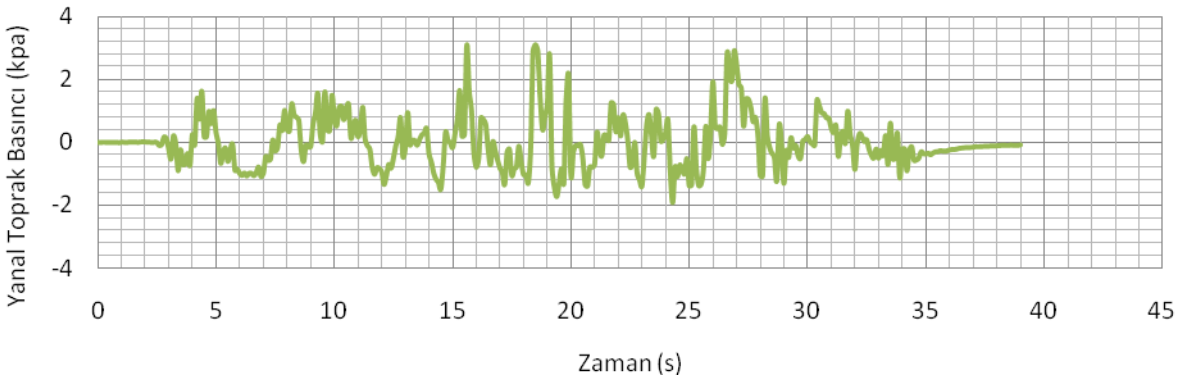


(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

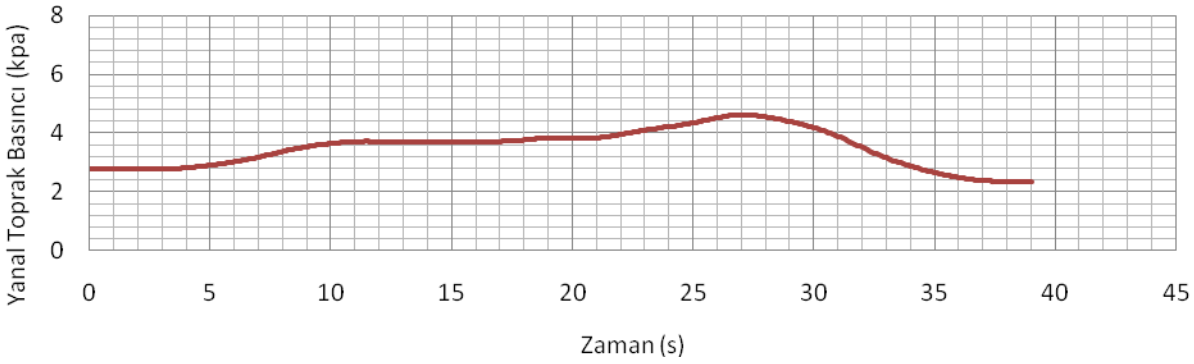
Şekil 4.19 2 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No 5, f=6 Hz, a(g)=0.496, d_{50}=2.2 cm)



(a)Toplam toprak basıncı

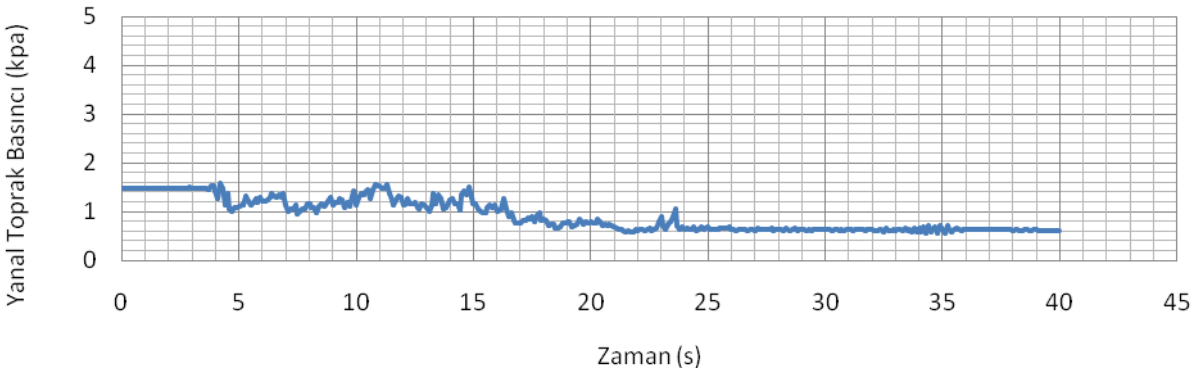


(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni

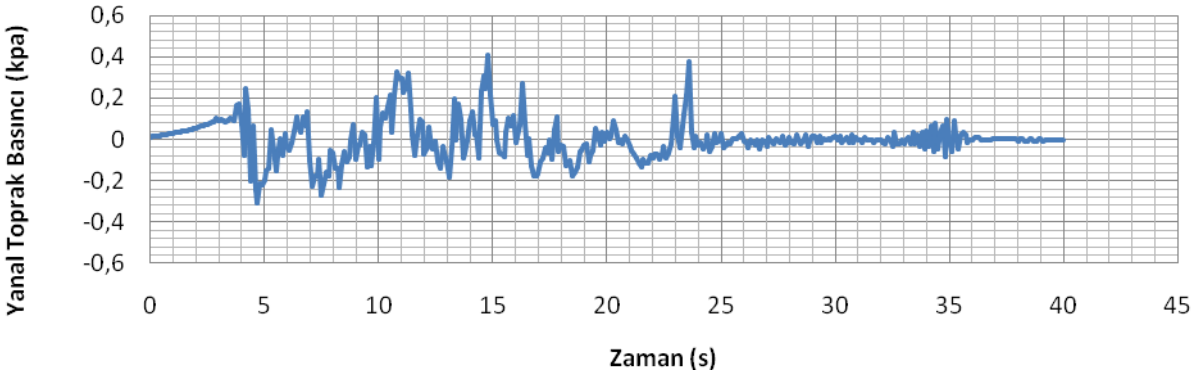


(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

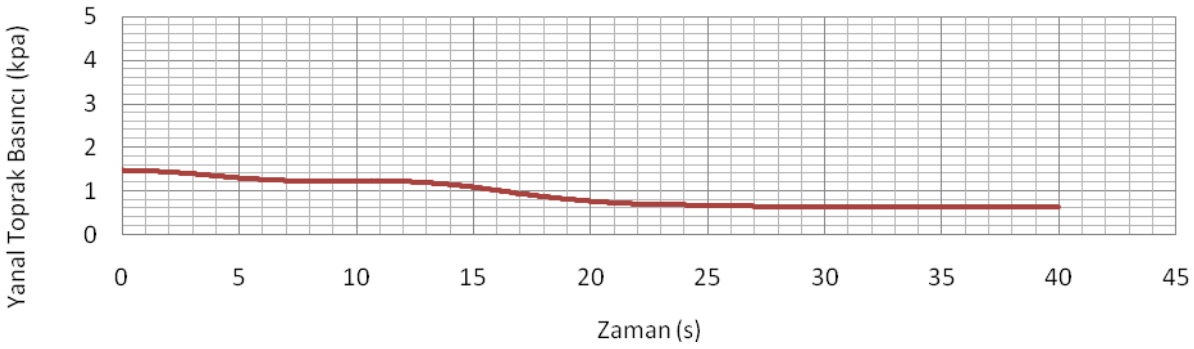
Şekil 4.20 1 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No 6, f=7 Hz, a(g)=0.675, d_{50}=2.2 cm)



(a)Toplam toprak basıncı



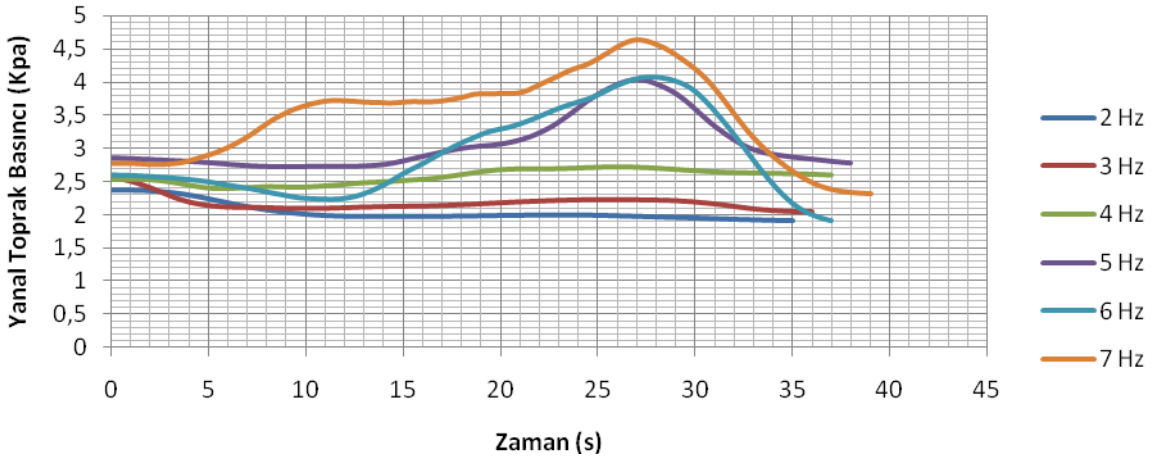
(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni



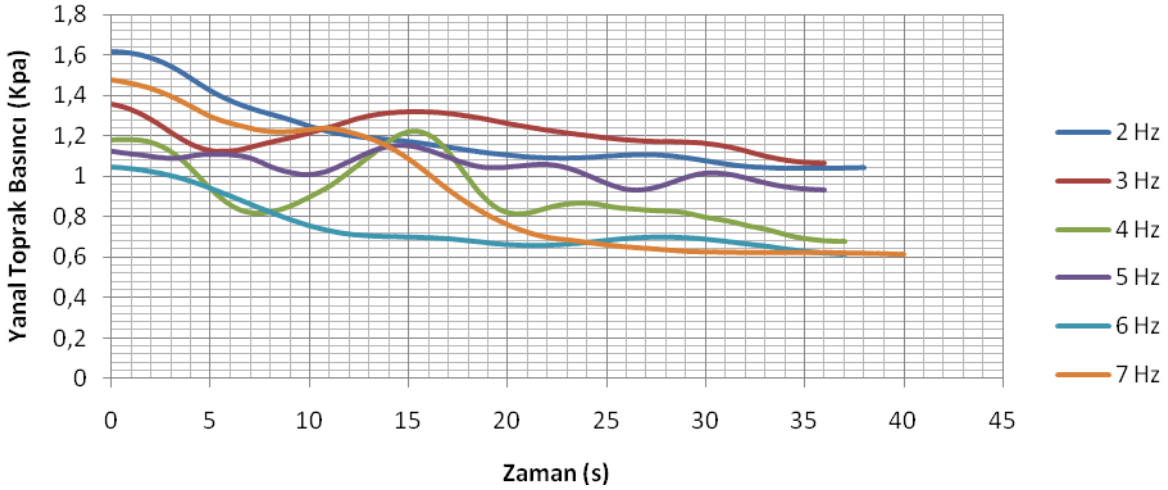
(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

Şekil 4.21 2 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No 6, f=7 Hz, a(g)=0.675, d_{50}=2.2 cm)

Sırasıyla, Şekil 4.22 ve Şekil 4.23'te tabana ve yüzeye yakın düzenli basınçların farklı sarsma frekansları altındaki zamansal değişimleri birlikte çizilmiştir. Tabana yakın düzenli basınç bileşeni 2 ve 3 Hz'lik sarsmalar haricinde belirgin artış göstermektedir. Basınçlardaki artış 25 s'nin üzerinde azalma eğilimi göstermektedir çünkü bu zamandan itibaren kesonda su tarafına doğru aşırı öteleme yaparak geri dolgu zeminden ayrılmaya ve eğilmeye başlamaktadır. Yüzeye yakın düzenli basıncın zamansal değişimine bakıldığında ise artan frekansla meydana gelen azalma da artmaktadır, çünkü geri dolgudaki oturma artmakta ve maruz kaldığı geri dolgu yükü düşmektedir.

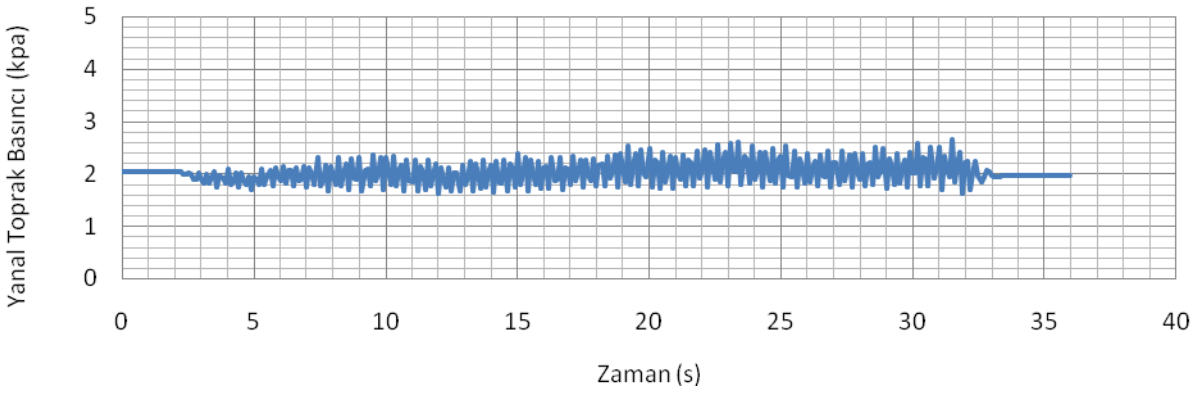


Şekil 4.22 1 nolu toprak basıncı ölçerinden elde edilen toplam toprak basıncının düzenli bileşeni

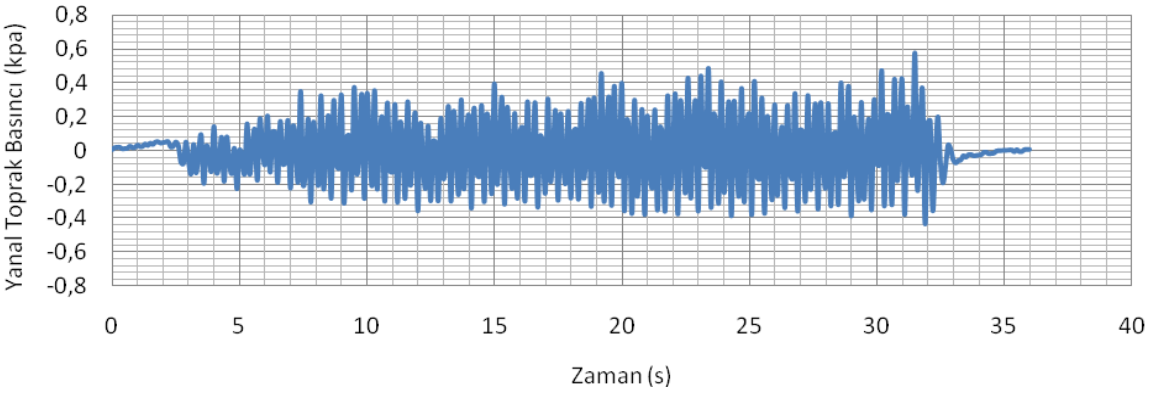


Şekil 4.23 2 nolu toprak basıncı ölçerinden elde edilen toplam toprak basıncının düzenli bileşeni

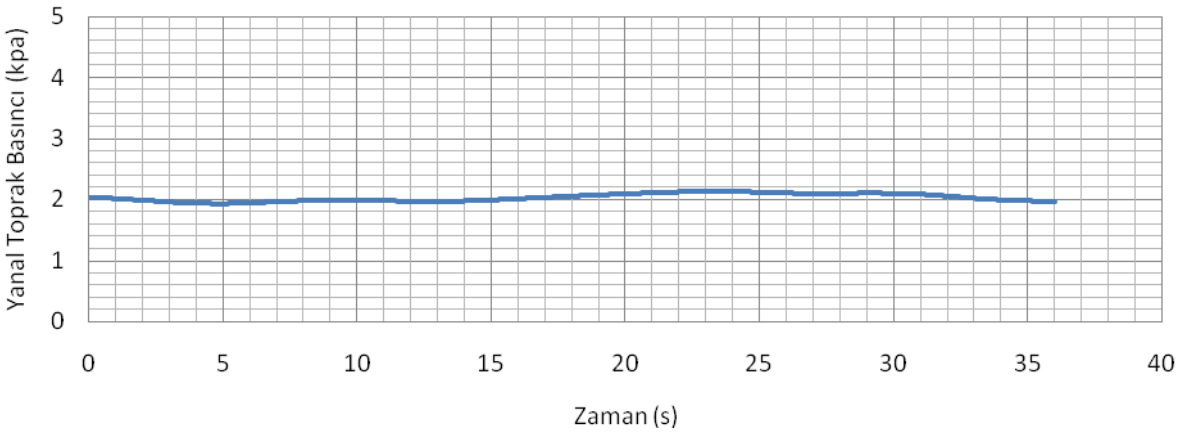
Şekil 4.24'ten 4.29'a kadar daha ince malzemeden oluşturulan (d_{50}=0.9cm) geri dolgunun neden olduğu toplam, çalkantı ve düzenli basınçların zamansal değişimleri 4, 5 ve 6 Hz için çizilmiştir. Basınçlardaki değişimler iri malzeme ile yapılan deneylere benzer sonuçlar göstermesine karşın basınç değişimlerdeki harmonik görüntünün bozulması daha yüksek frekanslarda meydana gelmektedir. Bu durum 5 Hz ve üzerinde görülmüştür.



(a)Toplam toprak basıncı

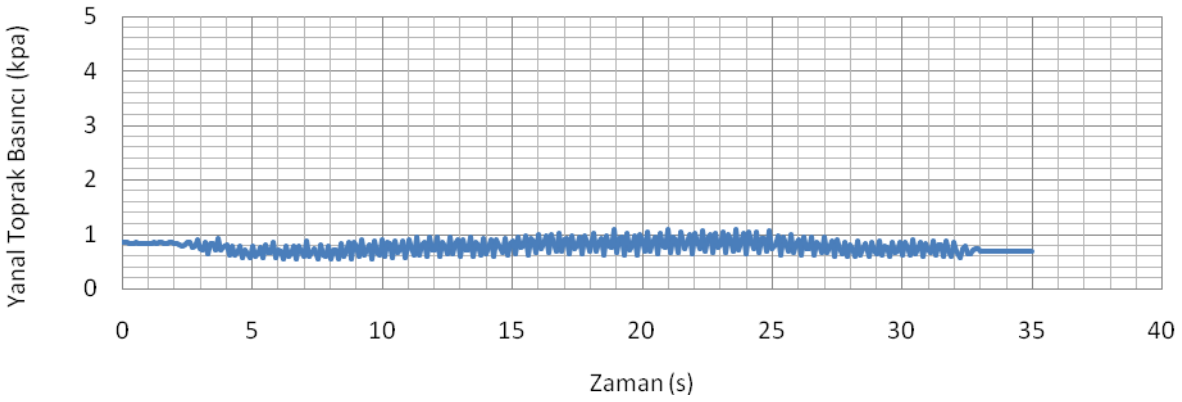


(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni

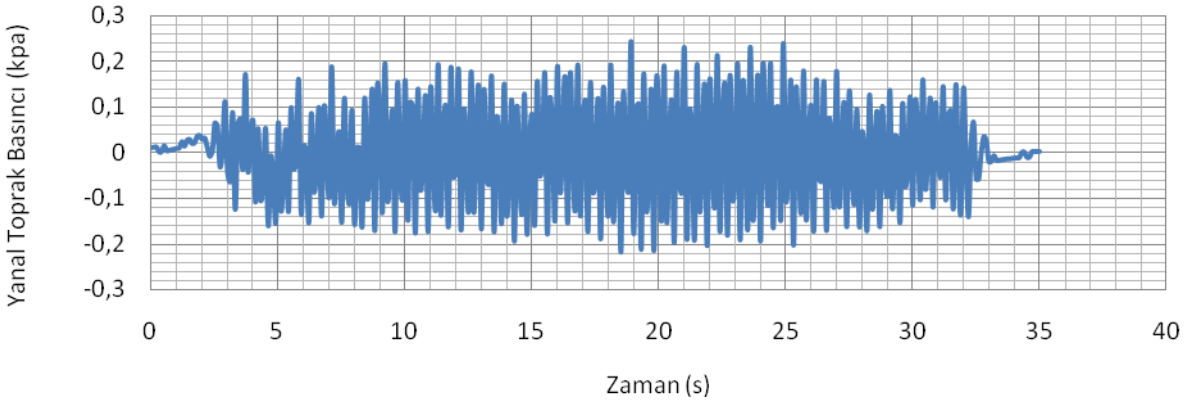


(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

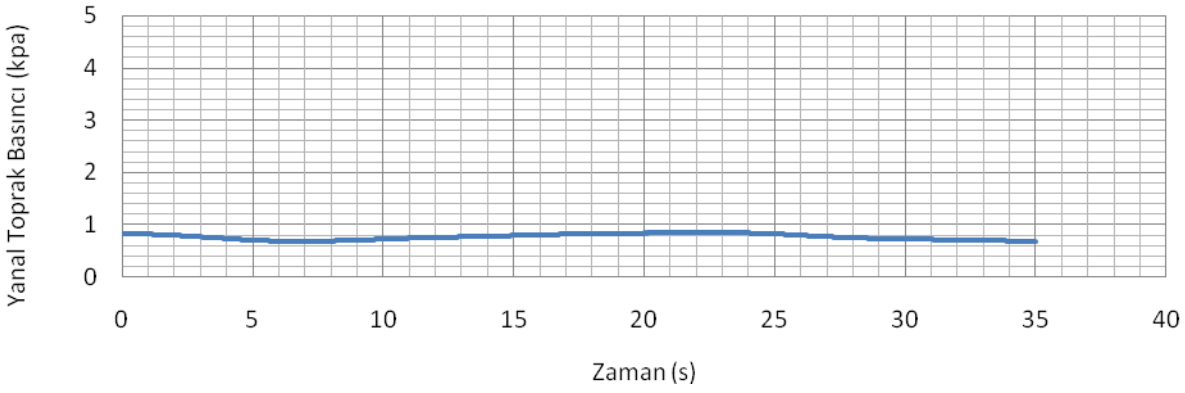
Şekil 4.24 1 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 7, f=4 Hz, a(g)=0.227, d_{50}=0.9 cm)



(a)Toplam toprak basıncı

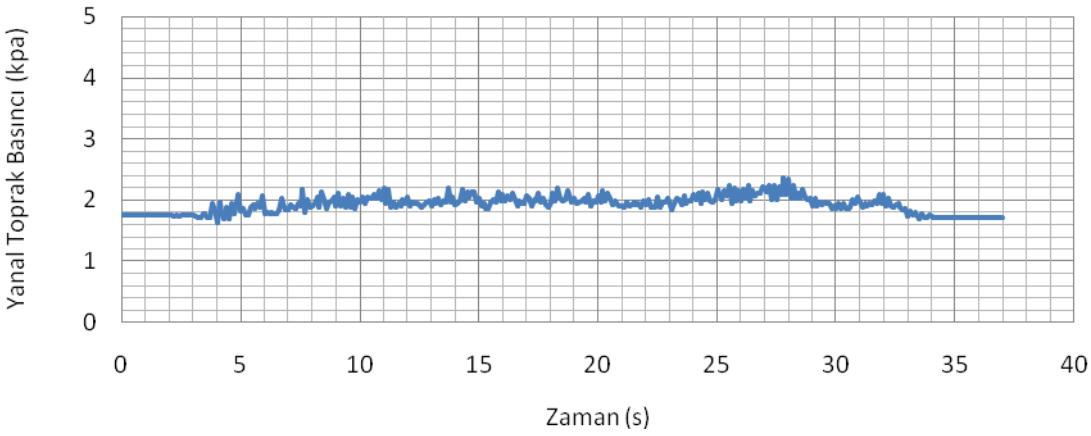


(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni

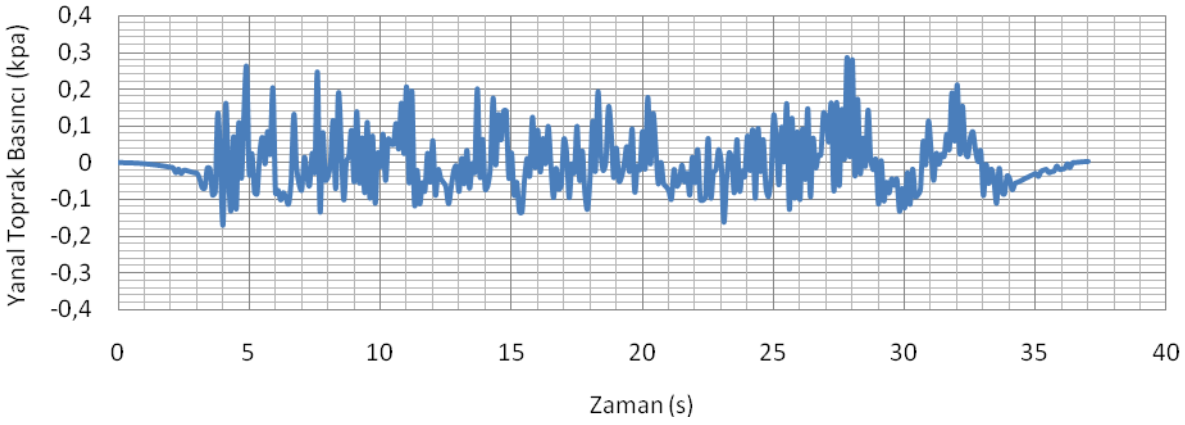


(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

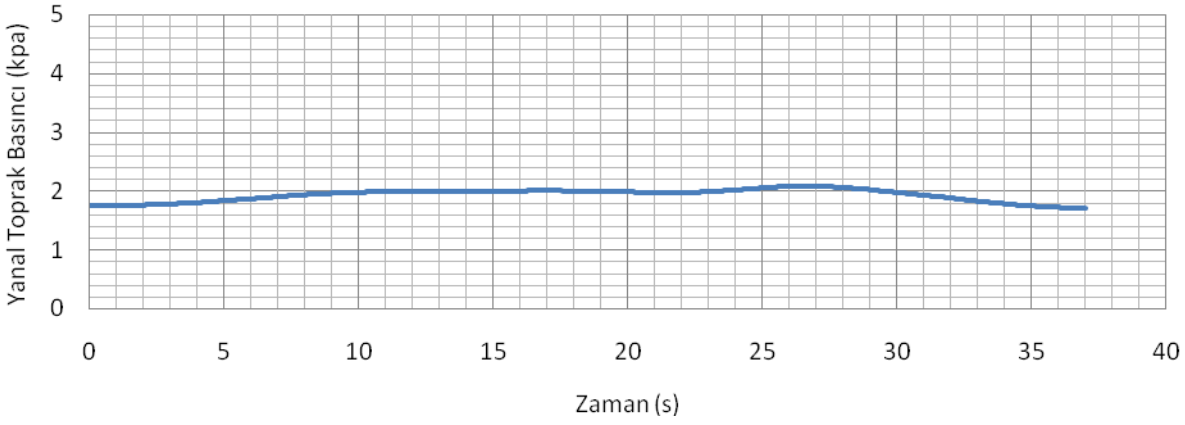
Şekil 4.25 2 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 7, f=4 Hz, a(g)=0.227, d_{50}=0.9 cm)



(a)Toplam toprak basıncı

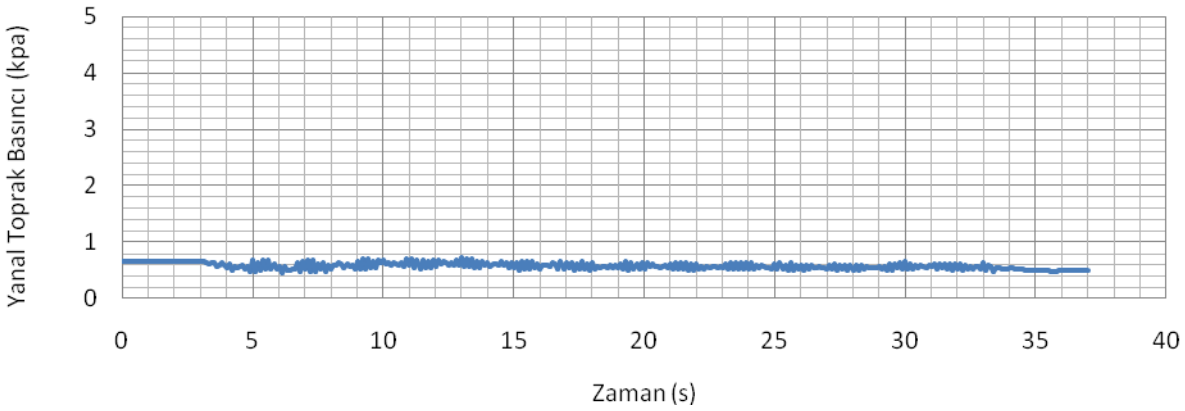


(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni

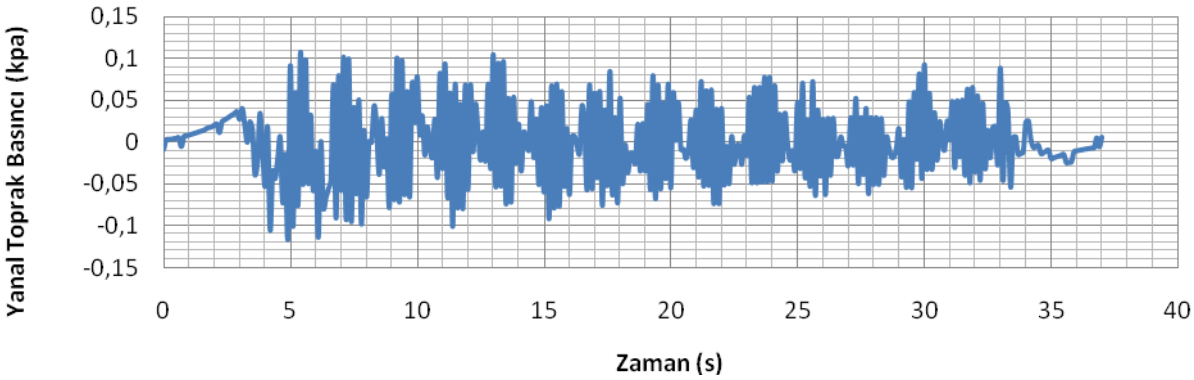


(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

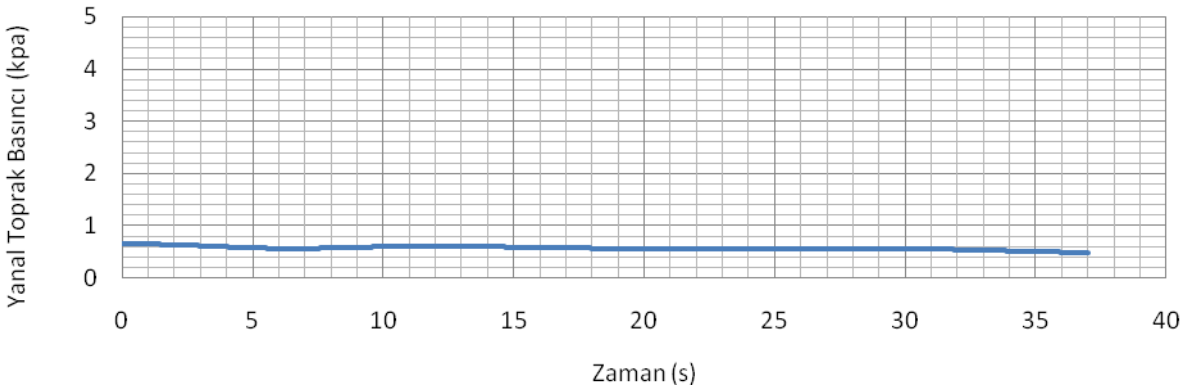
Şekil 4.26 1 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 8, f=5 Hz, a(g)=0.367, d_{50}=0.9 cm)



(a)Toplam toprak basıncı

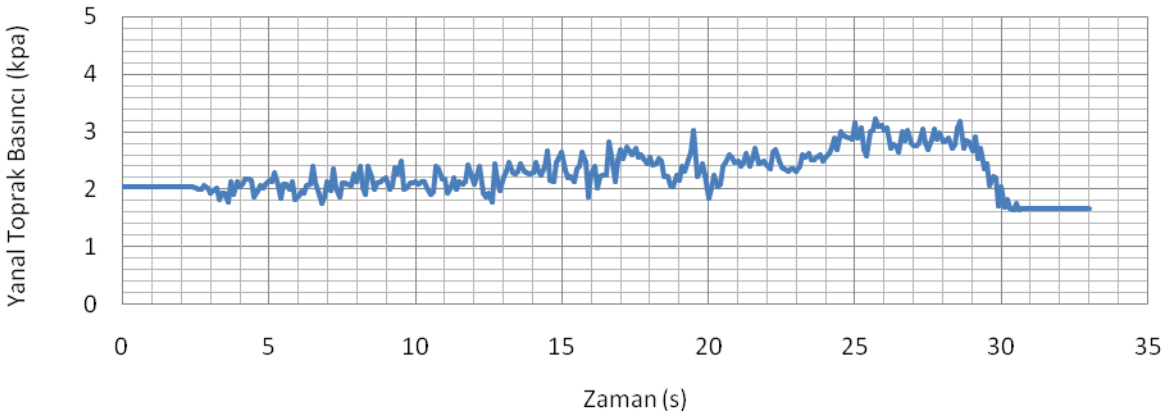


(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni

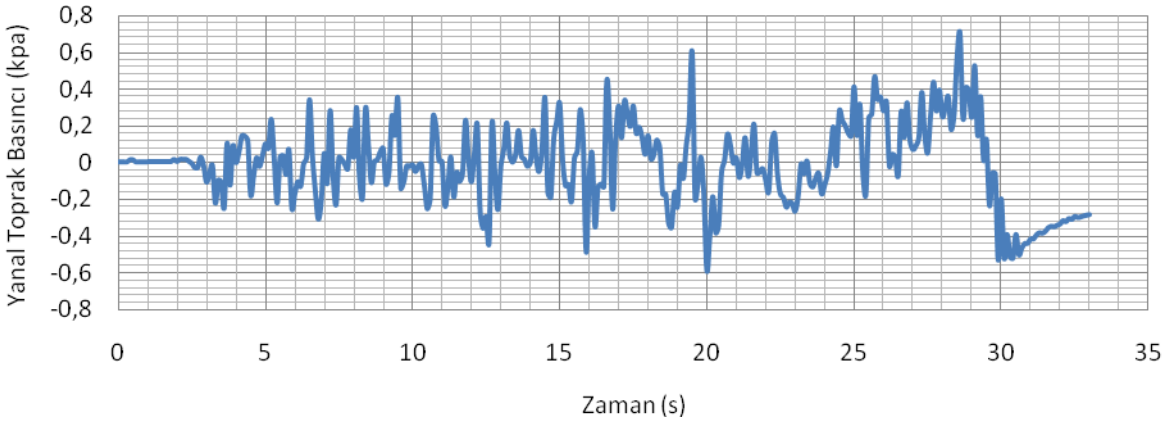


(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

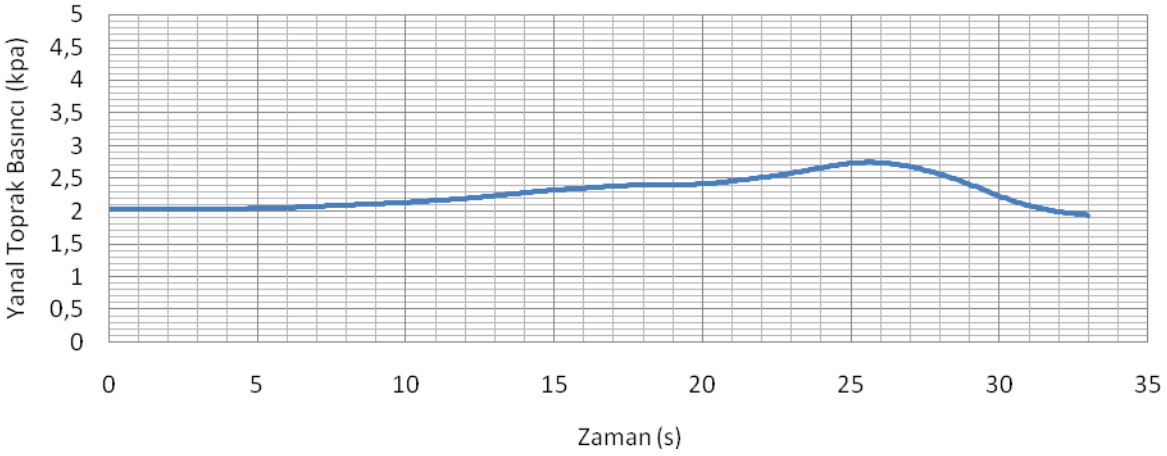
Şekil 4.27 2 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 8, f=5 Hz, a(g)=0.367, d_{50}=0.9 cm)



(a)Toplam toprak basıncı

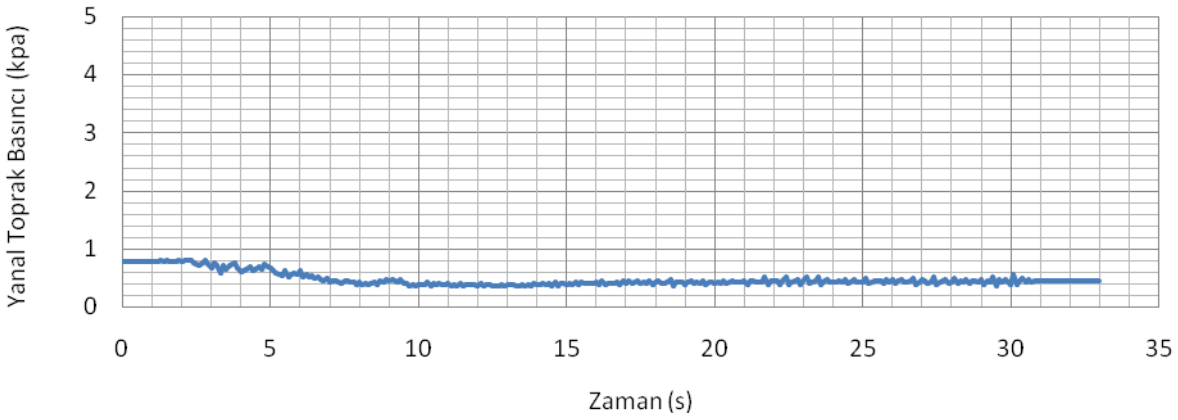


(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni

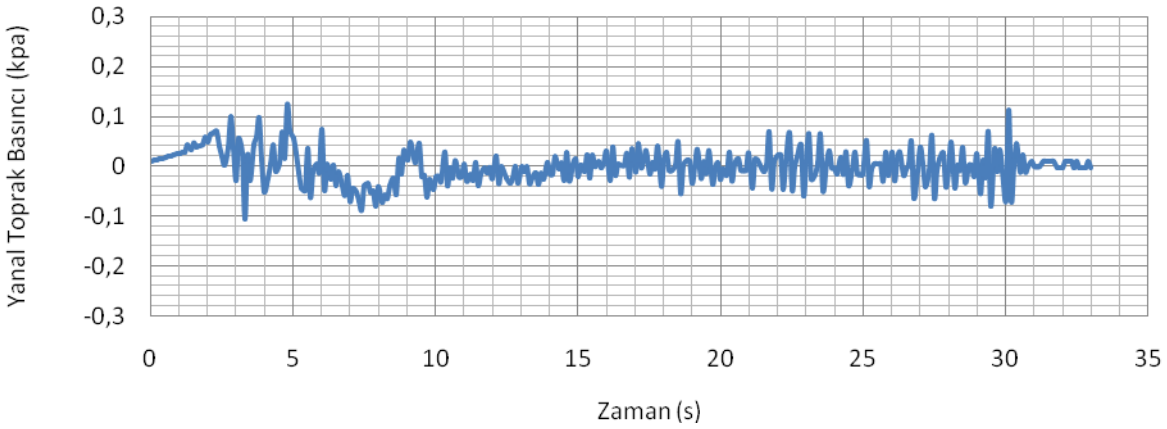


(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

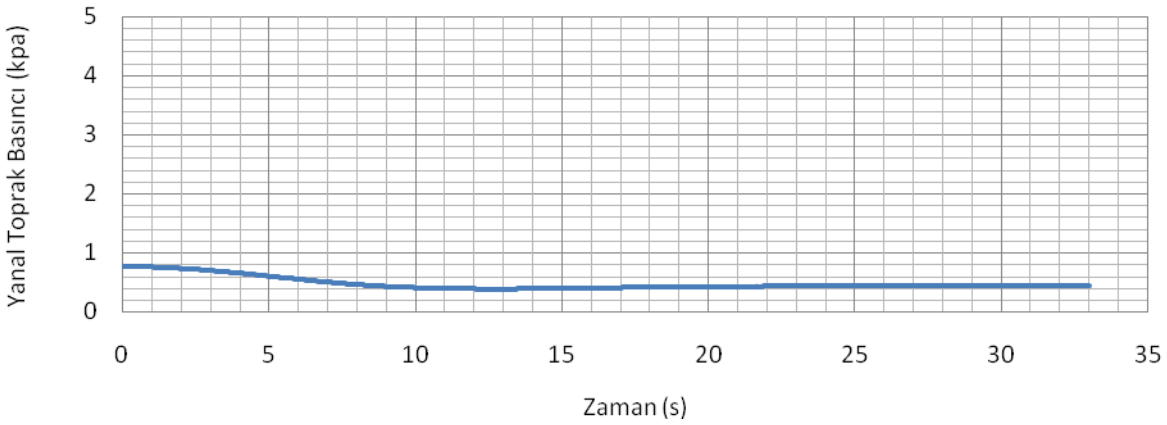
Şekil 4.28 1 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 9, f=6 Hz, a(g)=0.49, d_{50}=0.9 cm)



(a)Toplam toprak basıncı



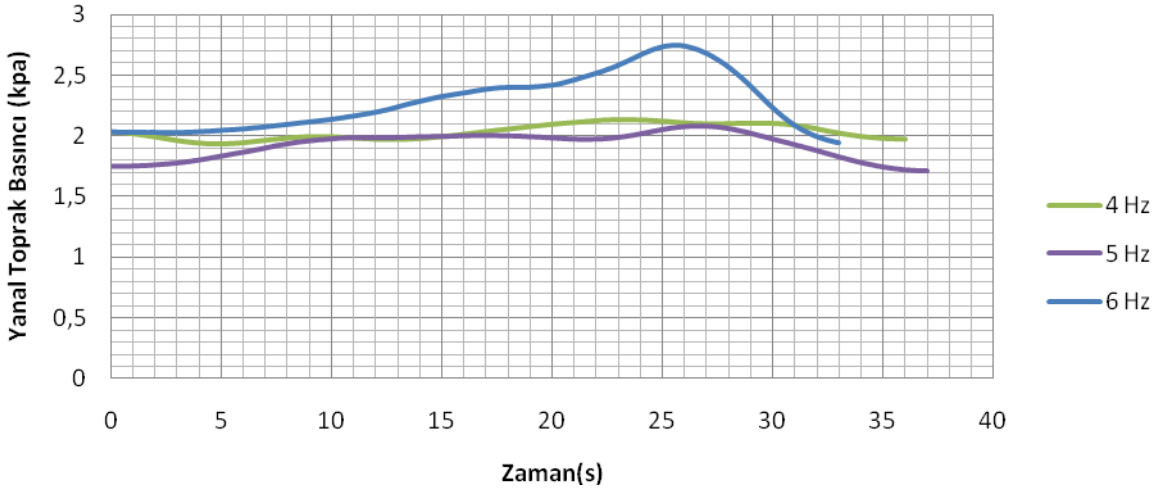
(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni



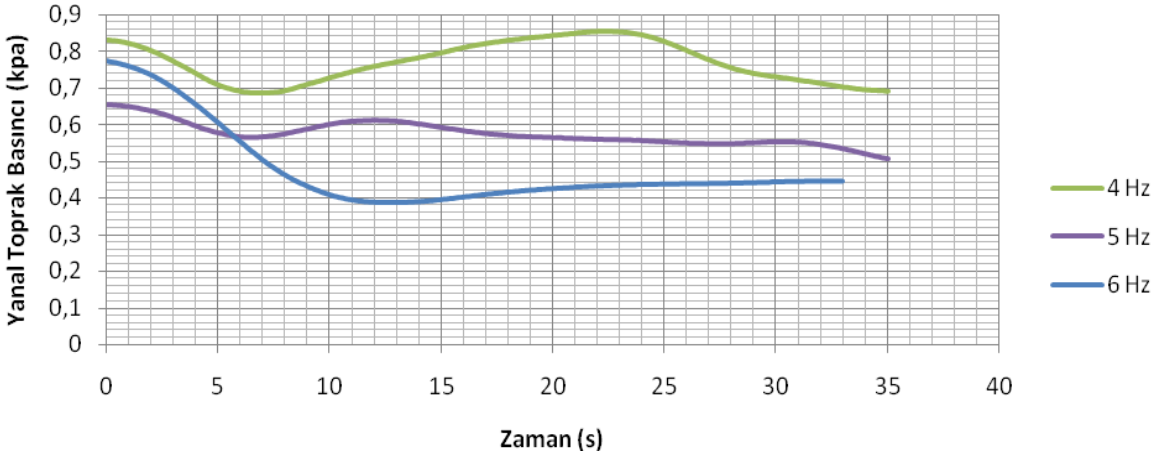
(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

Şekil 4.29 2 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 9, f=6 Hz, a(g)=0.49, d_{50}=0.9 cm)

Düzenli basınçların farklı frekanslar için sırasıyla tabana yakın ve yüzeydeki değişimleri Şekil 4.30 ve 4.31'de verilmiştir. Şekiller incelendiğinde tabandaki düzenli basınç zamanla artmakta yüzeyde ise 4Hz hariç azalma eğilimine sahip olduğu görülmektedir. Tabandaki basıncın artışı yine 25 s sonrasında azalma göstermektedir çünkü model aşırı ötelenerek eğilme modunda hasar göstermektedir. 4 Hz'de yüzeye yakın düzenli basınç değişimi kararsız bir görünüme sahiptir ancak bu konumda da basınç ileri zaman seviyesinde başlangıç anlarında olduğu gibi azalmıştır.



Şekil 4.30 1 nolu toprak basıncı ölçerinden elde edilen toplam toprak basıncının düzenli bileşeni

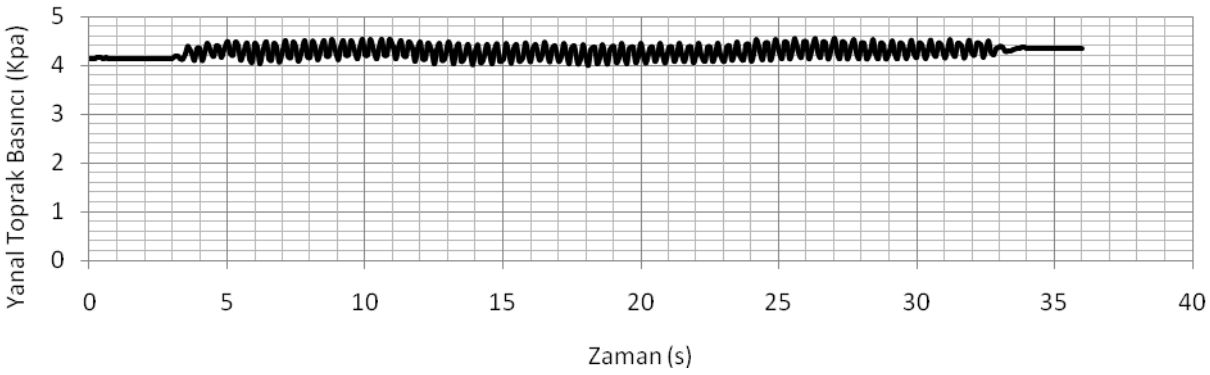


Şekil 4.31 2 nolu toprak basıncı ölçerinden elde edilen toplam toprak basıncının düzenli bileşeni

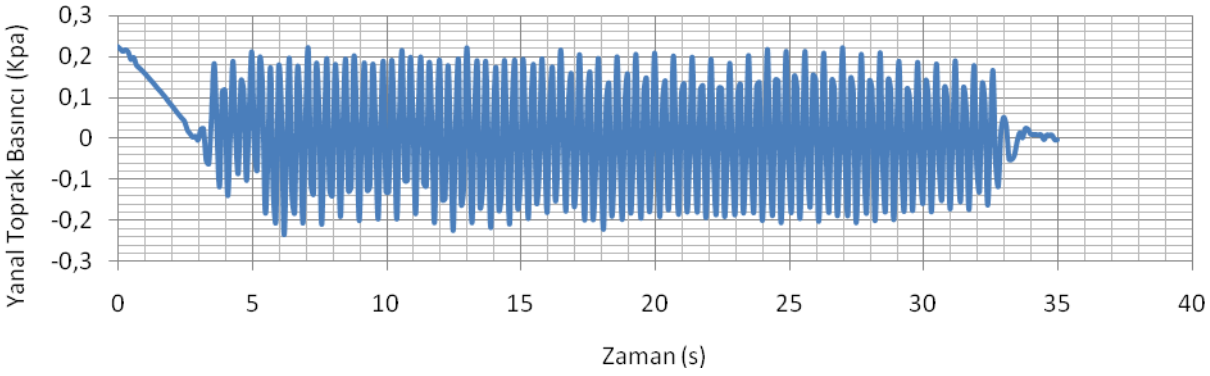
4.3.2 İkinci Tip Keson

Bu model deneylerinde sadece daha ince geri dolgu malzemesi (d_{50}=0.9cm) kullanılmıştır. Deneylerde model yüksekliği boyunca dört basınç ölçerden kayıt alınmıştır. Deneyler 3, 4, 5 ve 6 Hz'lik sarsma deneylerinde gerçekleştirilmiştir. Toprak basıncı ölçerler tabandan itibaren 1, 2, 3 ve 4 nolu ölçerlerdir. Toplam, çalkantı ve düzenli basınç değişimleri Şekil 4.32 - 4.47'de verilmiştir. Şekiller incelendiğinde özellikle 4 Hz ve sonrası olmak üzere yüzeyden itibaren basınç değişimlerindeki harmonik görünüm bozulmaktadır. Artan frekansla toplam basınç artış göstermiştir. Ancak artan frekans değerleri ile yüzeye yakın basınç oturma miktarıyla azalmaktadır.

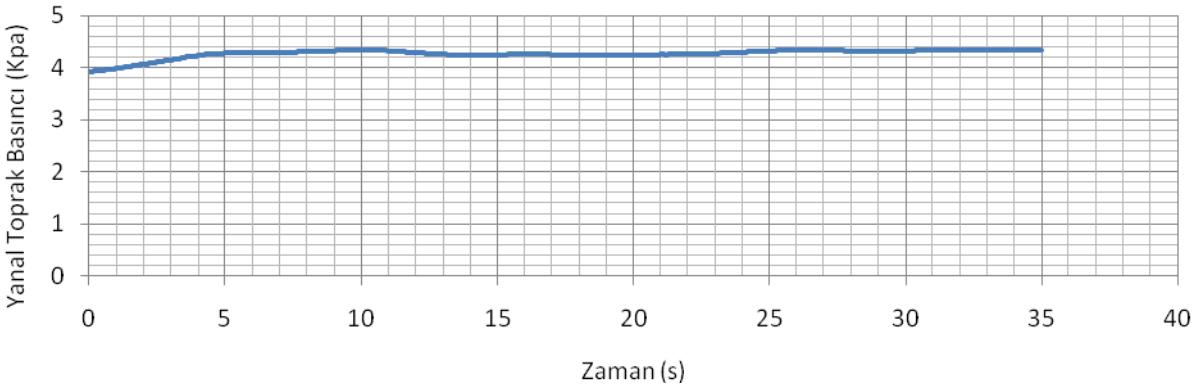
Şekil 4.48 – Şekil 4.51'de sırasıyla tabandan yüzeye doğru düzenli basınçların farklı frekanslardaki zamansal değişimleri birlikte çizilmiştir. Tabandan itibaren 1, 2 ve 3 nolu ölçerlerde artan frekansla düzenli basınç bileşeni de artmaktadır. Büyük frekanslarda ilerleyen zamandan (20 – 25 s) sonra eğilme hasar moduna geçişle birlikte basınçta azalma söz konusu olmaktadır. Ancak yüzeye yakın 4 nolu basınç ölçer kayıtlarından elde edilen düzenli basınç ölçümleri, 6 Hz'de kısa zaman sonra geri dolgudaki aşırı oturma ile azalmaktadır ve bu azalma 5 Hz'de daha ileri zamanda meydana gelmiştir.



(a)Toplam toprak basıncı

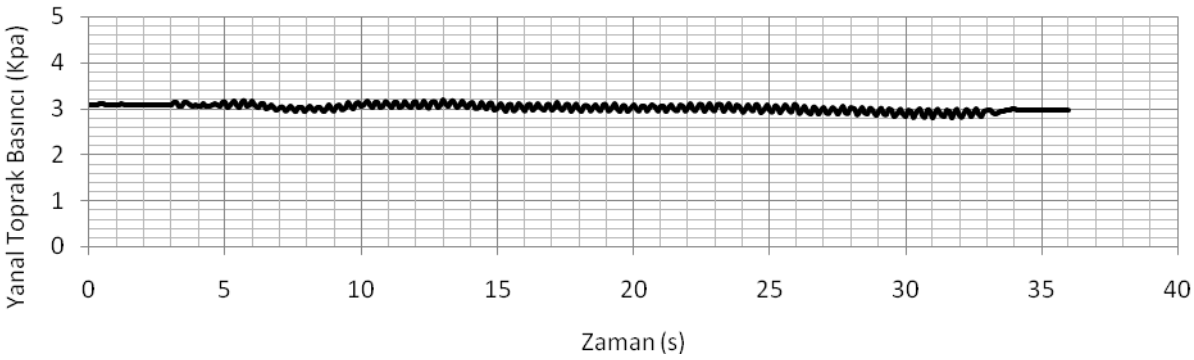


(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni

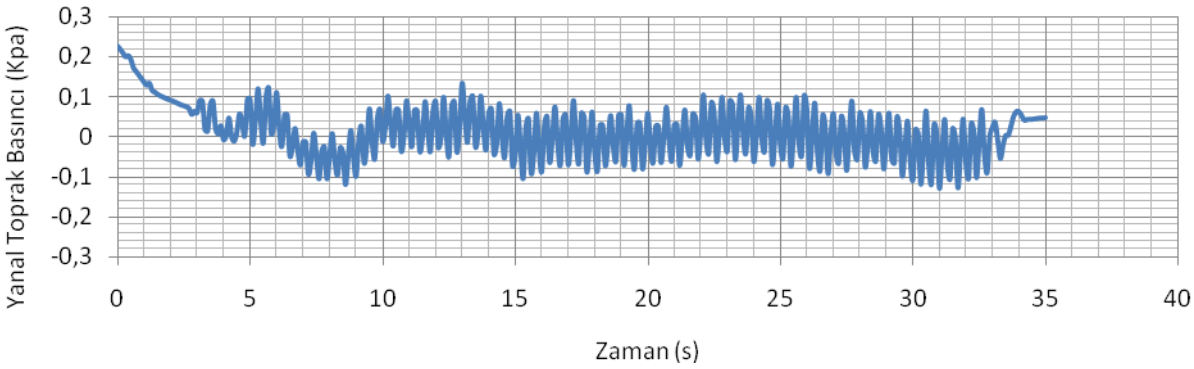


(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

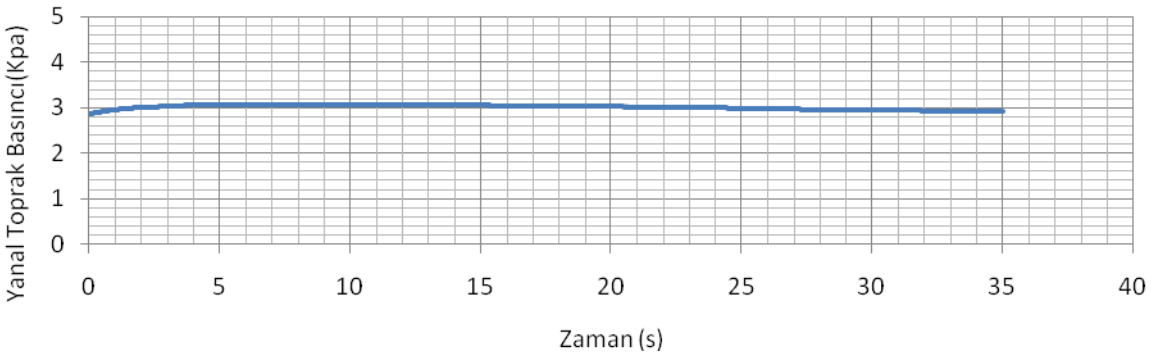
Şekil 4.32 1 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 10, f=3 Hz, a(g)=0.108, d_{50}=0.9 cm)



(a)Toplam toprak basıncı

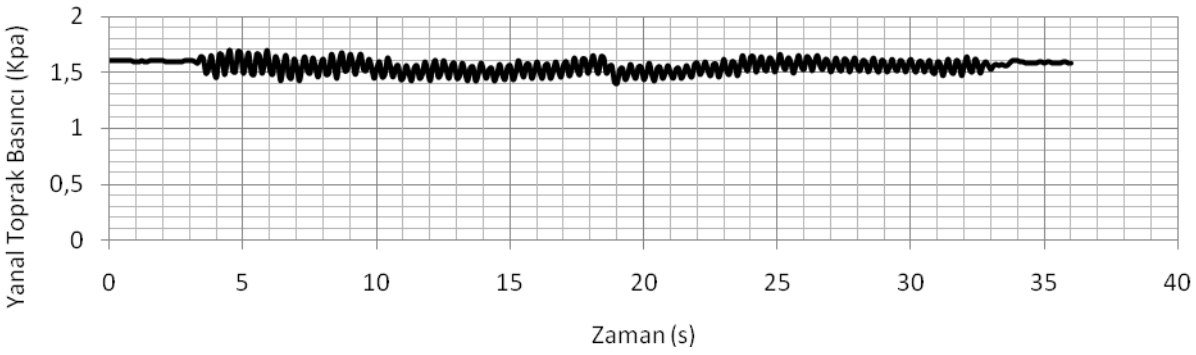


(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni

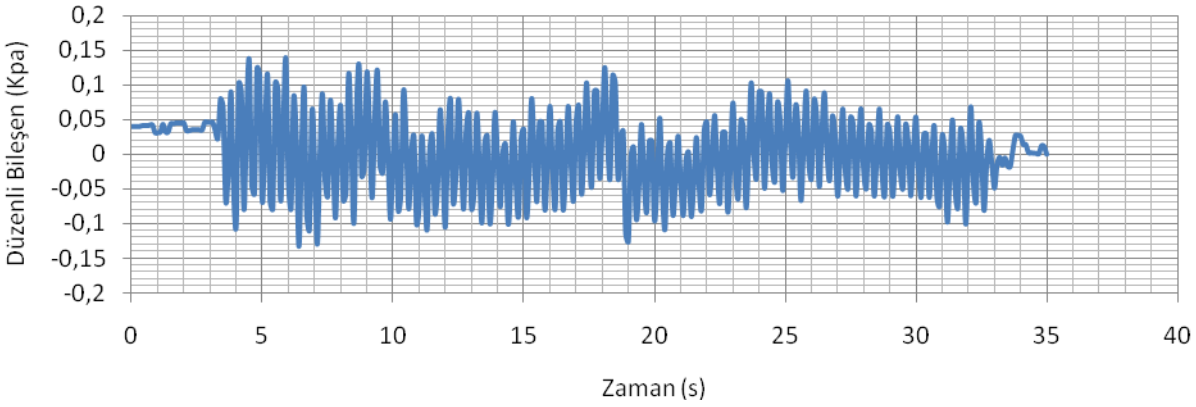


(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

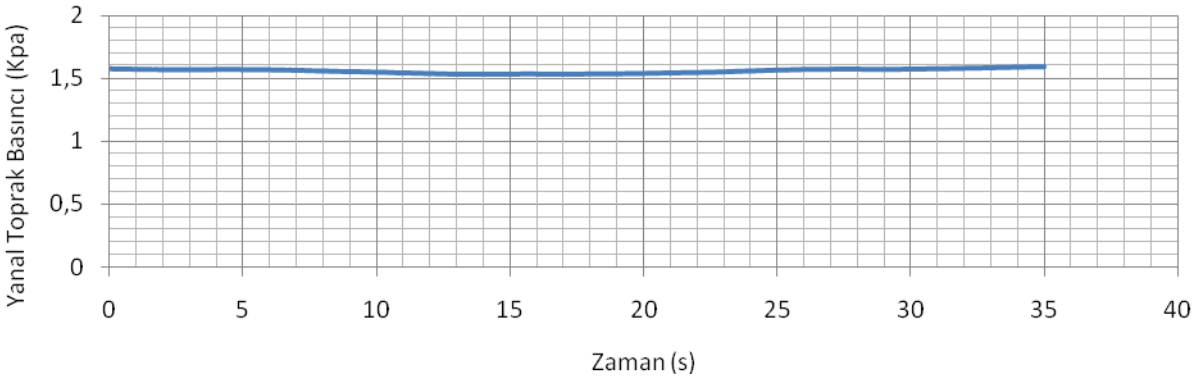
Şekil 4.33 2 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 10, f=3 Hz, a(g)=0.108, d_{50}=0.9 cm)



(a)Toplam toprak basıncı

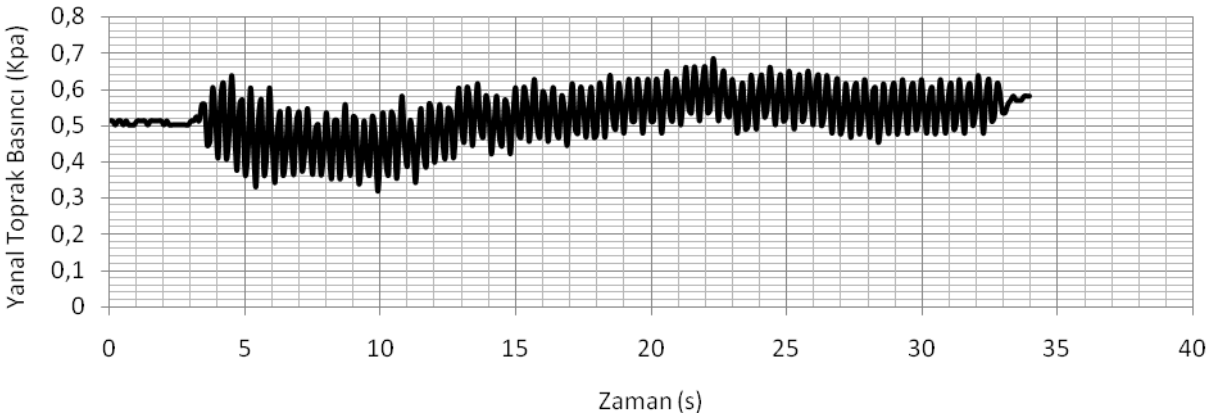


(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni

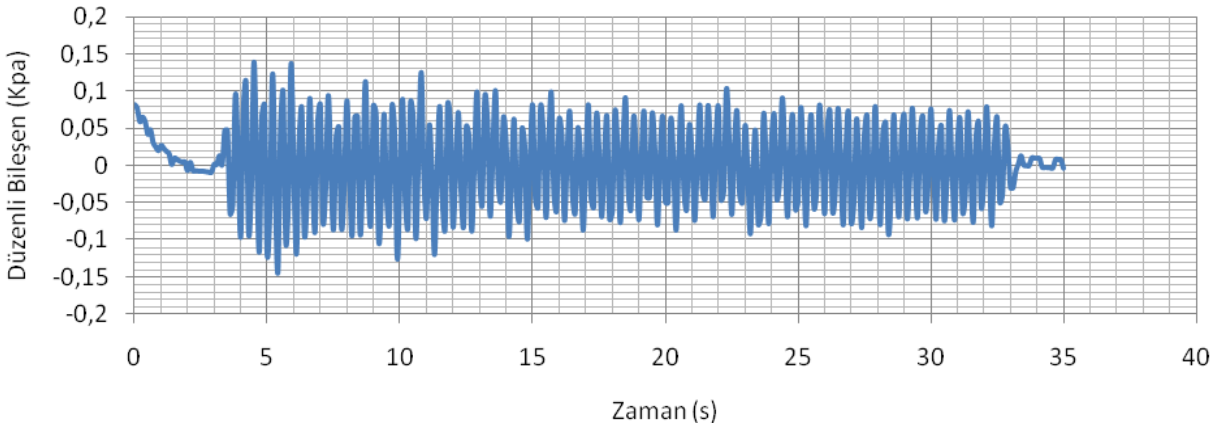


(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

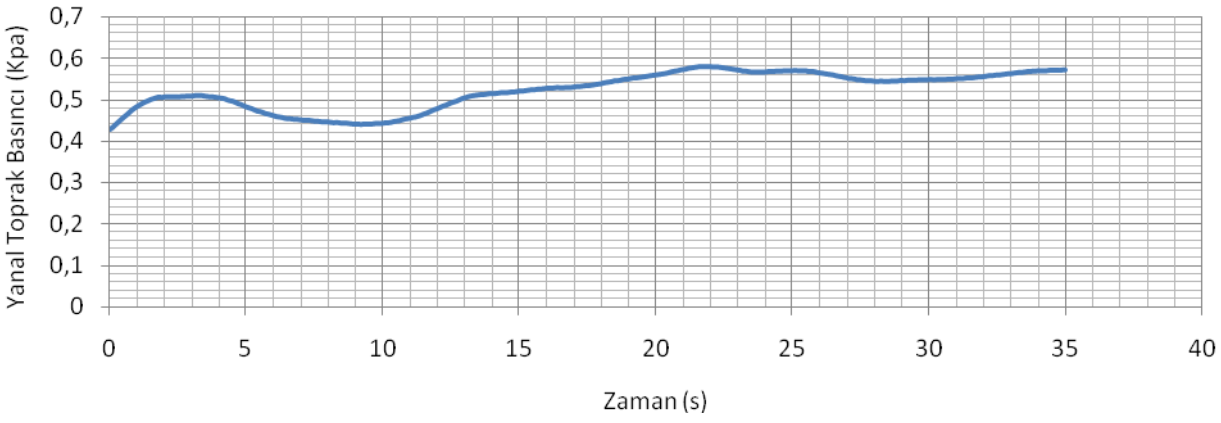
Şekil 4.34 3 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 10, f=3 Hz, a(g)=0.108, d_{50}=0.9 cm)



(a)Toplam toprak basıncı

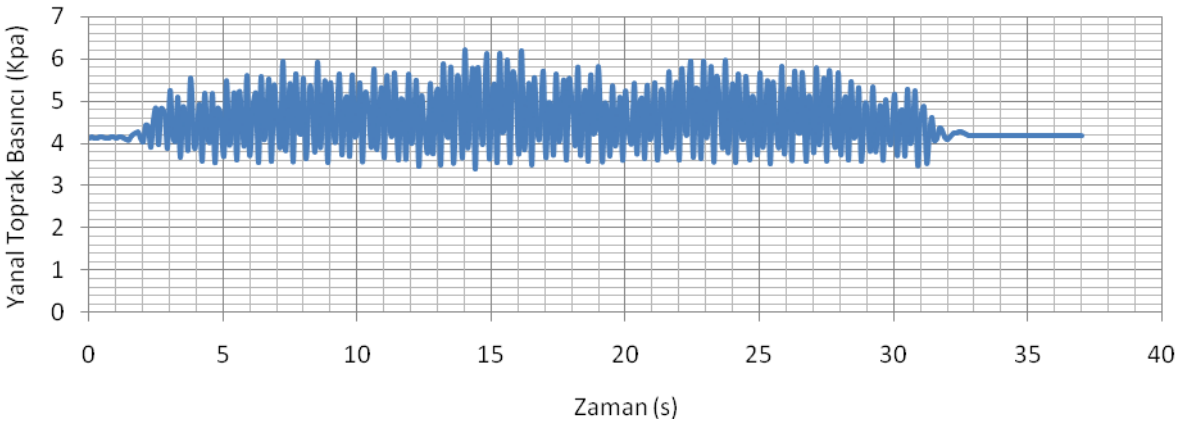


(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni

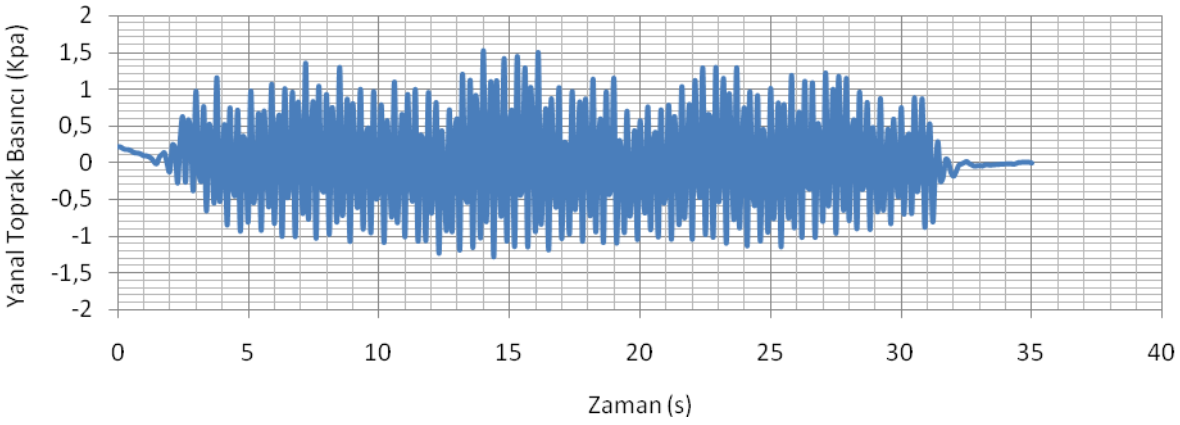


(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

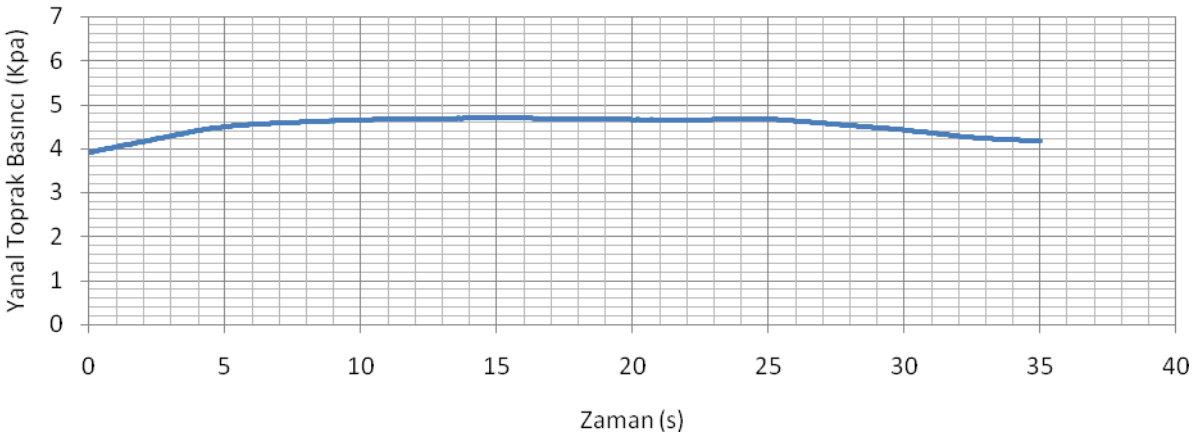
Şekil 4.35 4 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 10, f=3 Hz, a(g)=0.108, d_{50}=0.9 cm)



(a)Toplam toprak basıncı

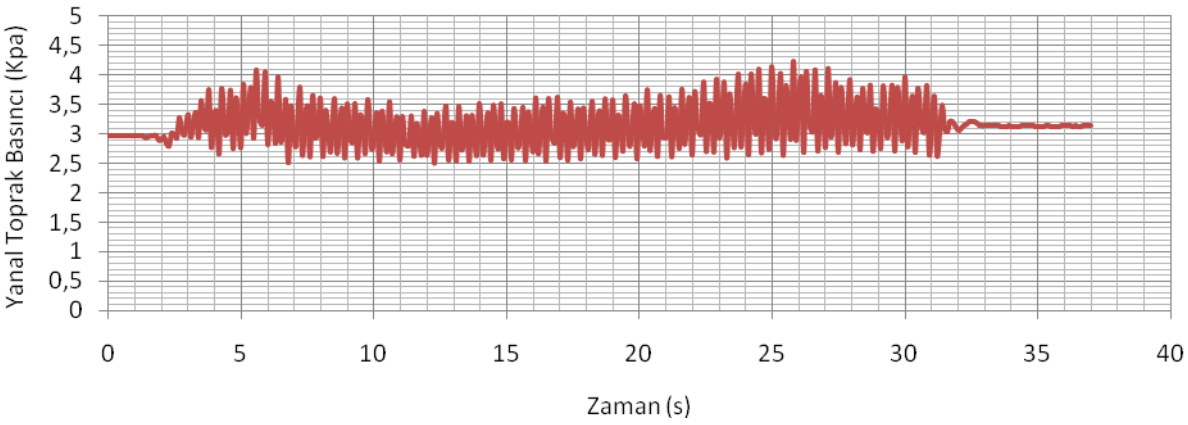


(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni

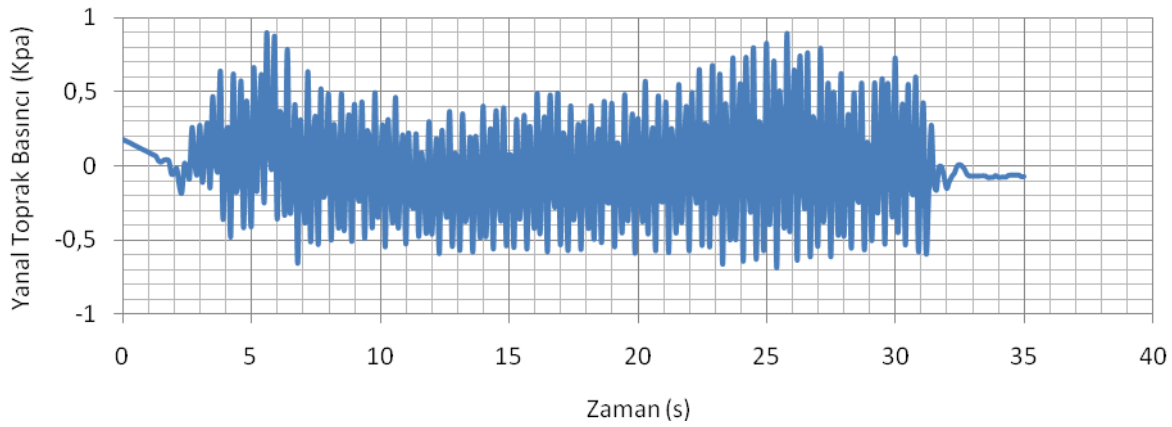


(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

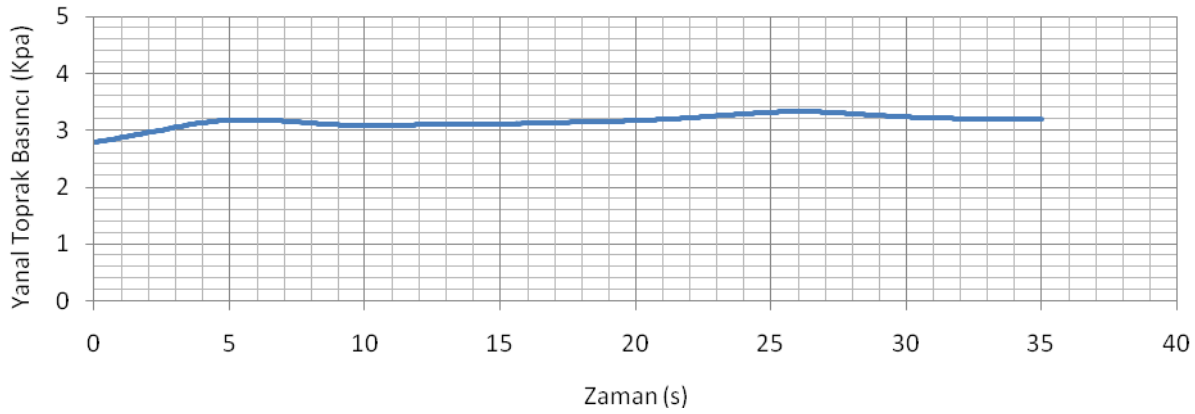
Şekil 4.36 1 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 11, f=4 Hz, a(g)=0.207, d_{50}=0.9 cm)



(a)Toplam toprak basıncı

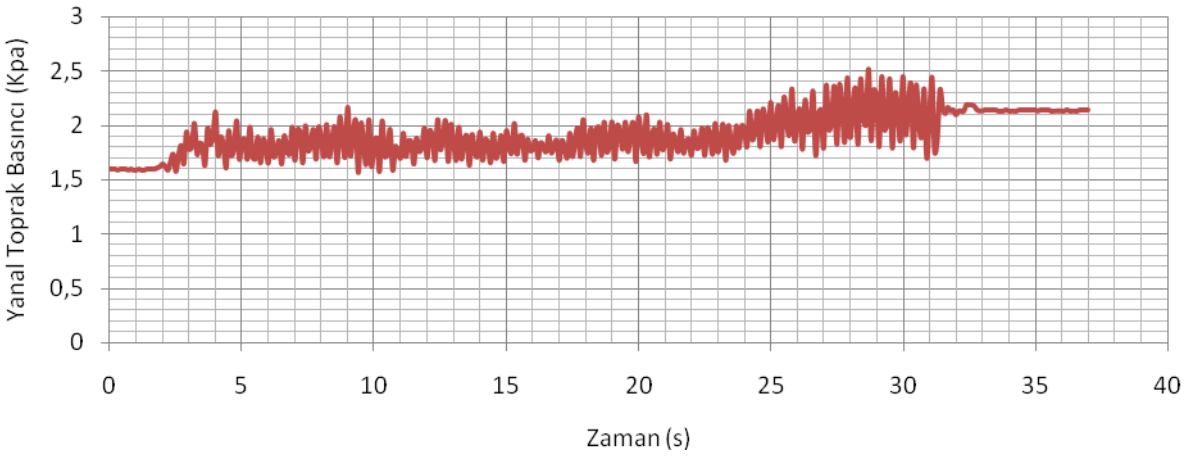


(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni

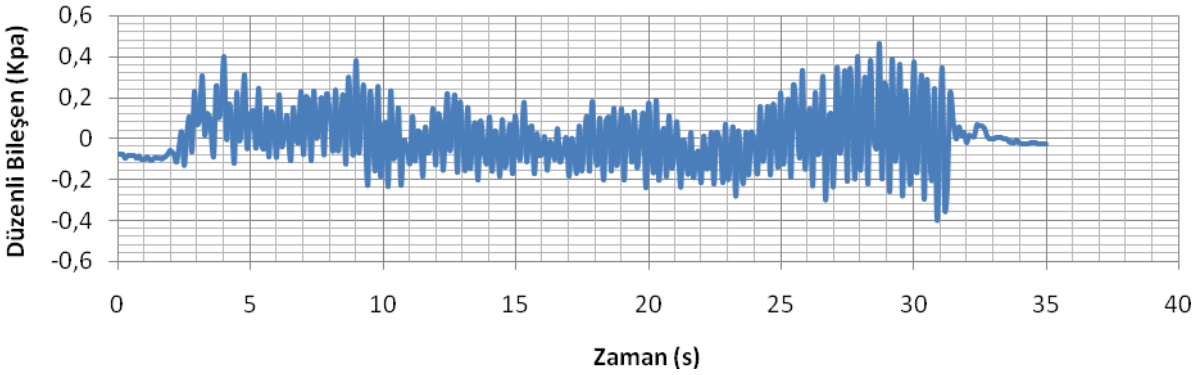


(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

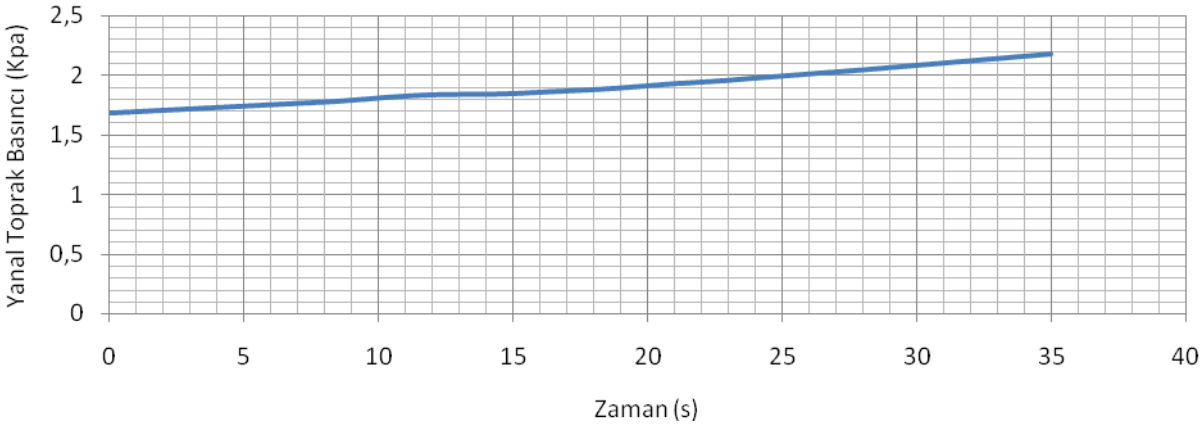
Şekil 4.37 2 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 11, f=4 Hz, a(g)=0.207, d_{50}=0.9 cm)



(a)Toplam toprak basıncı

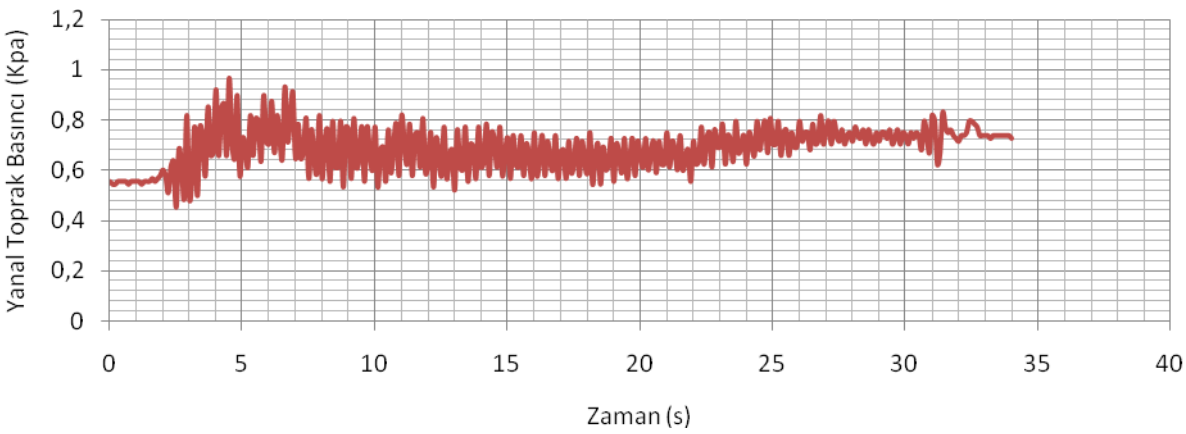


(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni

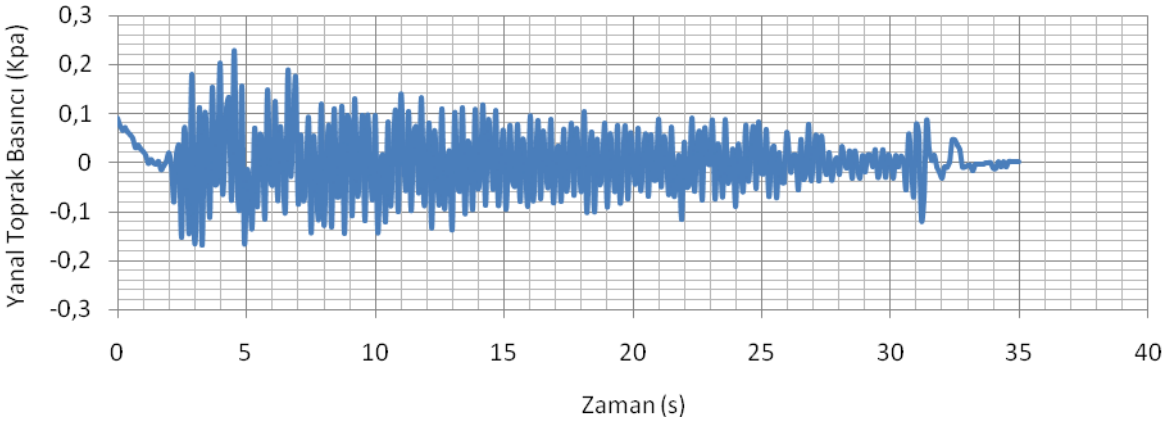


(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

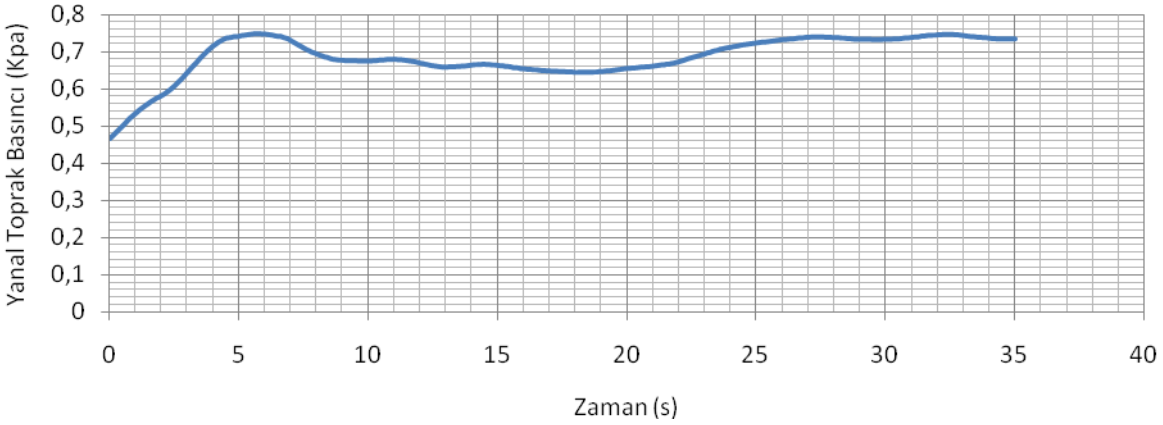
Şekil 4.38 3 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 11, f=4 Hz, a(g)=0.207, d_{50}=0.9 cm)



(a)Toplam toprak basıncı

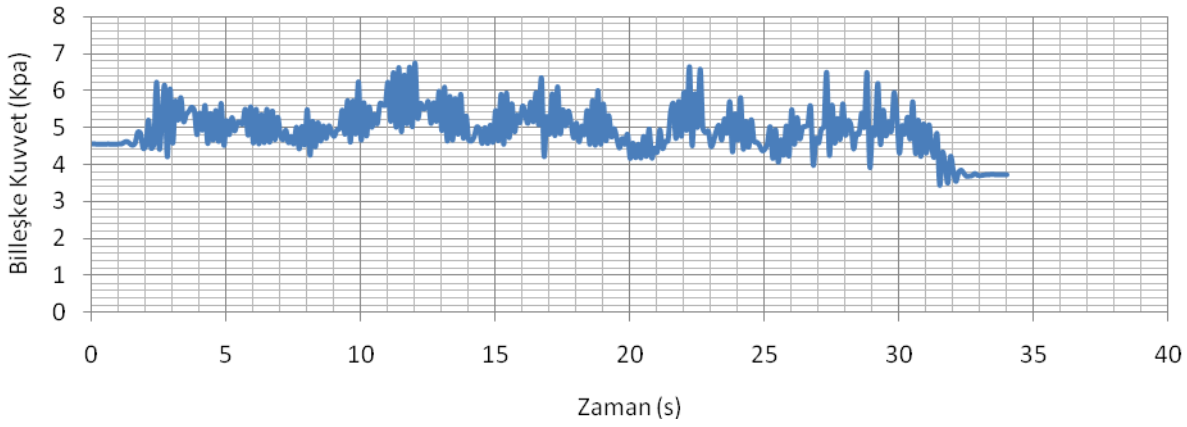


(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni

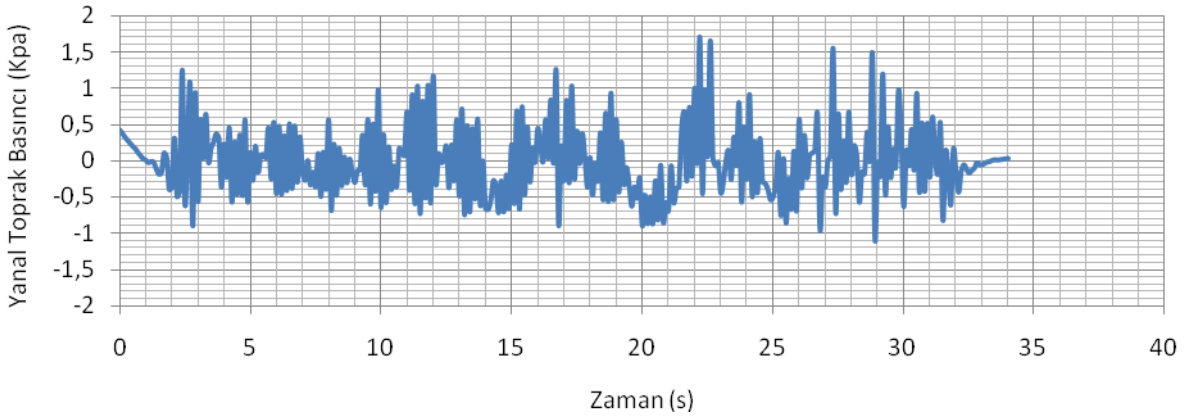


(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

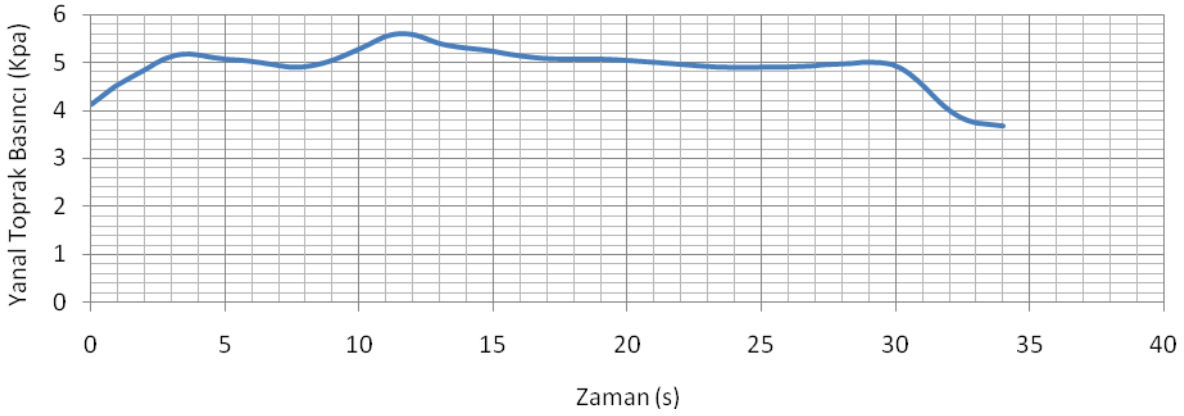
Şekil 4.39 4 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 11, f=4 Hz, a(g)=0.207, d_{50}=0.9 cm)



(a)Toplam toprak basıncı

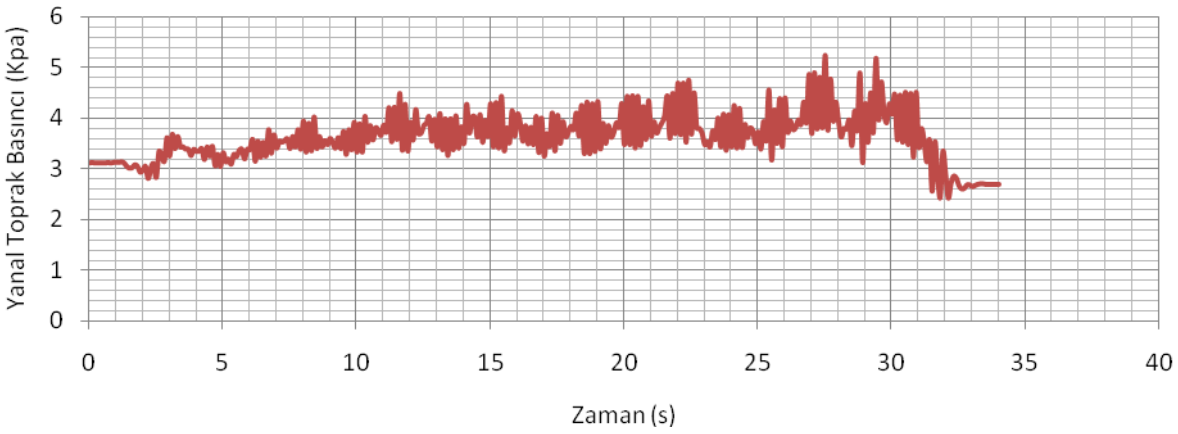


(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni

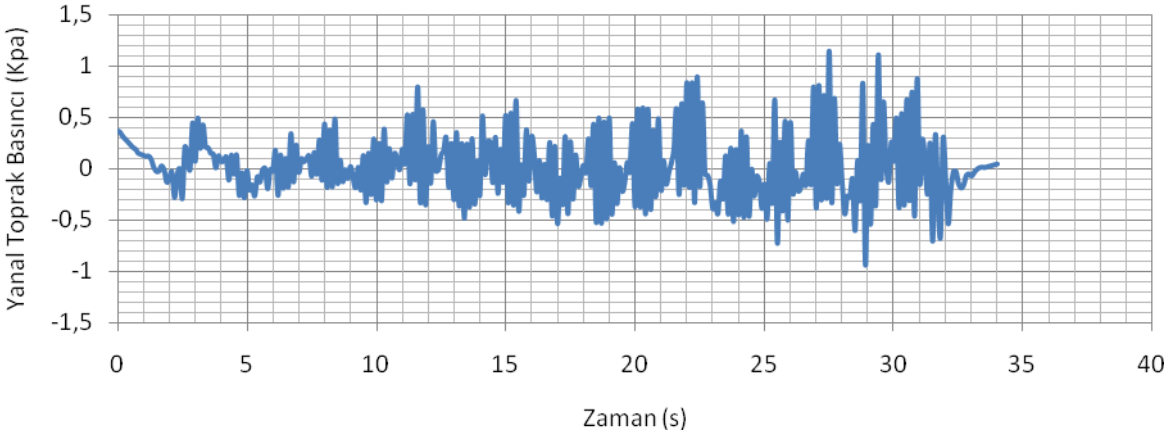


(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

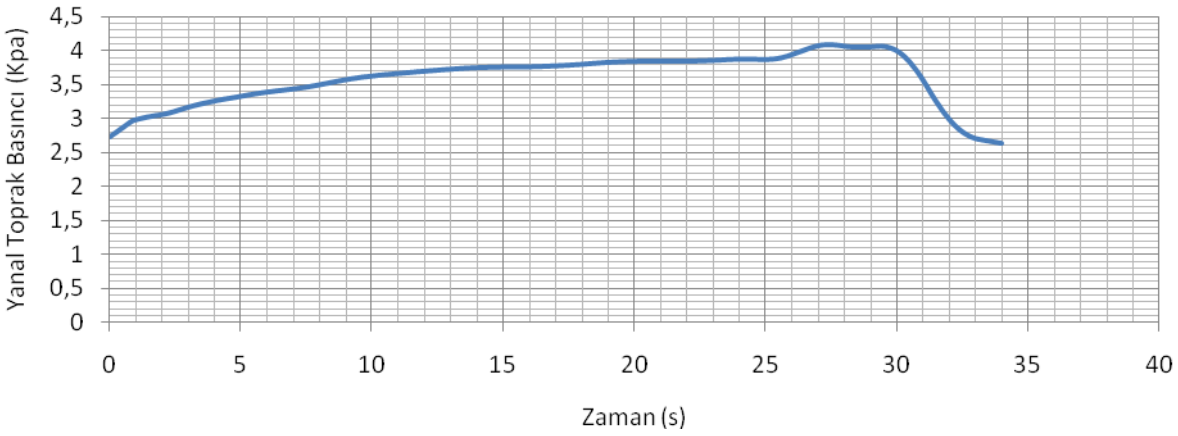
Şekil 4.40 1 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 12, f=5 Hz, a(g)=0.375, d_{50}=0.9 cm)



(a)Toplam toprak basıncı

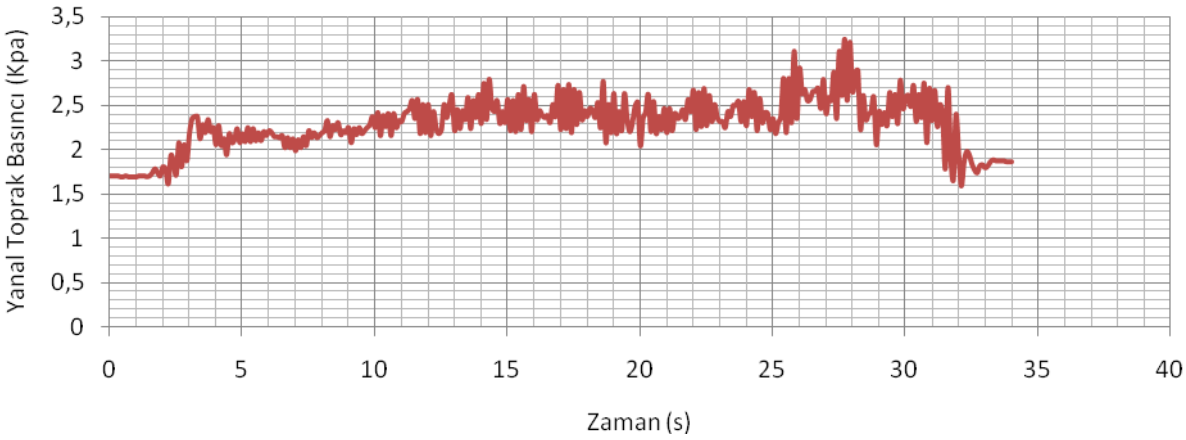


(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni

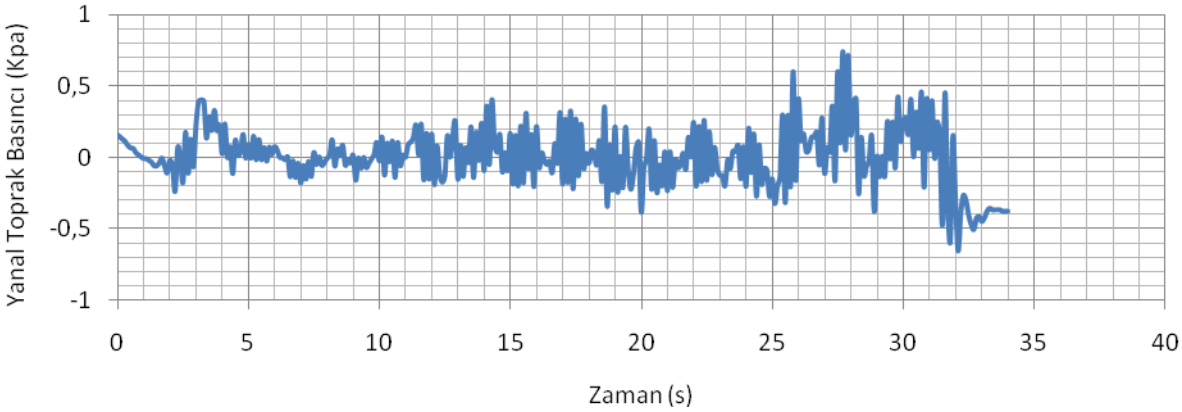


(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

Şekil 4.41 2 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 12, f=5 Hz, a(g)=0.375, d_{50}=0.9 cm)



(a)Toplam toprak basıncı

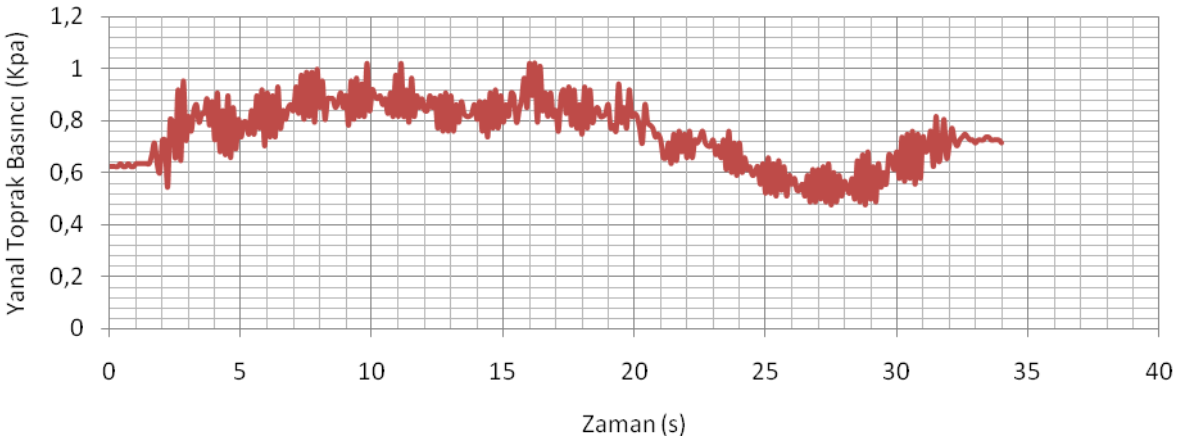


(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni

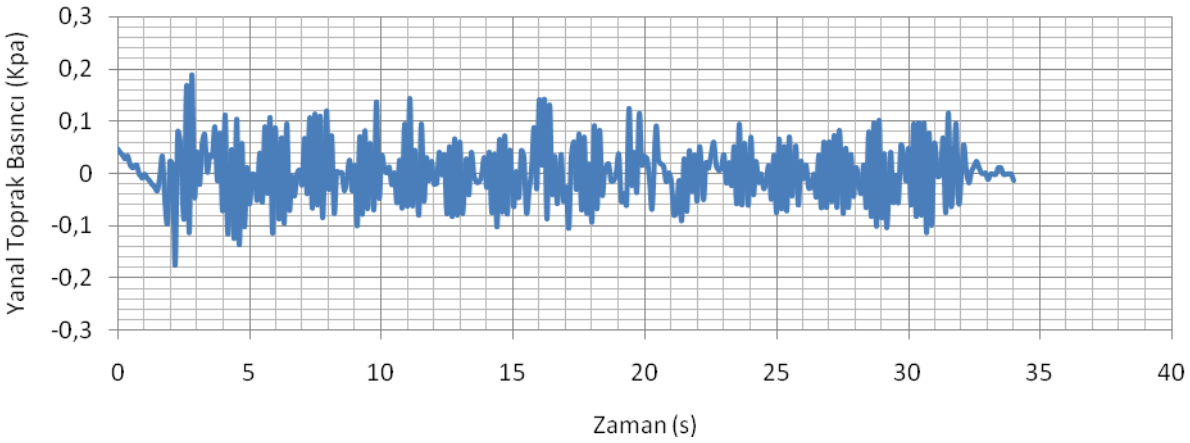


(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

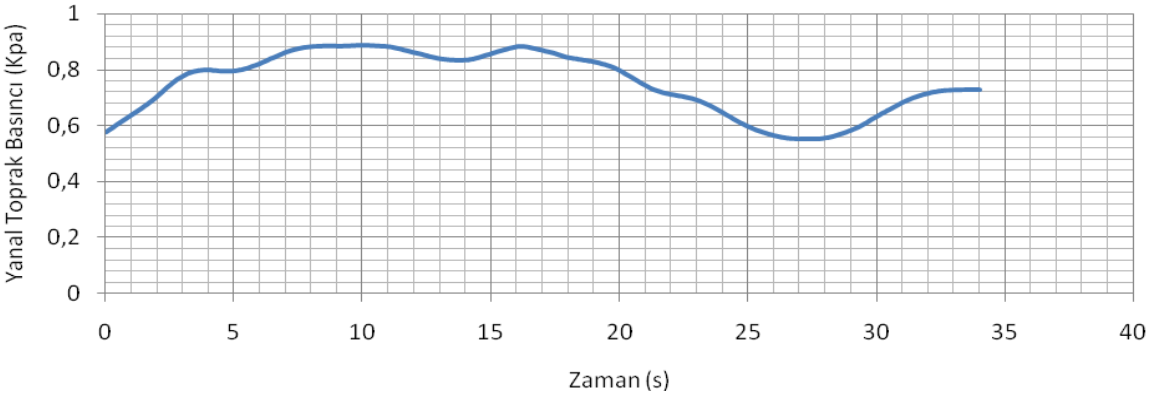
Şekil 4.42 3 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 12, f=5 Hz, a(g)=0.375, d_{50}=0.9 cm)



(a)Toplam toprak basıncı

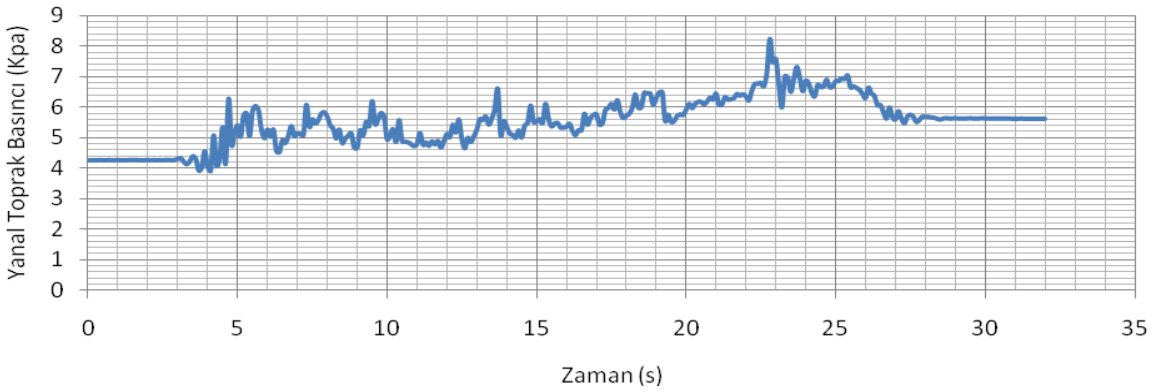


(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni

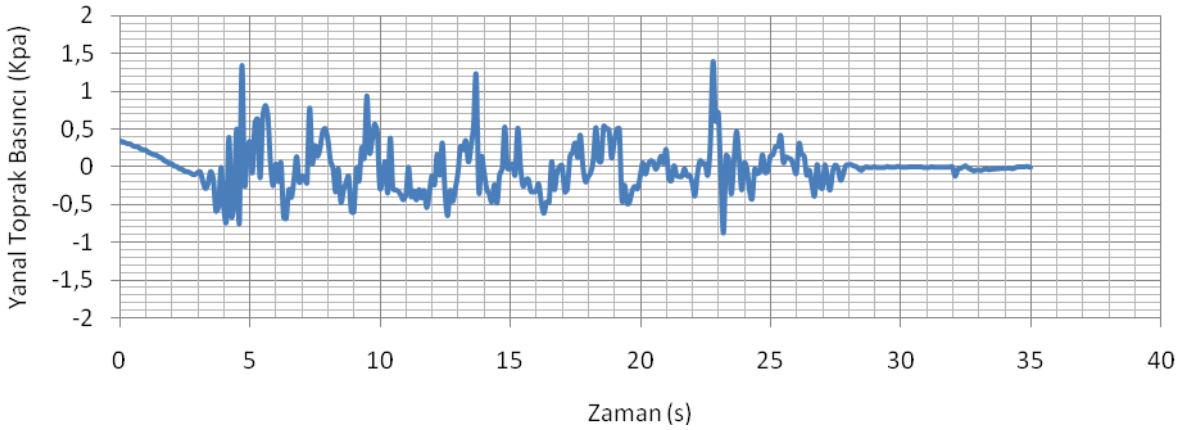


(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

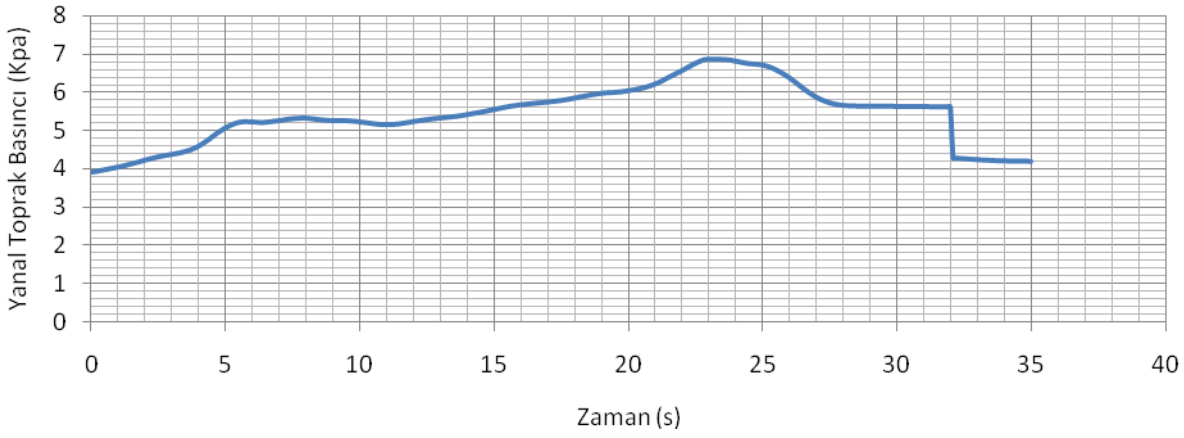
Şekil 4.43 4 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 12, f=5 Hz, a(g)=0.375, d_{50}=0.9 cm)



(a)Toplam toprak basıncı

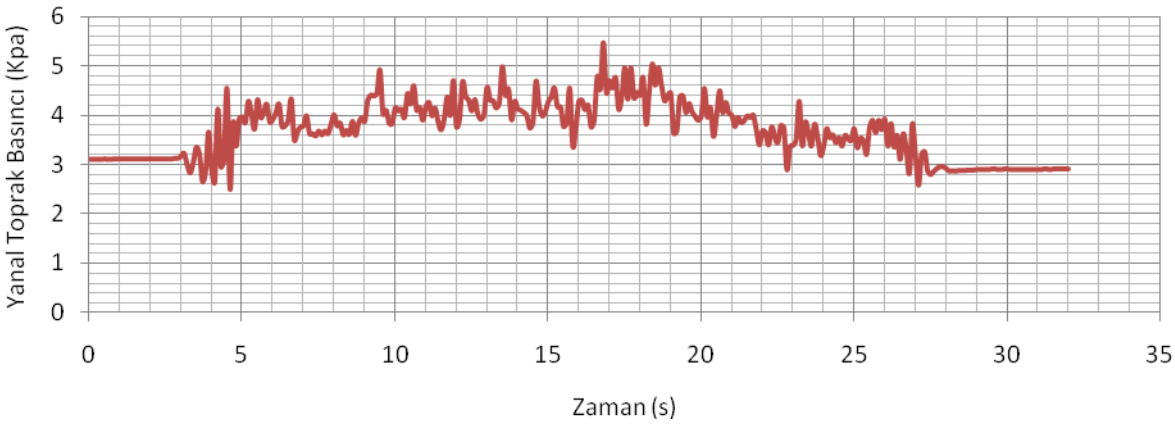


(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni

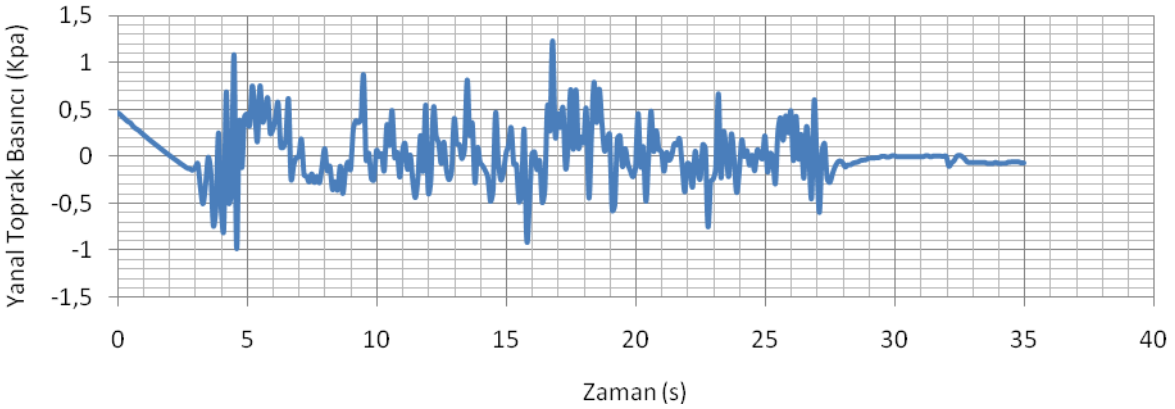


(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

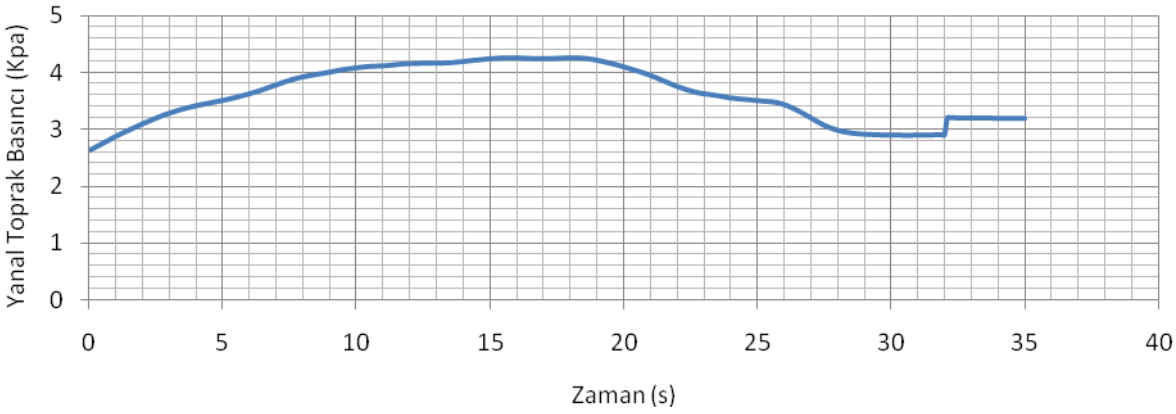
Şekil 4.44 1 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 13, f=6 Hz, a(g)=0.513, d_{50}=0.9 cm)



(a)Toplam toprak basıncı

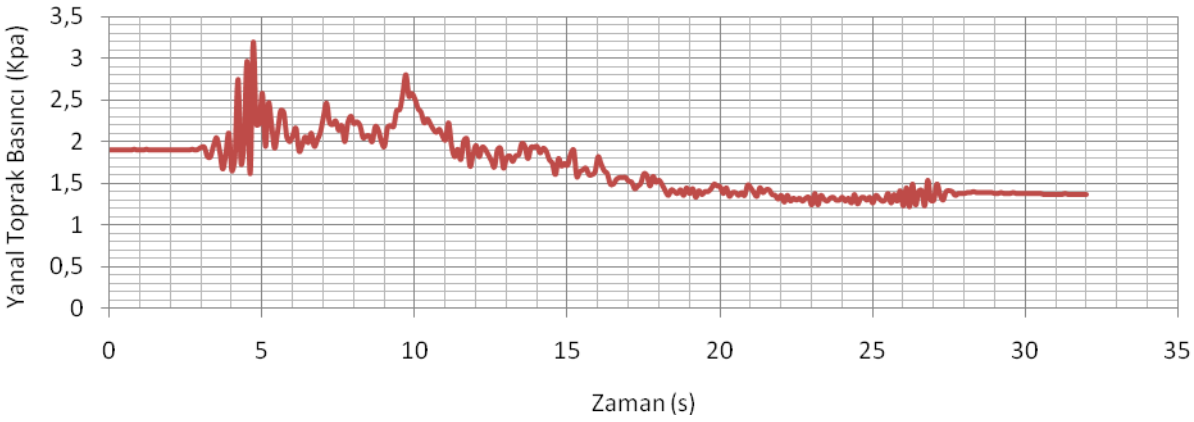


(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni

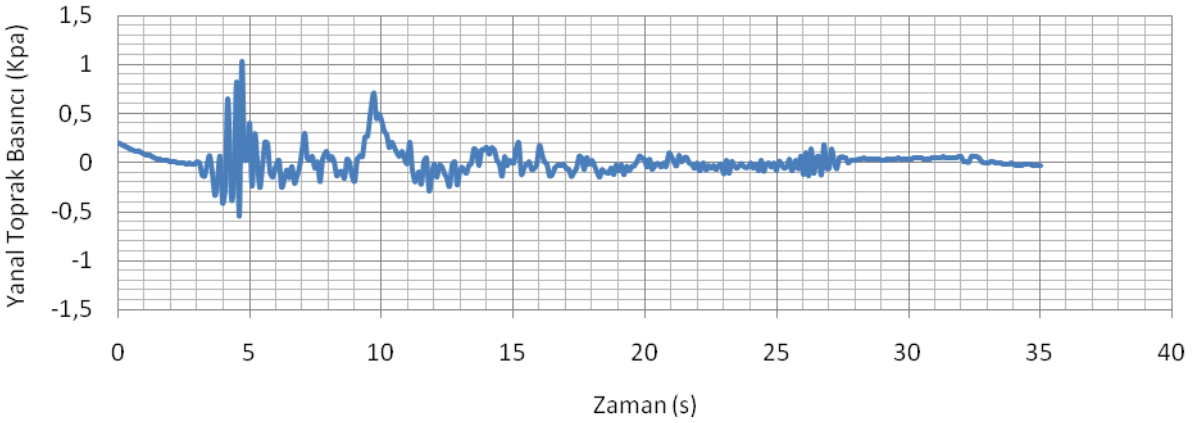


(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

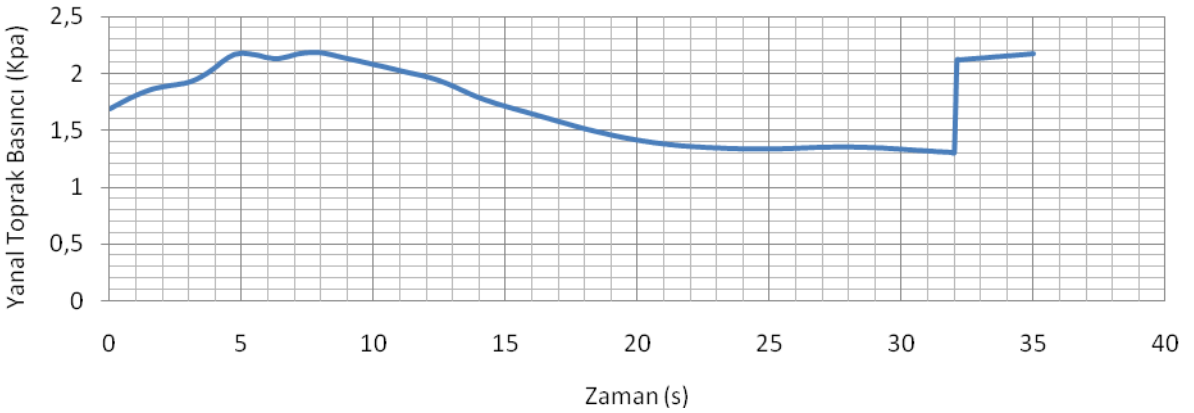
Şekil 4.45 2 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 13, f=6 Hz, a(g)=0.513, d_{50}=0.9 cm)



(a)Toplam toprak basıncı

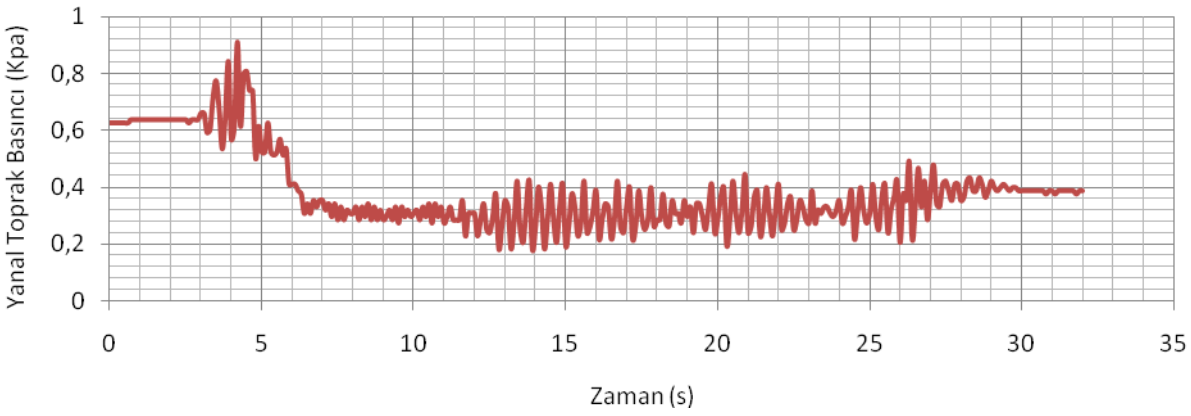


(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni

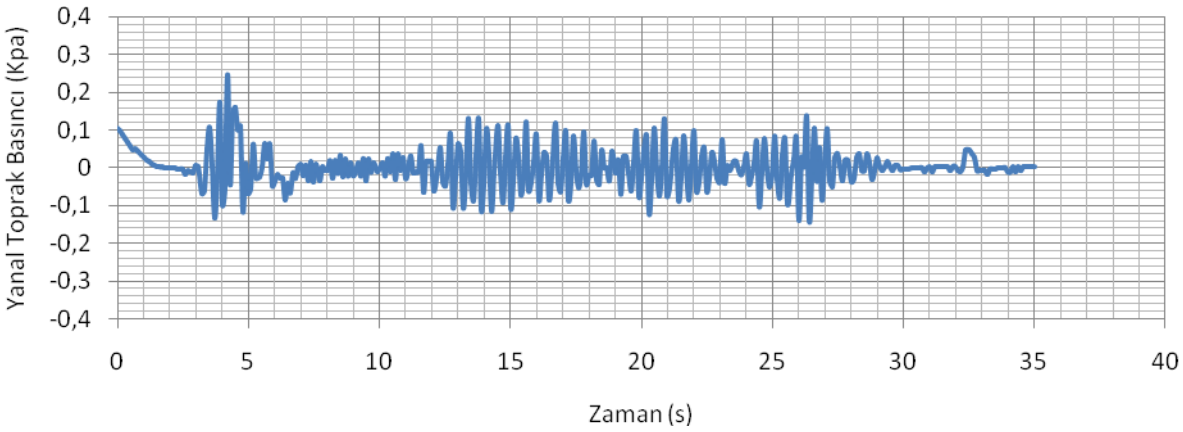


(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

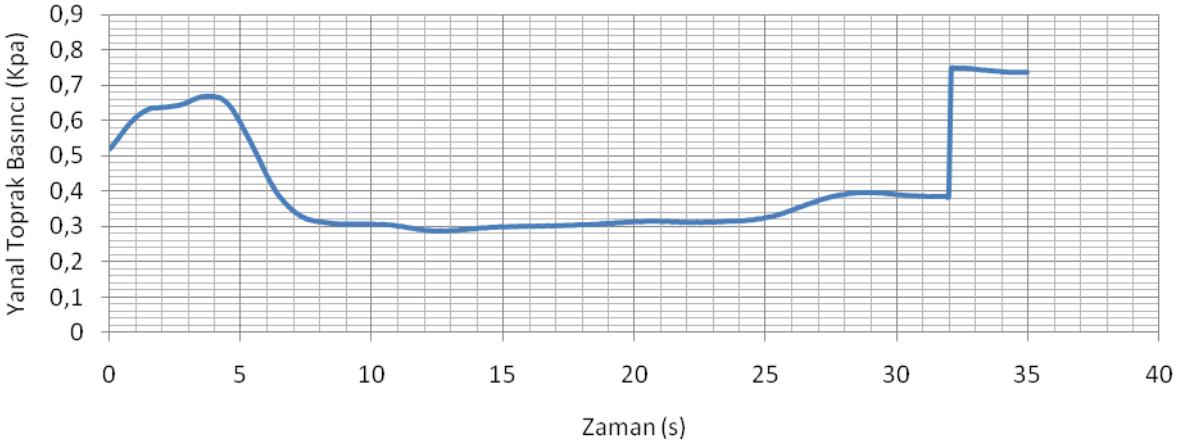
Şekil 4.46 3 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 13, f=6 Hz, a(g)=0.513, d_{50}=0.9 cm)



(a)Toplam toprak basıncı

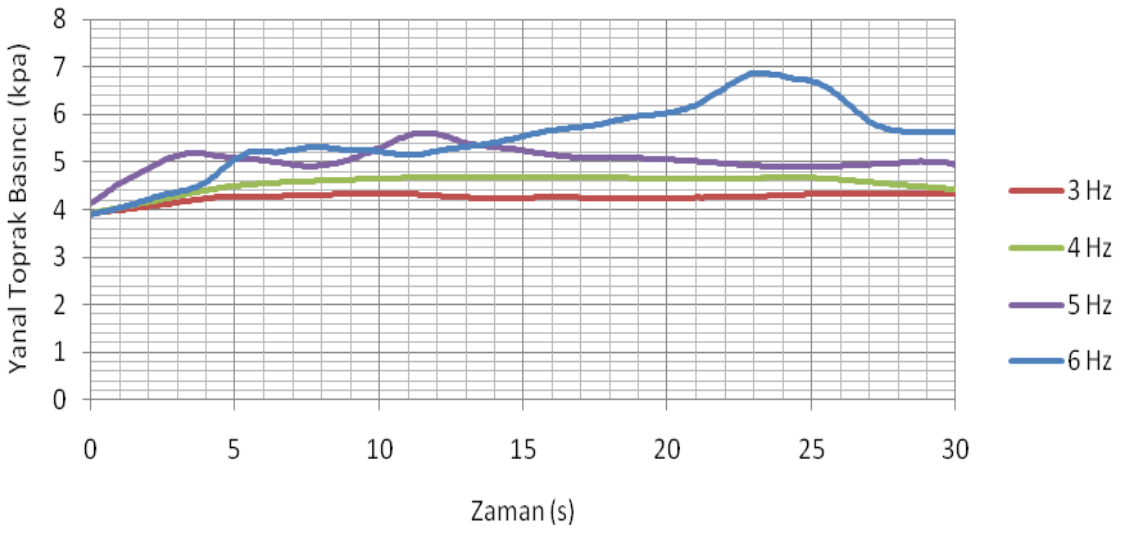


(b)Toprak basıncının çalkantı bileşeni

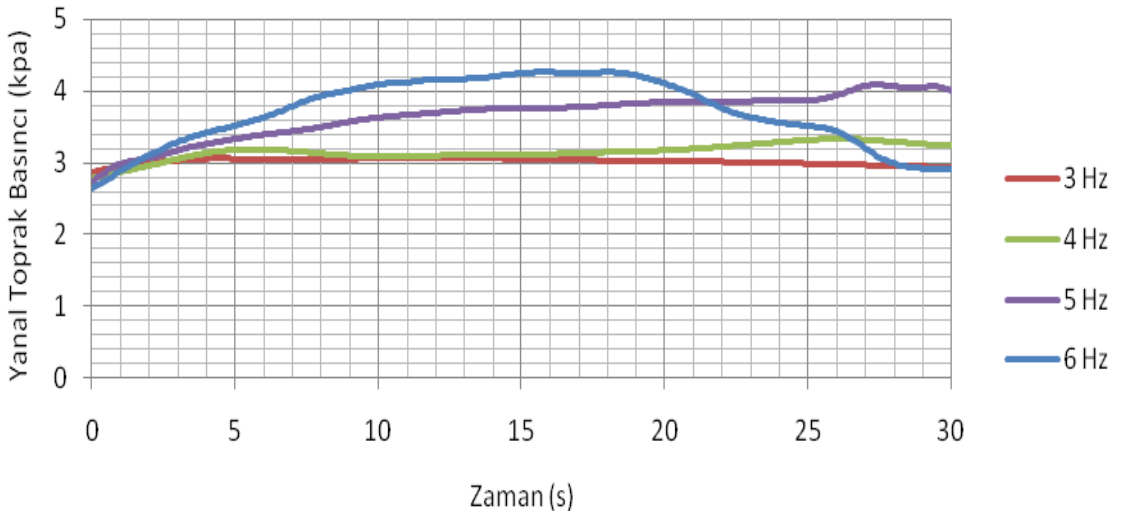


(c)Toprak basıncının düzenli bileşeni

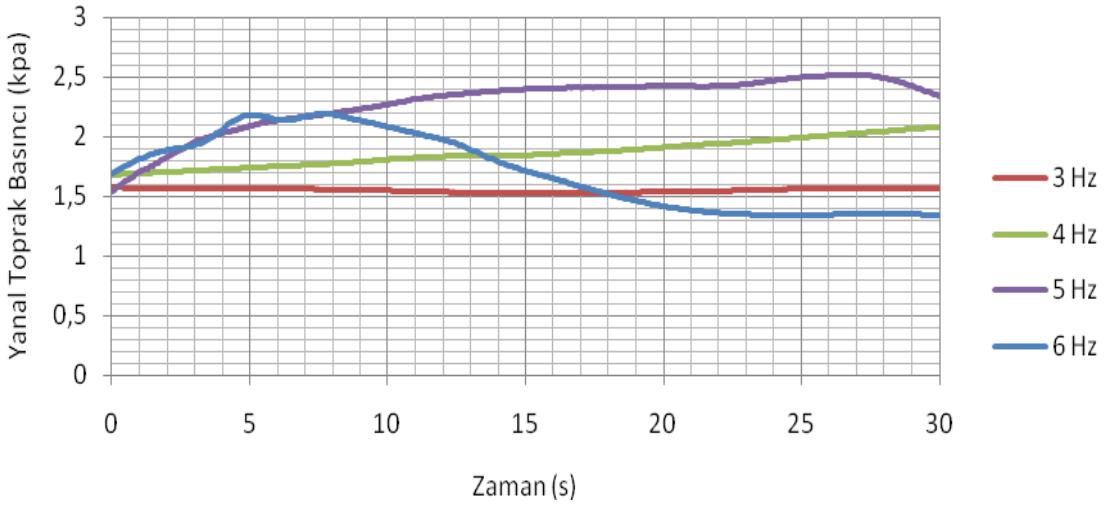
Şekil 4.47 4 nolu toprak basıncı ölçeri verilerinin tarihçesi (Deney No: 13, f=6 Hz, a(g)=0.513, d_{50}=0.9 cm)



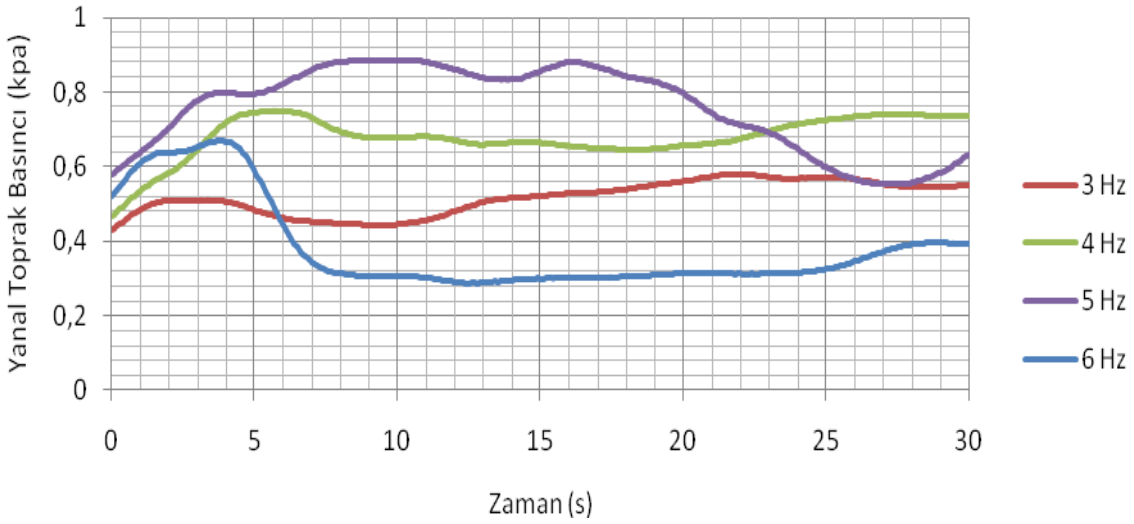
Şekil 4.48 1 nolu toprak basıncı ölçerinden elde edilen toplam toprak basıncının düzenli bileşeni



Şekil 4.49 2 nolu toprak basıncı ölçerinden elde edilen toplam toprak basıncının düzenli bileşeni

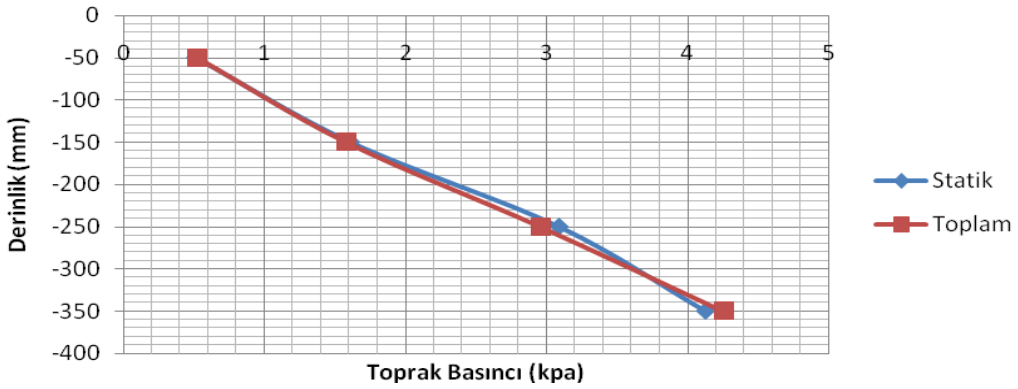


Şekil 4.50 3 nolu toprak basıncı ölçerinden elde edilen toplam toprak basıncının düzenli bileşeni

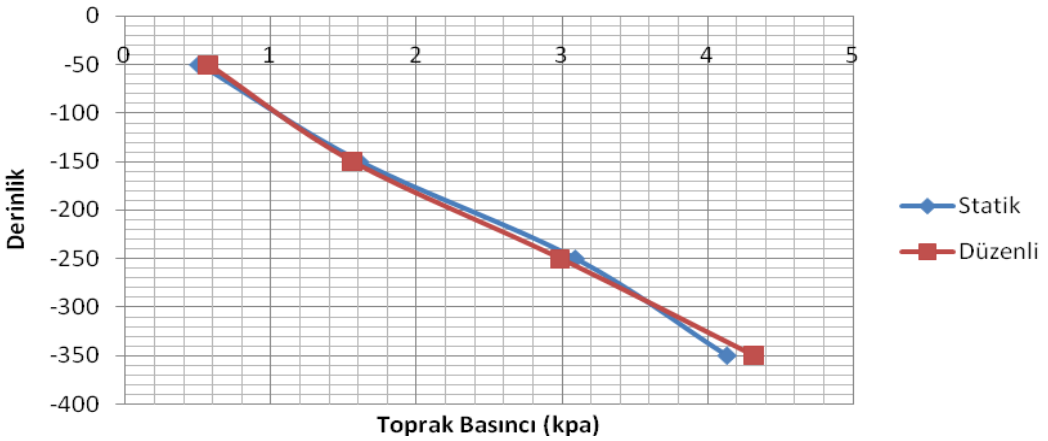


Şekil 4.51 4 nolu toprak basıncı ölçerinden elde edilen toplam toprak basıncının düzenli bileşeni

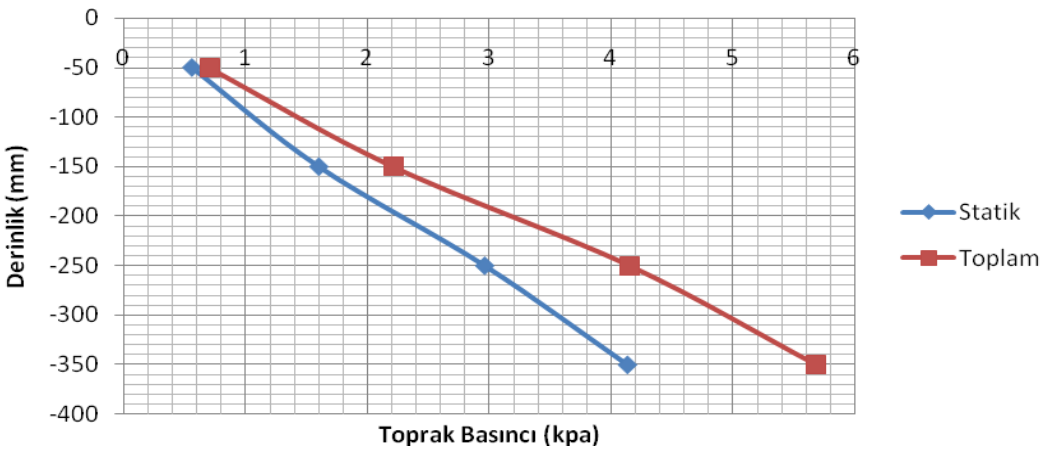
Keson derinliği boyunca geri dolgunun statik ve toplam ile düzenli basıçlarının göreceli olarak derinlikle değişimlerini anlamak amacıyla ikinci tip kesona ait basınçlar 3, 4, 5 ve 6 Hz için sırasıyla Şekil 4.52 – 4.59'da çizilerek gösterilmiştir. Şekiller incelendiğinde toplam ve düzenli basınç değişimleri küçük frekansta (3 Hz) yaklaşık olarak statik basınca yakındır. Ancak sarsma frekansı artıkça toplam ve düzenli basınç statik basınca göre önemli miktarda artmaktadır. Frekans dahada büyüdüğünde (6 Hz) yüzeye yakın konumda toplam ve düzenli basınç geri dolgudaki oturma nedeniyle statik basınçdan daha küçük olurken tabana doğru statik basınçdan çok daha büyüktür. Sarsmanın 25. saniyesinde elde edilen değişimler topluca Çizelge 4.3 – 4.5'te verilmiştir.



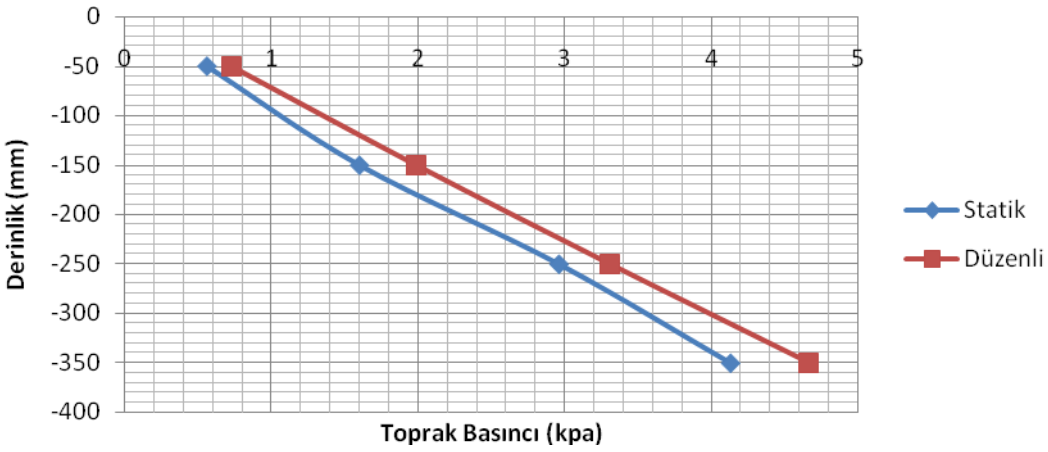
Şekil 4.52 Statik ve toplam dinamik basıncın derinlikle değişimi (3 Hz)



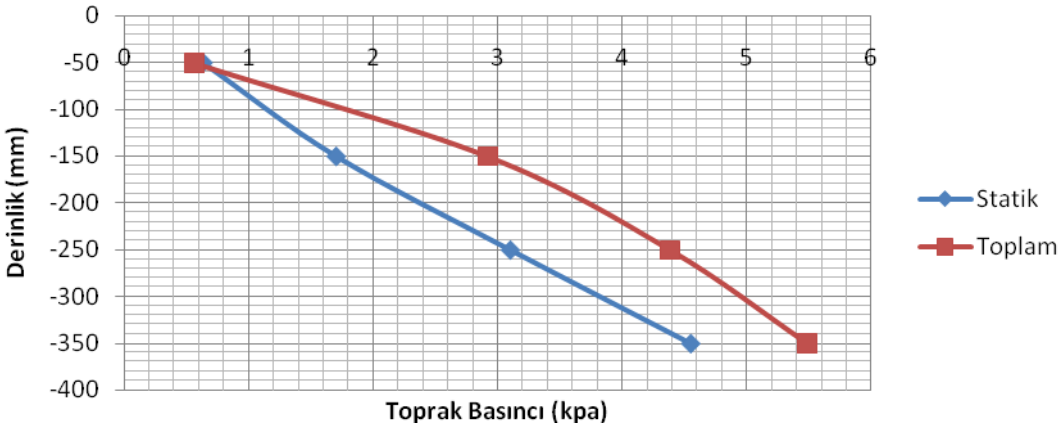
Şekil 4.53 Statik ve düzenli dinamik basıncın derinlikle değişimi (3 Hz)



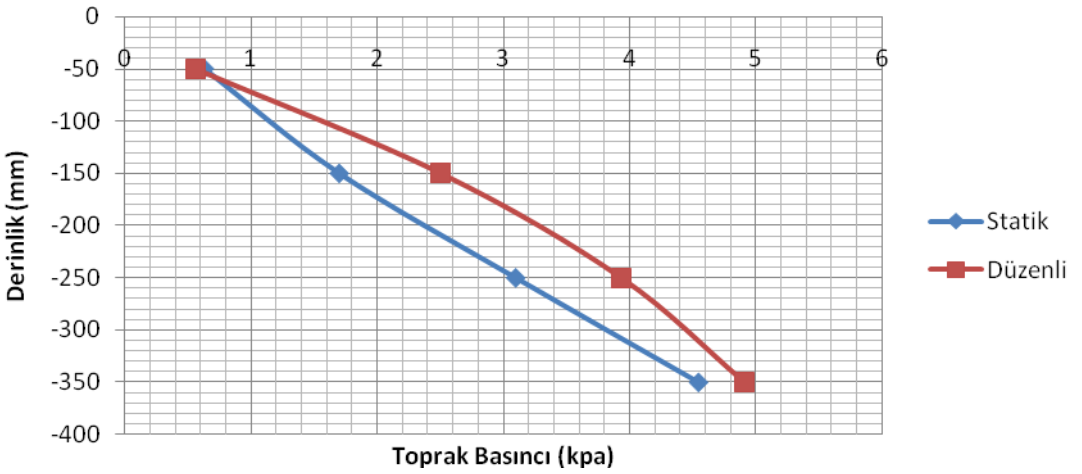
Şekil 4.54 Statik ve toplam dinamik basıncın derinlikle değişimi (4 Hz)



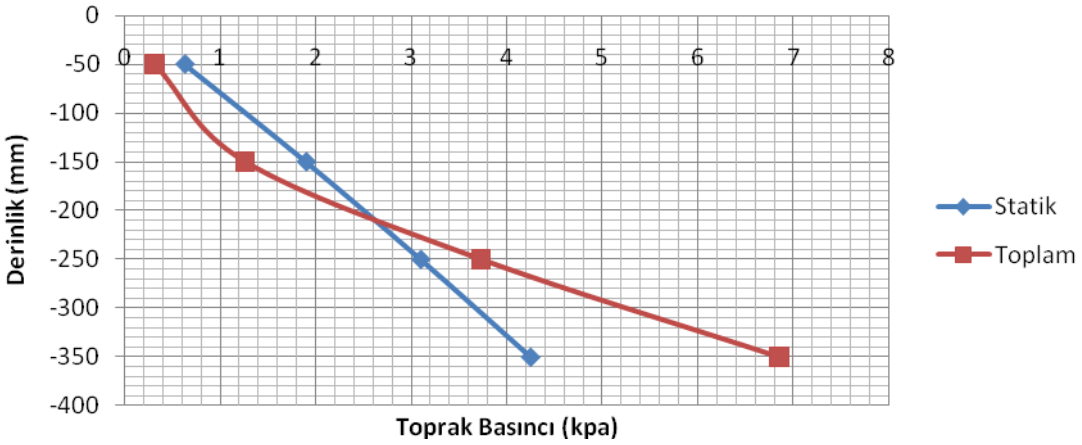
Şekil 4.55 Statik ve düzenli dinamik basıncın derinlikle değişimi (4 Hz)



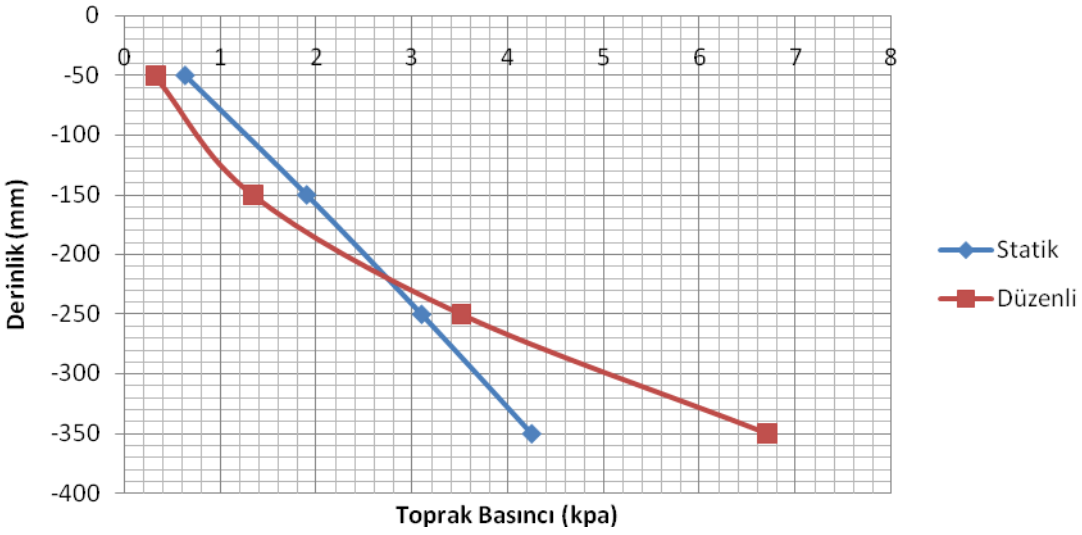
Şekil 4.56 Statik ve toplam dinamik basıncın derinlikle değişimi (5 Hz)



Şekil 4.57 Statik ve düzenli dinamik basıncın derinlikle değişimi (5 Hz)



Şekil 4.58 Statik ve toplam dinamik basıncın derinlikle değişimi (6 Hz)



Şekil 4.59 Statik ve düzenli dinamik basıncın derinlikle değişimi (6 Hz)

Çizelge 4.3 Birinci tip keson için toprak basıncı değişimleri (d_{50}=2.2 cm için)

Frekans (Hz)	a(g)	Statik Basınç Yükü (Kpa)		Toplam Dinamik Basınç Yükü (Kpa)		Düzenli Dinamik Basınç Yükü (Kpa)		Çalkantı Dinamik Basınç Yükü (Kpa)	
		S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
2	0.029	2.37	1.62	2.10	1.30	2.00	1.10	0.11	0.20
3	0.058	2.60	1.37	2.85	1.58	2.23	1.19	0.62	0.39
4	0.096	2.53	1.18	3.01	1.02	2.72	0.85	0.29	0.17
5	0.150	3.04	1.14	3.54	1.00	3.81	0.96	-0.27	0.24
6	0.240	2.61	1.05	2.62	0.68	3.81	0.69	-1.19	-0.48
7	0.344	2.77	1.49	2.95	0.69	4.35	0.66	-1.40	0.28

Çizelge 4.4 Birinci tip keson toprak basıncı değişimleri (d_{50}=0.9 cm için)

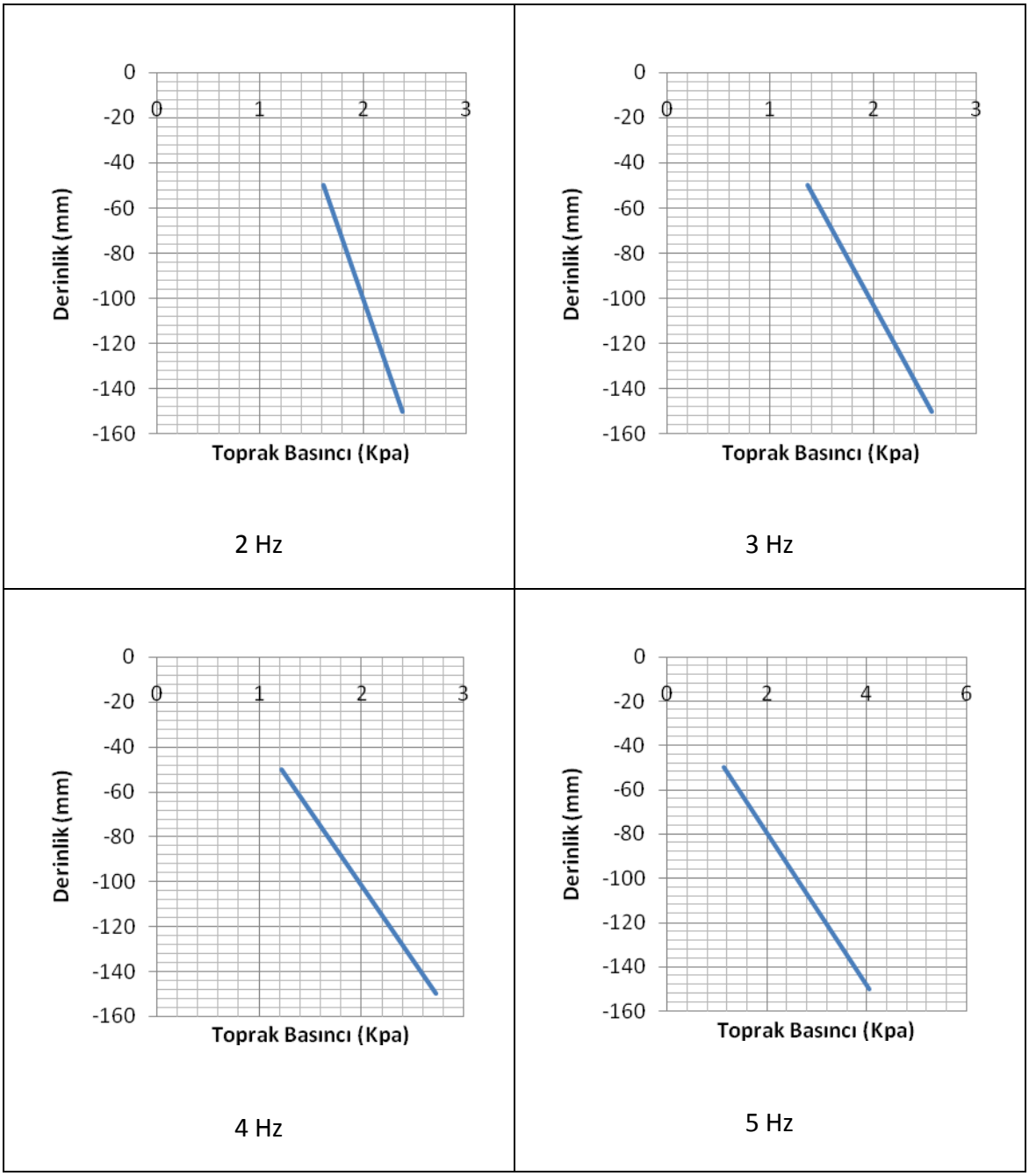
Frekans (Hz)	a(g)	Statik Basınç Yükü (Kpa)		Toplam Dinamik Basınç Yükü (Kpa)		Düzenli Dinamik Basınç Yükü (Kpa)		Çalkantı Dinamik Basınç Yükü (Kpa)	
		S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
4	0.086	2.03	0.84	2.33	0.73	2.12	0.83	0.21	-0.10
5	0.151	1.75	0.66	2.18	0.60	2.052	0.554	0.128	0.05
6	0.244	2.03	0.78	3.15	0.42	2.73	0.44	0.41	-0.02

Çizelge 4.5 İkinci tip keson toprak basıncı değişimleri (d_{50}=0.9 cm için)

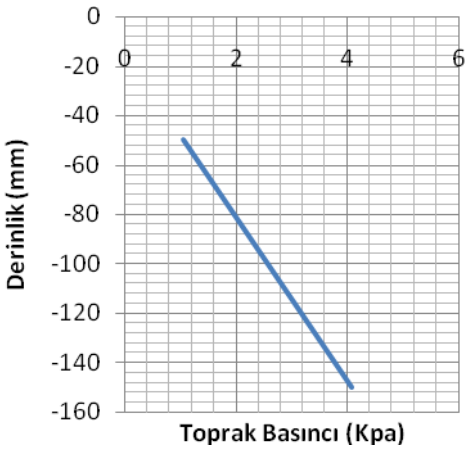
Frekans (Hz)	a (g)	Statik Basınç Yükü (Kpa)				Toplam Dinamik Basınç Yükü (Kpa)				Düzenli Dinamik Basınç Yükü (Kpa)				Çalkantı Dinamik Basınç Yükü (Kpa)			
		S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4
3	0.046	4.15	3.09	1.61	0.51	4.26	2.96	1.58	0.52	4.32	2.99	1.56	0.57	-0.06	-0.02	0.57	-0.05
4	0.090	4.13	2.96	1.60	0.56	5.68	4.15	2.21	0.70	4.67	3.31	1.99	0.73	1.01	0.83	0.22	-0.02
5	0.163	4.55	3.10	1.70	0.63	4.41	3.71	2.35	0.52	4.91	3.87	2.50	0.60	-0.5	-0.15	-0.1	-0.07
6	0.243	4.25	3.10	1.90	0.63	6.85	3.73	1.26	0.31	6.70	3.51	1.34	0.32	0.15	0.22	-0.1	-0.02

Düzenli ve çalkantı bileşenlerinin tüm frekans değerleri için gerek birinci tip gerekse ikinci tip keson modellerin derinlikleri boyunca değişimleri sırasıyla Şekil 4.60-4.65'te verilmiştir. Her iki kesonda ve farklı geri dolgu için, gerek düzenli gerekse düzensiz

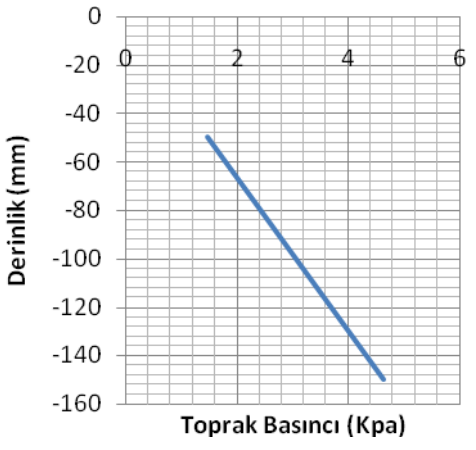
basınç bileşenlerinin derinlikle arttıkları görülmüştür. Birinci tip kesonda basınç artışı lineer görünümdedir ancak yüksekliği daha fazla olan ikinci tip kesonda çalkantı bileşeninin değişimi yeterince lineer görünümde değildir.



Şekil 4.60 Birinci tip keson için düzenli toprak basıncının derinlikle değişimi (d_{50}=2.2 cm)

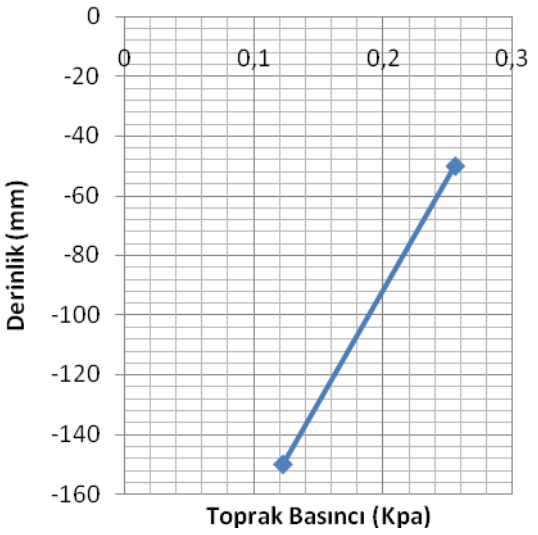


6 Hz

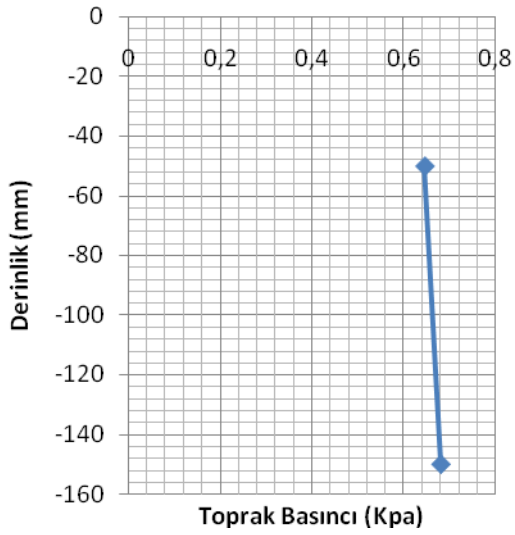


7 Hz

Şekil 4.60 Devamı

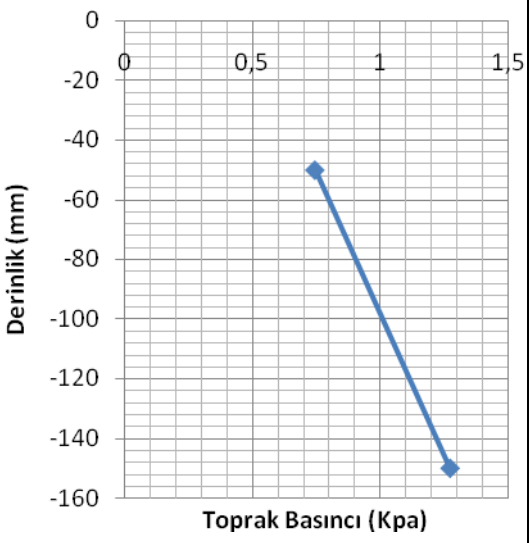


2 Hz

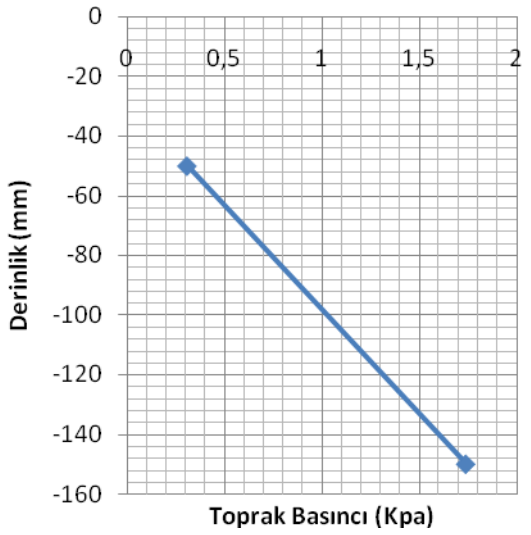


3 Hz

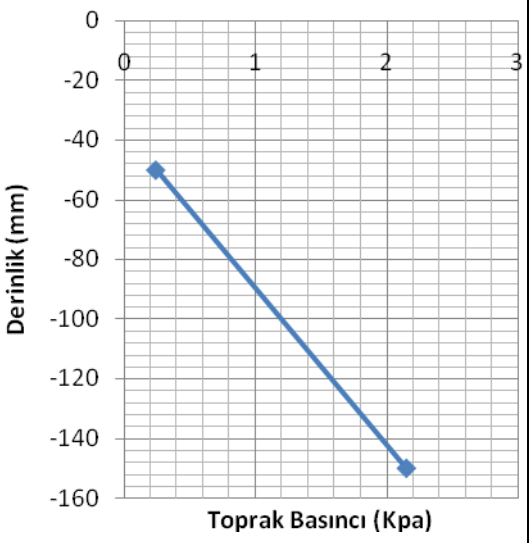
Şekil 4.61 Birinci tip keson için toprak basıncı çalkantı bileşeninin derinlikle değişimi (d_{50}=2.2 cm)



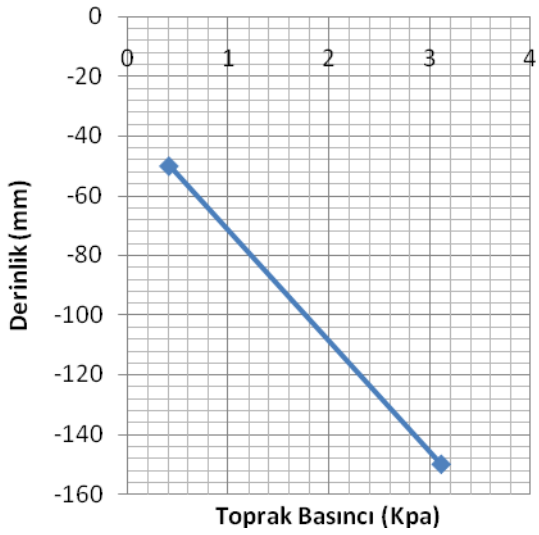
4 Hz



5 Hz

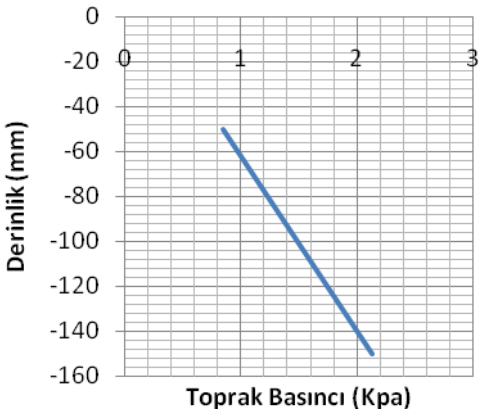


6 Hz

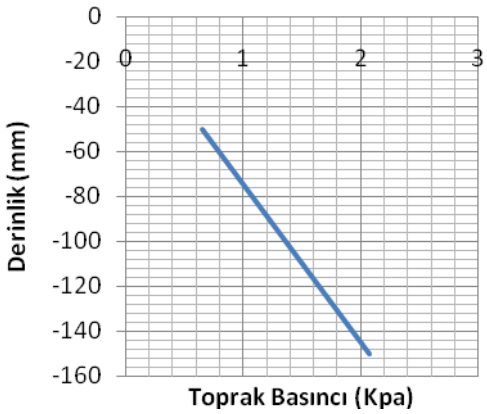


7 Hz

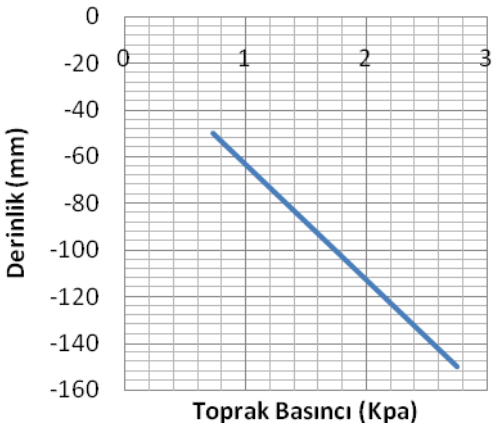
Şekil 4.61 Devamı



4 Hz

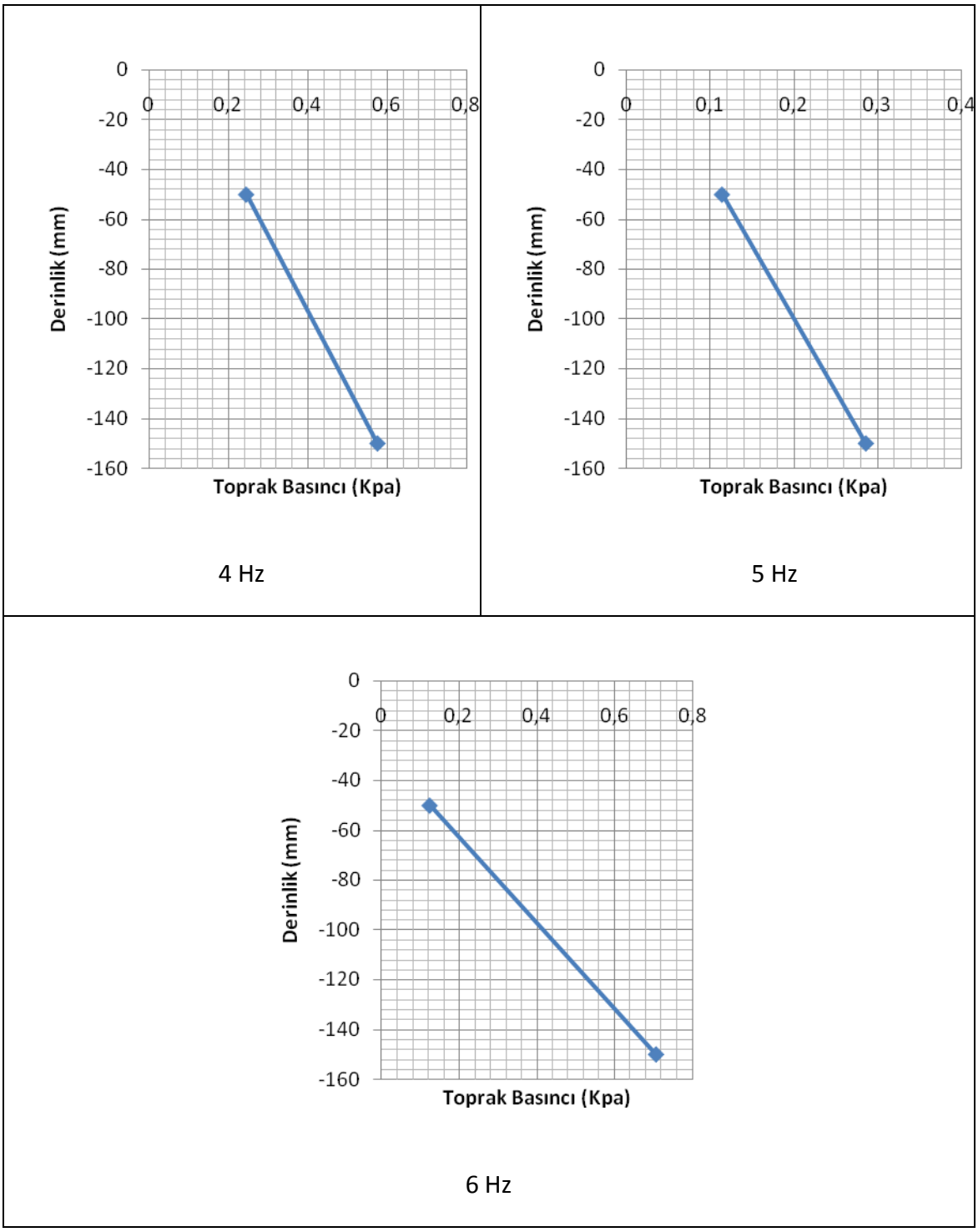


5 Hz

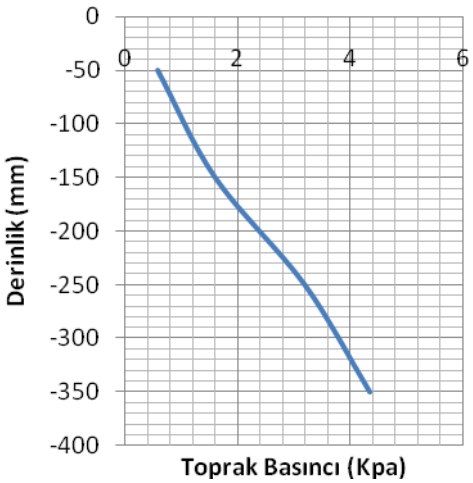


6 Hz

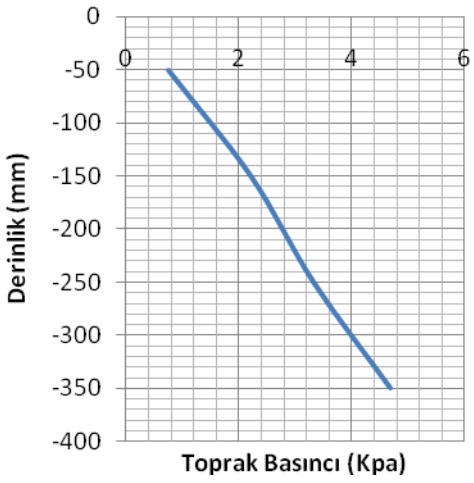
Şekil 4.62 Birinci tip keson için düzenli toprak basıncının derinlikle değişimi (d_{50}=0.9 cm)



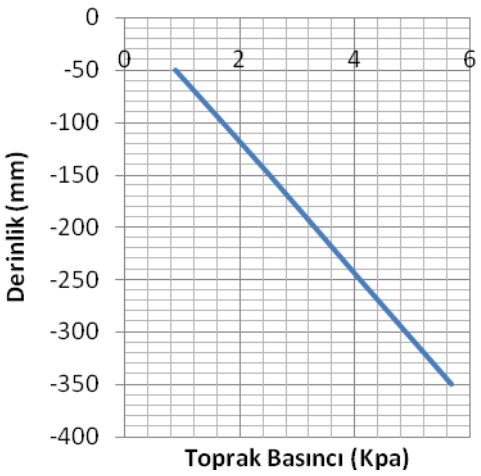
Şekil 4.63 Birinci tip keson için toprak basıncı çalkantı bileşeninin derinlikle değişimi (d_{50}=0.9 cm)



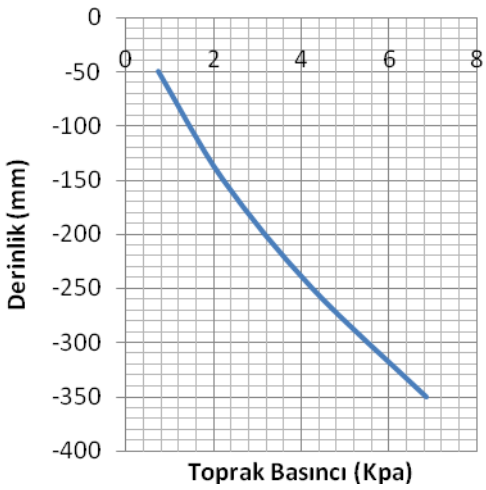
3 Hz



4 Hz

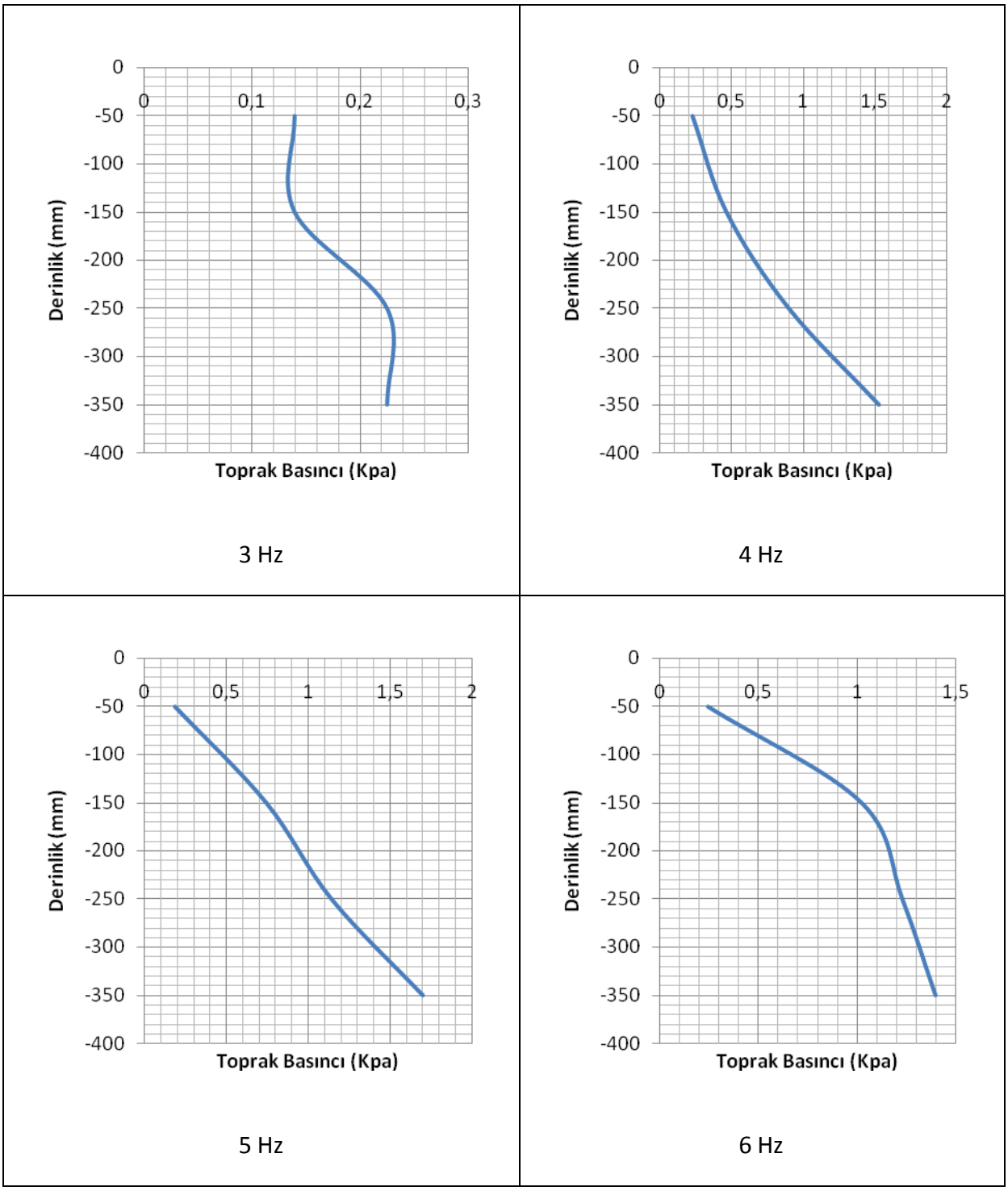


5 Hz



6 Hz

Şekil 4.64 İkinci tip keson için düzenli toprak basıncının derinlikle değişimi (d_{50}=0.9 cm)



Şekil 4.65 İkinci tip keson için toprak basıncı çalkantı bileşeninin derinlikle değişimi (d_{50}=0.9 cm)

4.4 Boşluk Suyu Basıncı Ölçümlerinin Değerlendirilmesi

Birinci tip keson için iri malzeme ile yapılan deneylerde boşluk suyu basıncı ölçeri (P1), blok üst kotundan yaklaşık 15 cm aşağıya yerleştirilmiştir. İnce malzeme ile yapılan deneylerde ise ilk boşluk suyu basıncı ölçeri (P1) yaklaşık 12 cm civarına, ikinci boşluk suyu basıncı ölçeri (P2) ise blok üst kotundan yaklaşık 3 cm civarı aşağıya yerleştirilmiştir. İkinci tip keson modelde bir nolu boşluk suyu basıncı ölçer (P1) blok üst kotundan yaklaşık 30 cm aşağıya, iki nolu boşluk suyu basıncı ölçeri (P2) ise 10 cm aşağıya yerleştirilmiştir.

Aşırı boşluk suyu basıncının etkisini gözlemlemek ve yorumlamak için üç boyutta çalışabilen sarsma tankına ihtiyaç duyulmaktadır (Liang, [24]). Ancak bu tez için yapılan çalışmada tek doğrultuda çalışan sarsma tankı kullanılmıştır.

İstinat duvarının arkasındaki geri dolgunun içindeki suyun varlığı sismik yüklerin yanaşma yapıları üzerindeki davranışını iki yönden etkilemektedir:

- Geri dolguda hidrodinamik basınç oluşturmak
- Geri dolgudaki çevrimsel gerilmeler yüzünden aşırı boşluk suyu basıncı oluşumuna sebep olmak

Hidrodinamik su basıncı, serbest boşluk suyu durumunda da oluşabilir ve duvar üzerine etki eden zemin ve hidrostatik basınçlarla birlikte hesaba katılmalıdır. Matsuo ve Ohara (1965) geri dolgudaki hidrodinamik basıncın yaklaşık olarak duvarın ön yüzündeki basıncın %70'i kadar olduğunu önermişlerdir.

Deprem esnasında zeminin çökmesine sebep olan en önemli etkenlerden biri boşluk suyu basıncı oluşumudur. Kum deprem esnasında sıkılaşma eğilimi içerisindedir. Boşluklardaki su sıkılaşma esnasında yeterince çabuk kaçamaz. Bu yüzden boşluk suyu basıncı artmakta ve kum taneleri arasındaki efektif gerilme azalmaktadır. Kum, yer değiştirmeye karşı direnç göstermek ve kayma mukavemetine sahip olmak için taneler arasındaki efektif gerilmeye ihtiyaç duyar. Sonuç olarak boşluk suyu basıncındaki artış dayanıklılığı azaltmaktadır. Kayma gerilmesini kontrol eden kayma modülü aynı zamanda ortalama efektif normal gerilmede işlev görmektedir. Bu sebeple boşluk suyu basıncının artmasıyla kayma modülü de düşmektedir. En uç noktada tüm kayma direnci

ve kayma sıkılığı kaybolduğu zaman kum sıvı gibi hareket eder ve bu da yapılarda felaket sonuçlara sebep olur. Zeminde gerçekleşen bu durum sıvılaşma olarak adlandırılır.

Efektif gerilmenin kaybolmasından sonra kum ne kayma modülüne ne de kayma mukavemetine sahiptir. Dolayısıyla ufak gerilmeler esnasında bile büyük yer değiştirmeleri gözlemlenebilir. Çevrimsel yükleme esnasında aşırı boşluk suyu basıncında (Δp) 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 tekabül eder. 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 yok olması zemin hareketini anlayabilmek için bilinmesi gereken bir faktördür. Aşırı boşluk suyu basıncının gelişimi depremin süresine, depremin büyüklüğüne ve zemin tipine bağlıdır.

Kontrollü boşluk suyu koşullarında, Mononobe-Okabe yöntemi değiştirilerek geri dolgudaki aşırı boşluk suyu basıncı hesaplanabilmektedir:

$$\gamma_{eff,1} = (\gamma - \gamma_w)(1 - r_u) \qquad (4.1)$$

$$\psi_1 = \tan^{-1}\left[\frac{\gamma.k_h}{\gamma_{eff,1}(1-k_v)}\right] \qquad (4.2)$$

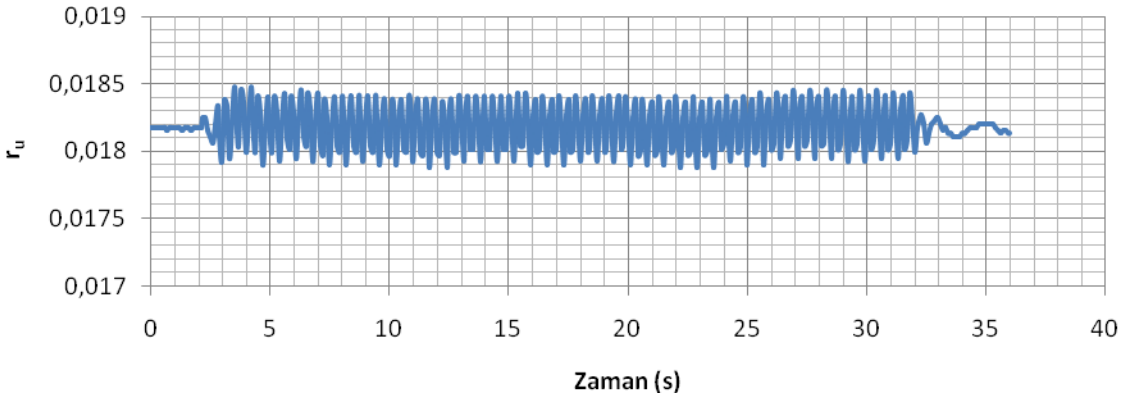
Burada $\gamma_{eff,1}$: Aşırı boşluk suyu basıncı ile birlikte efektif birim zemin ağırlığını ψ_1 : Aşırı boşluk suyu basıncı ile birlikte sismik atalet açısını göstermektedir. Bu çalışmada boşluk suyu basıncı oranı aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$r_u = \frac{\Delta p}{\sigma'} \qquad (4.3)$$

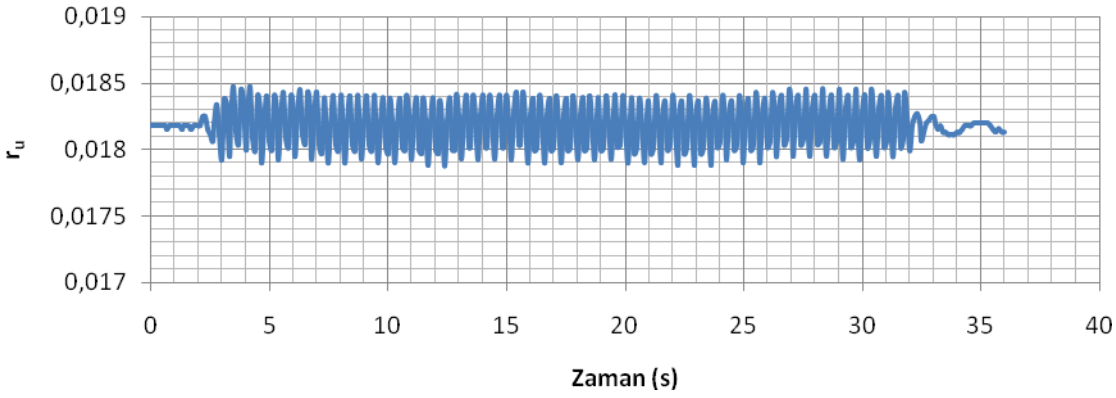
$$\sigma' = (\gamma_{zemin} - \gamma_{su})z \qquad (4.4)$$

z: Zemin basıncının ölçüldüğü konumun zemin seviyesinden olan düşey mesafedir.

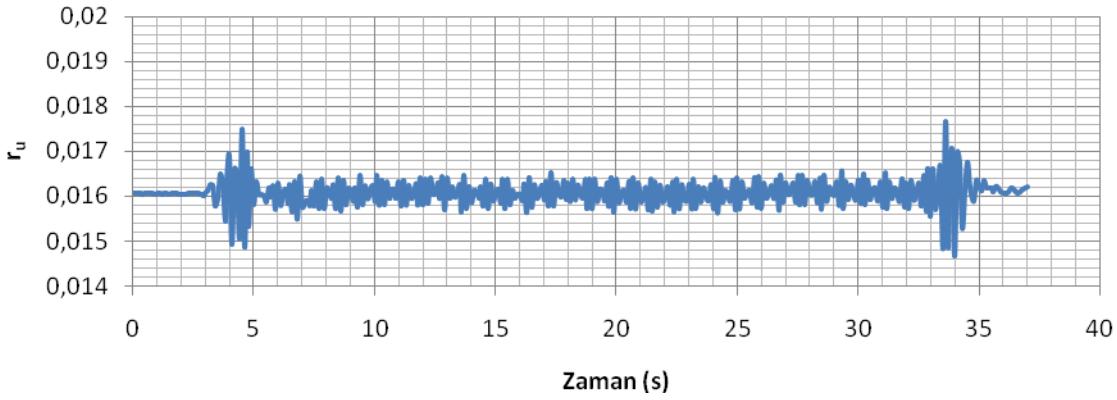
Deneylerde kullanılan geri dolgu malzemesi d_{50}=0.9 ve 2.2 cm çaplarına sahip çakıldır ve kaba malzemeyi temsil etmektedir. Her iki geri dolgu malzemesinin porozitesi %40'tır. Bu durumda, dinamik yükler altında boşluk suyu basıncında yeterince artış meydana gelememektedir. Şekil 4.66 - 4.76'da yapılan deney koşullarında boşluk suyu basıncı oranının çok düşük olduğu görülmektedir. Her bir boşluk suyu basıncı ölçerden elde edilen veriler sırasıyla EK C Şekil C.1 – C.18'de verilmiştir.



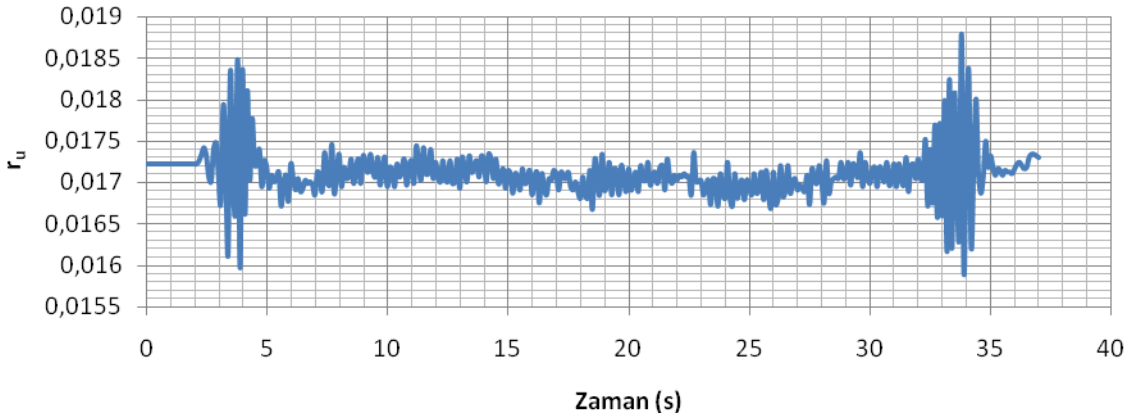
Şekil 4.66 1 nolu boşluk suyu basınç oranı (Deney no: 1, d=2.2 cm)



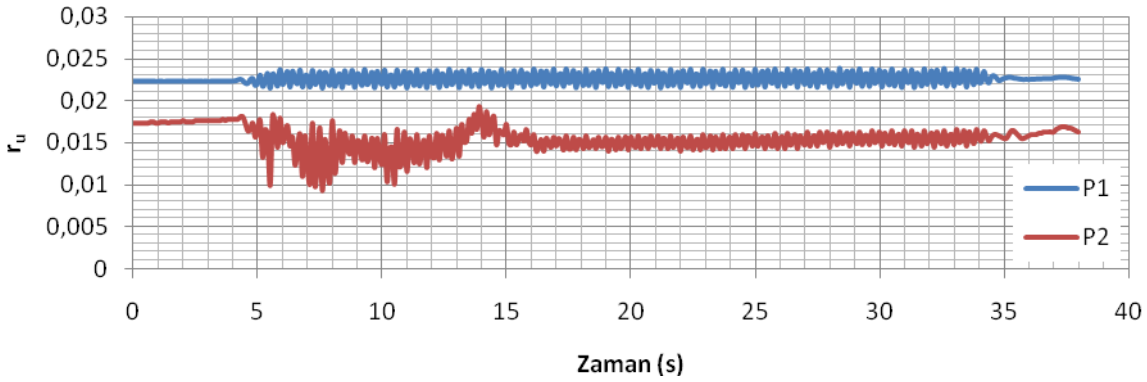
Şekil 4.67 1 nolu boşluk suyu basınç oranı (Deney no: 2, d=2.2 cm)



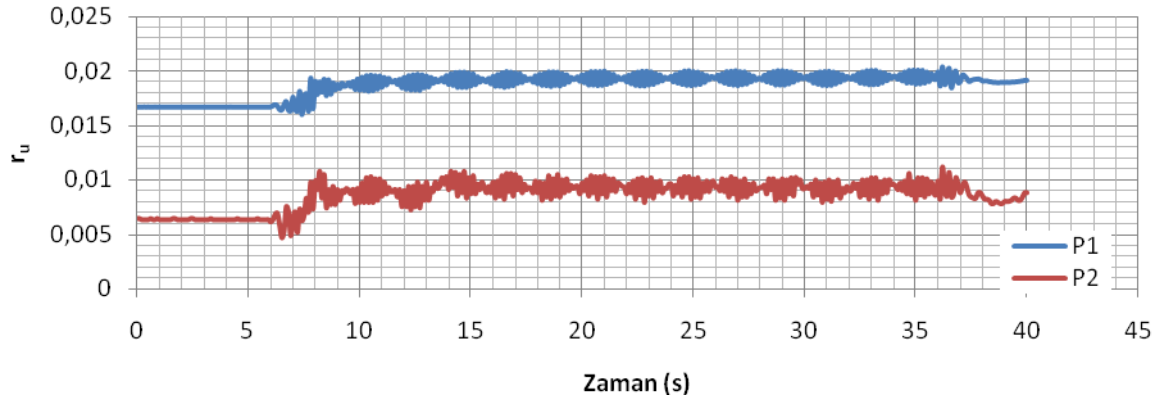
Şekil 4.68 1 nolu boşluk suyu basınç oranı (Deney no: 5, d=2.2)



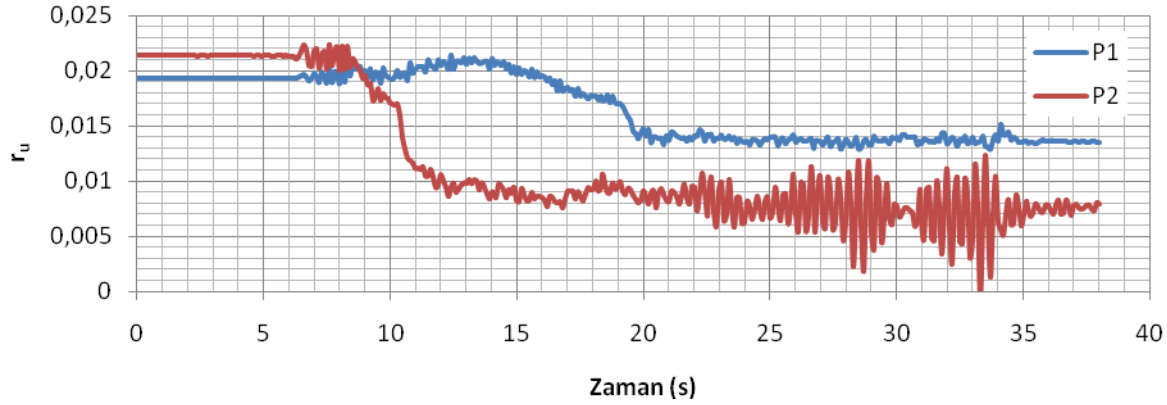
Şekil 4.69 1 nolu boşluk suyu basınç oranı (Deney no: 6, d=2.2 cm)



Şekil 4.70 1 ve 2 nolu boşluk suyu basınç oranı (Deney no: 7, d=0.9 cm)

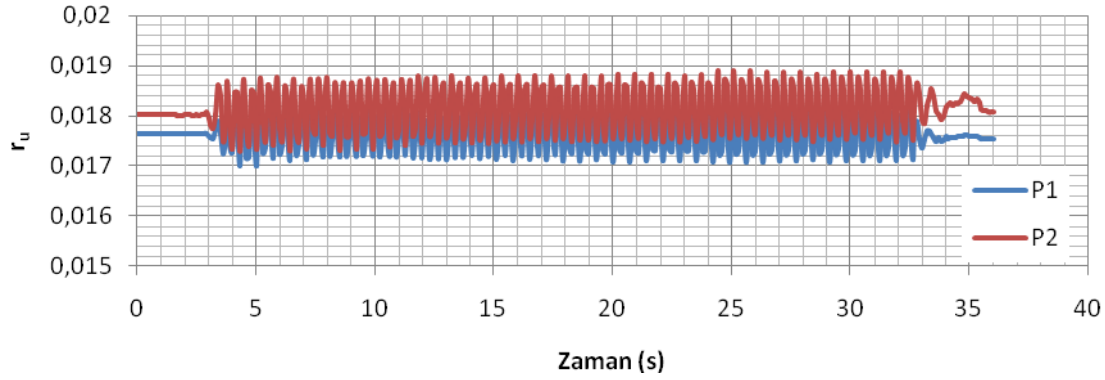


Şekil 4.71 1 ve 2 nolu boşluk suyu basınç oranı (Deney no: 8, d=0.9 cm)

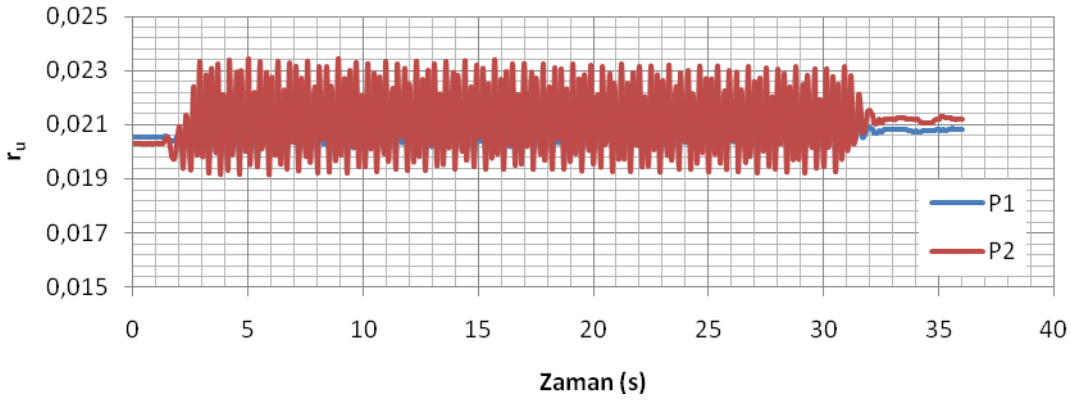


Şekil 4.72 1 ve 2 nolu boşluk suyu basınç oranı (Deney no: 9, d=0.9 cm)

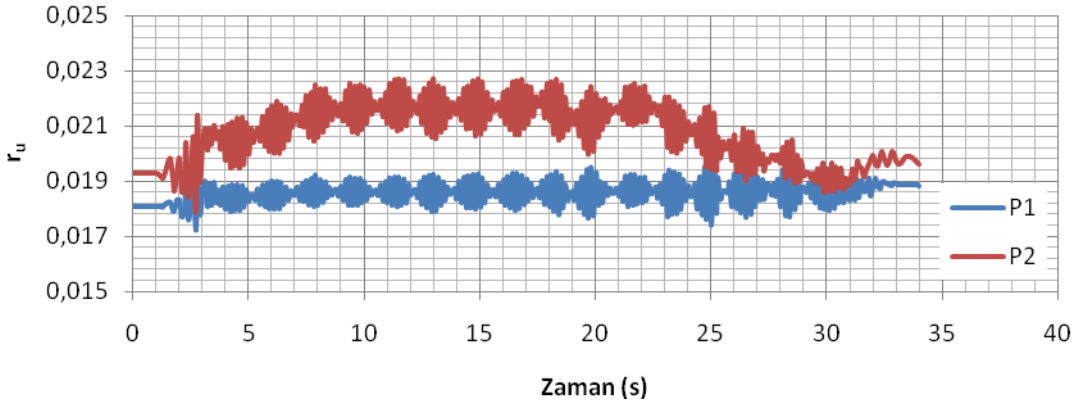
4.4.1 İkinci Tip Keson



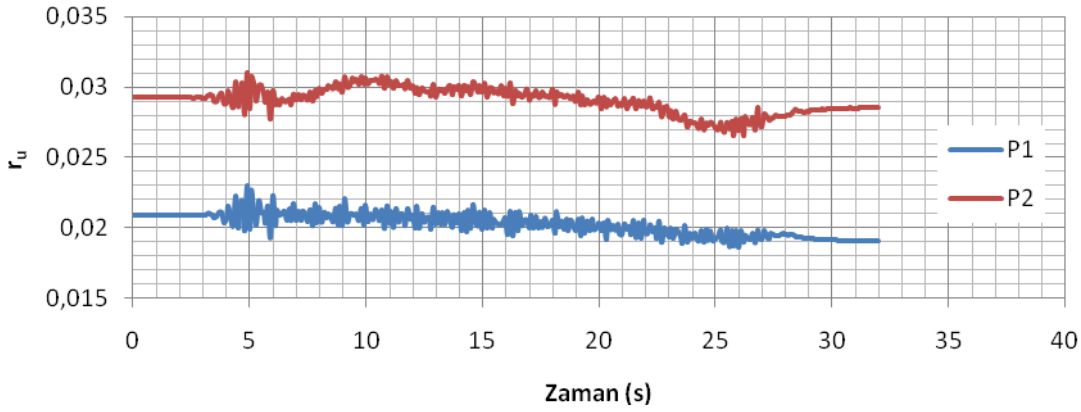
Şekil 4.73 1 ve 2 nolu boşluk suyu basınç oranı (Deney no: 10, d=0.9 cm)



Şekil 4.74 1 ve 2 nolu boşluk suyu basınç oranı (Deney no: 11, d=0.9 cm)



Şekil 4.75 1 ve 2 nolu boşluk suyu basınç oranı (Deney no: 12, d=0.9 cm)



Şekil 4.76 1 ve 2 nolu boşluk suyu basınç oranı (Deney no: 13, d=0.9 cm)

4.5 Konum Değişimi Ölçümlerinin Değerlendirilmesi

Gerek birinci tip gerekse ikinci tip kesonun harmonik sismik yük altında yatay doğrultuda ötelenme ve eğilme tipi hasarlarını belirlemek amacıyla deplasman ölçerler yardımıyla hareket miktarları ölçülmüştür. Birinci tip keson için su tarafı üst kota yatay öteleme için D2, düşey öteleme için D1 deplasman ölçerleri, ikinci tip ise yine su tarafı üst kota birinci tipe benzer yatay öteleme D2, düşey öteleme D1 deplasman ölçerlere ilave olarak tabandan 12 cm yukarıda diğer bir yatay öteleme (D3) deplasman ölçer yerleştirilmiştir (Şekil 4.1). Deplasman ölçerler başlangıçtaki sakin konuma göre konumları sıfırlanmıştır.

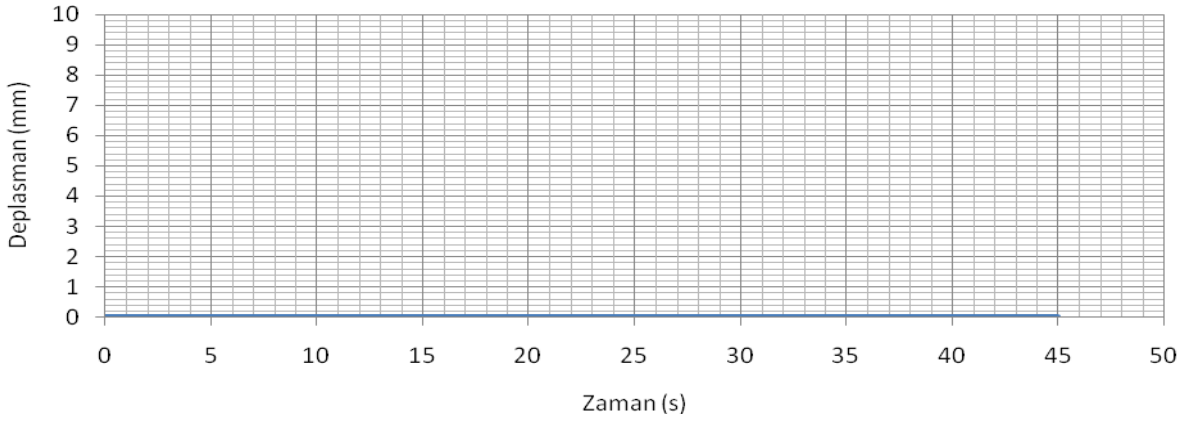
4.5.1 Birinci Tip Keson

Birinci tip keson model d_{50}=2.2 cm ve d_{50}=0.9 cm medyan çapına sahip iki farklı geri dolgu malzemesi ile yapmış olduğu ortalama ötelenme miktarları belirlenerek Çizelge 4.6'da özetlenmiştir. Her bir deplasman ölçerden elde edilen ötelenme miktarlarının tarihçeleri iri ve ince malzemeye sahip geri dolgu için sırasıyla Şekil 4.77 – 4.91'de verilmiştir. Şekiller incelendiğinde iri malzemeden oluşan geri dolgu halinde 2 Hz için hasar gözlemlenmemiştir. Frekans arttıkça hasar gözlemlenerek artmaya başlamıştır. 3 Hz için önce keson yatay doğrultuda ötelenmiş, düşey doğrultuda eğilmeye yönelik hasar olmamıştır. Ancak 4 Hz'den sonra öteleme miktarları artmış ve rijit tabana rağmen eğilme hasarı meydana gelmiştir. İri malzemeden oluşan geri dolgu durumunda öteleme miktarlarının tarihçeleri incelendiğinde ötelenme ilk 10 s içinde önemli miktarda artmış ve daha sonra daha tedrici bir artış göstermiştir. Benzer durum ince malzemeden oluşan geri dolgu için yapılan deneylerde de gözlemlenmiştir.

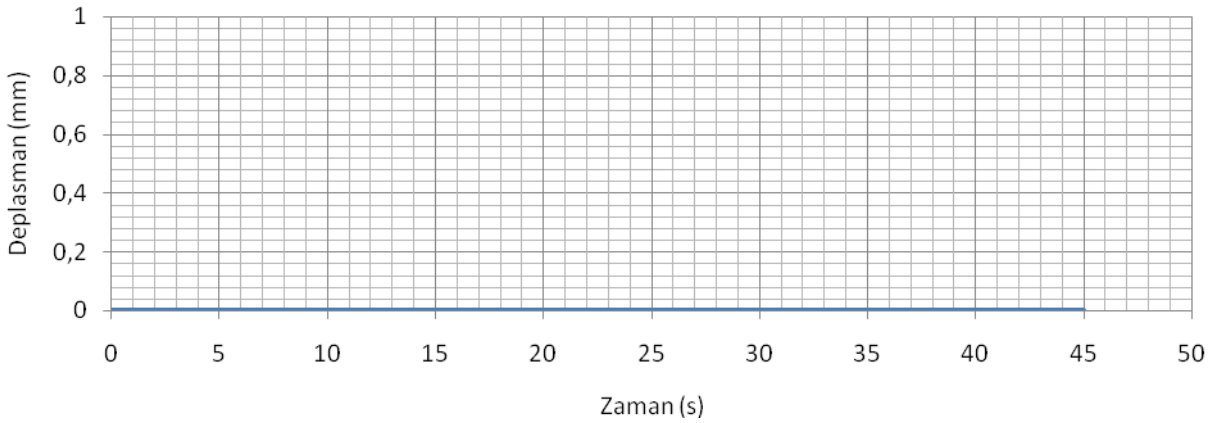
İnce malzemeden oluşan geri dolgu durumunda hasar iri malzemeye göre daha geç başlamış ve 4 Hz için öteleme belirlenmiştir. Yatay ve düşey ötelemelere bakıldığında rijit taban durumu için daima yatay öteleme düşey ötelemeden daha büyük olmuştur.

Çizelge 4.6 Konum değişimi ölçümleri

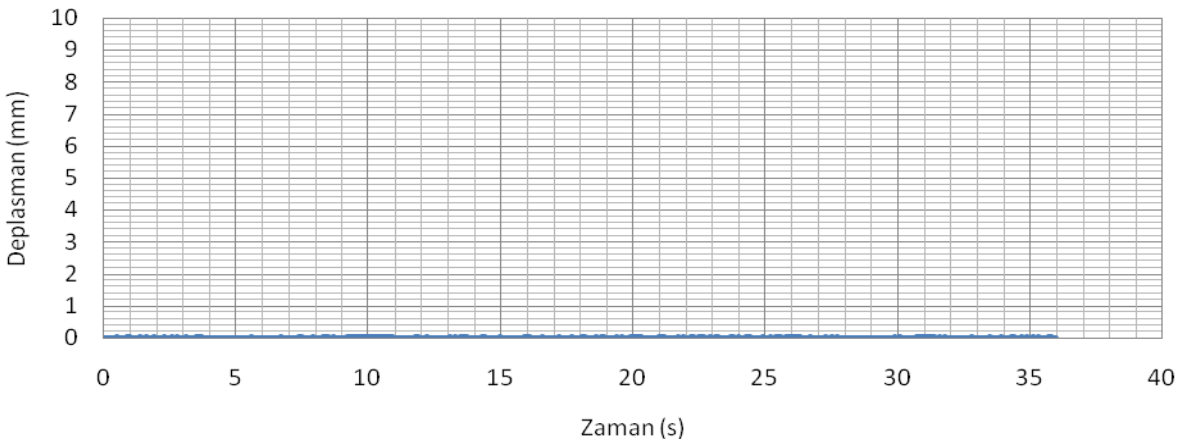
Deney No	Frekans	Taban ivmesi a_{ort}(g)	İri Malzeme		Tank ivmesi a_{ort}(g)	İnce Malzeme	
			D1 (mm)	D2 (mm)		D1 (mm)	D2 (mm)
1	2 Hz	0.066	0	0	-	-	-
2	3 Hz	0.247	0	0.15	-	-	-
3	4 Hz	0.27	0.22 (35. s)	2.86 (35. s)	0.227	-	2.13 (35. s)
4	5 Hz	0.381	2.77 (35. s)	7.81 (35. s)	0.367	-	17.05 (32. s)
5	6 Hz	0.496	8.67 (35. s)	93.71 (35. s)	0.49	-	114.13 (30. s)
6	7 Hz	0.675	11.92 (35. s)	101.58 (35. s)	-	-	-



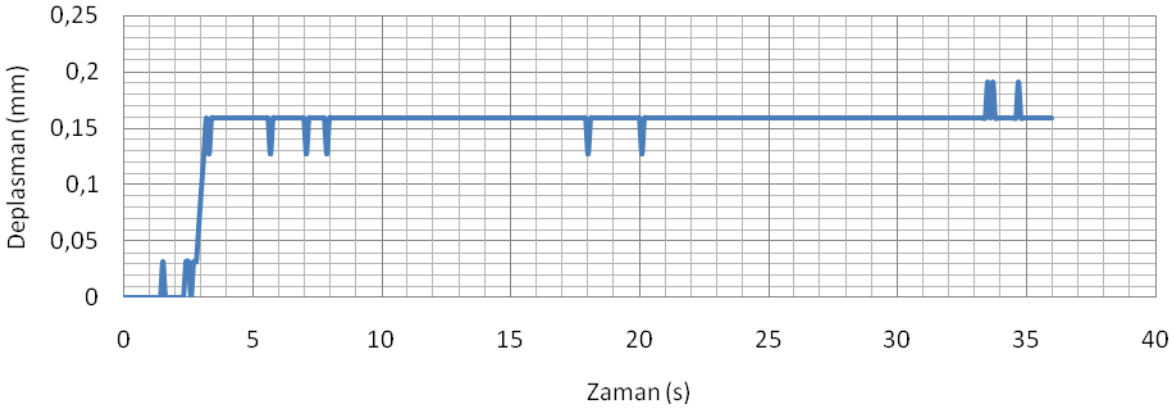
Şekil 4.77 1 nolu pozisyon ölçerden elde edilen yer değiştirmenin düşey zamanla değişimi (Deney No: 1, d=2.2 cm, f=2 Hz)



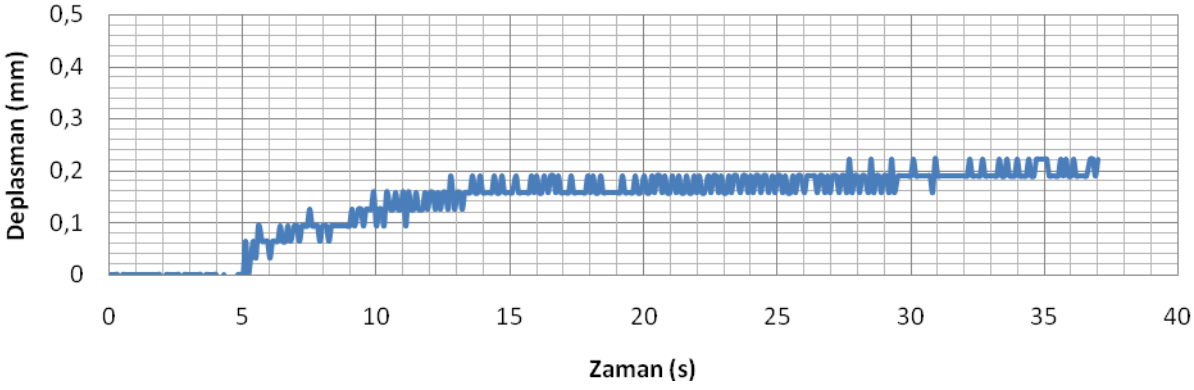
Şekil 4.78 2 nolu pozisyon ölçerden elde edilen yer değiştirmenin düşey zamanla değişimi (Deney No: 1, d=2.2 cm, f=2 Hz)



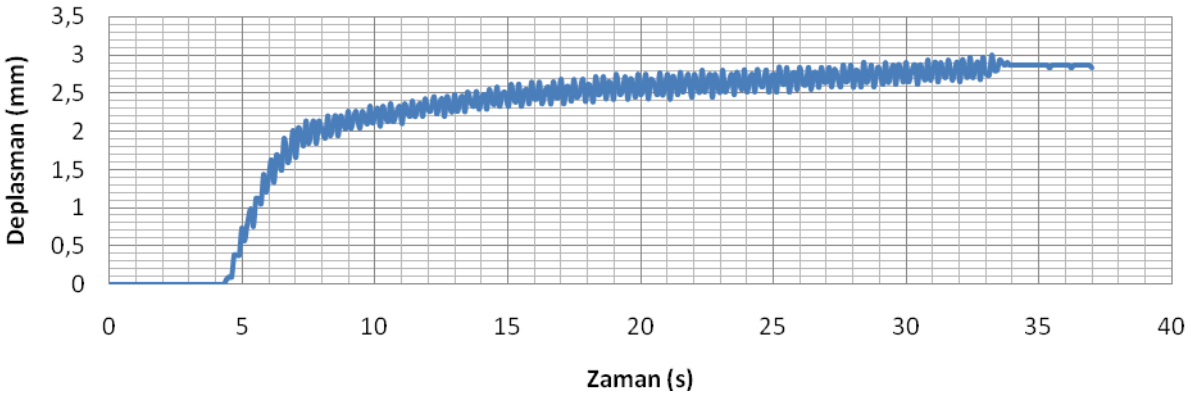
Şekil 4.79 1 nolu pozisyon ölçerden elde edilen yer değiştirmenin düşey zamanla değişimi (Deney No: 2, d=2.2 cm, f=3 Hz)



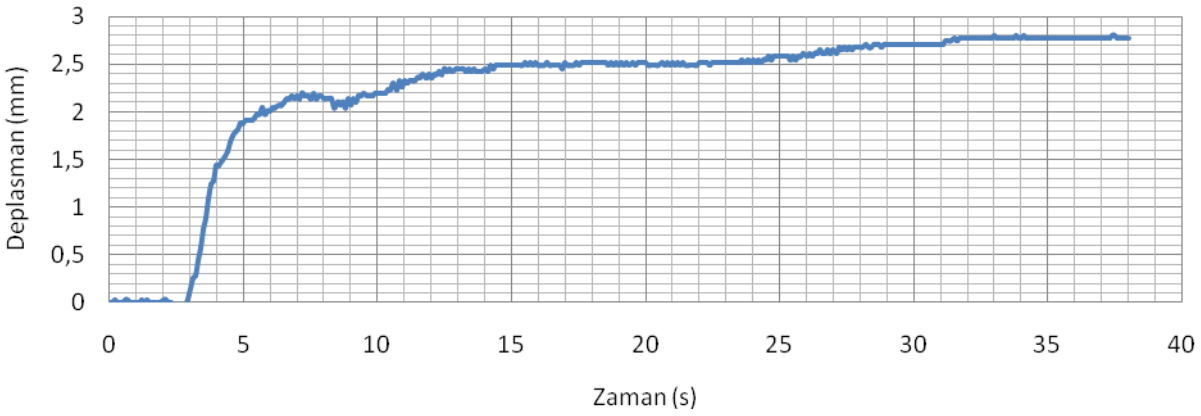
Şekil 4.80 2 nolu pozisyon ölçerden elde edilen yer değiştirmenin düşey zamanla değişimi (Deney No: 2, d=2.2 cm, f=3 Hz)



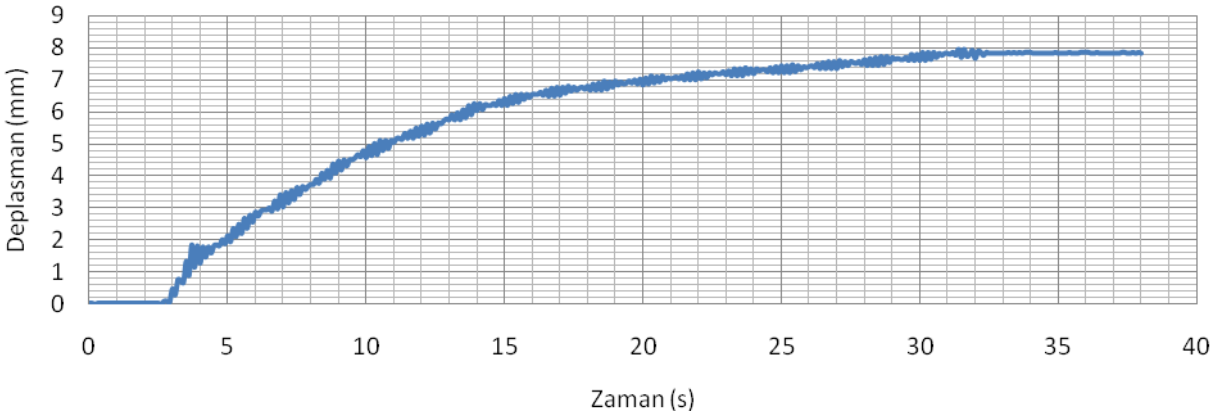
Şekil 4.81 1 nolu pozisyon ölçerden elde edilen yer değiştirmenin düşey zamanla değişimi (Deney No: 3, d=2.2 cm, f=4 Hz)



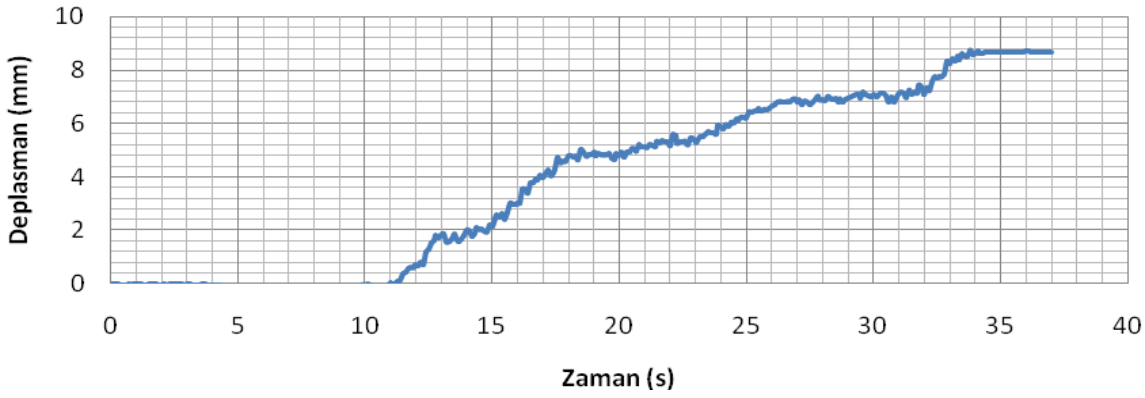
Şekil 4.82 2 nolu pozisyon ölçerden elde edilen yer değiştirmenin düşey zamanla değişimi (Deney No: 3, d=2.2 cm, f=4 Hz)



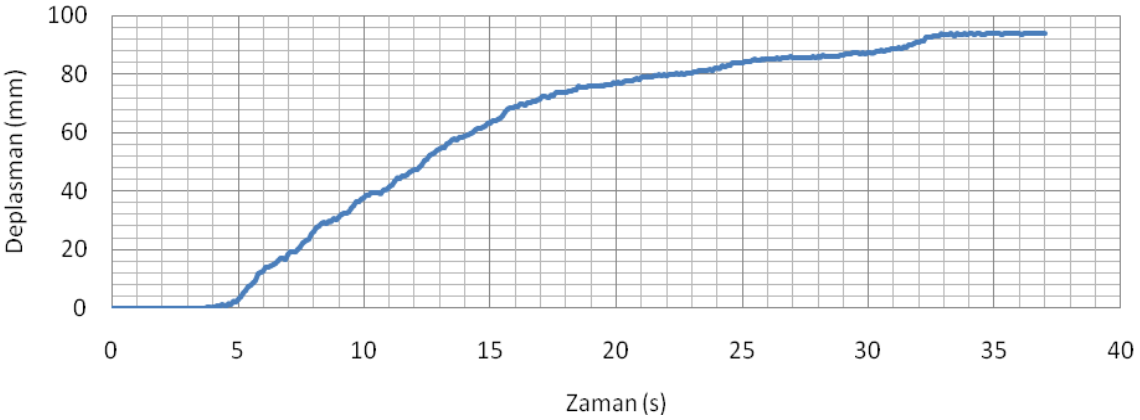
Şekil 4.83 1 nolu pozisyon ölçerden elde edilen yer değiştirmenin düşey zamanla değişimi (Deney No: 4, d=2.2 cm, f=5 Hz)



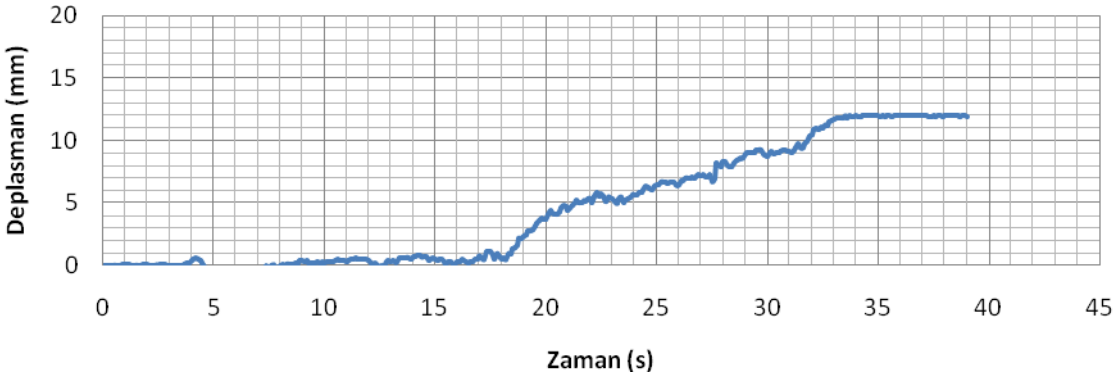
Şekil 4.84 2 nolu pozisyon ölçerden elde edilen yer değiştirmenin düşey zamanla değişimi (Deney No: 4, d=2.2 cm, f=5 Hz)



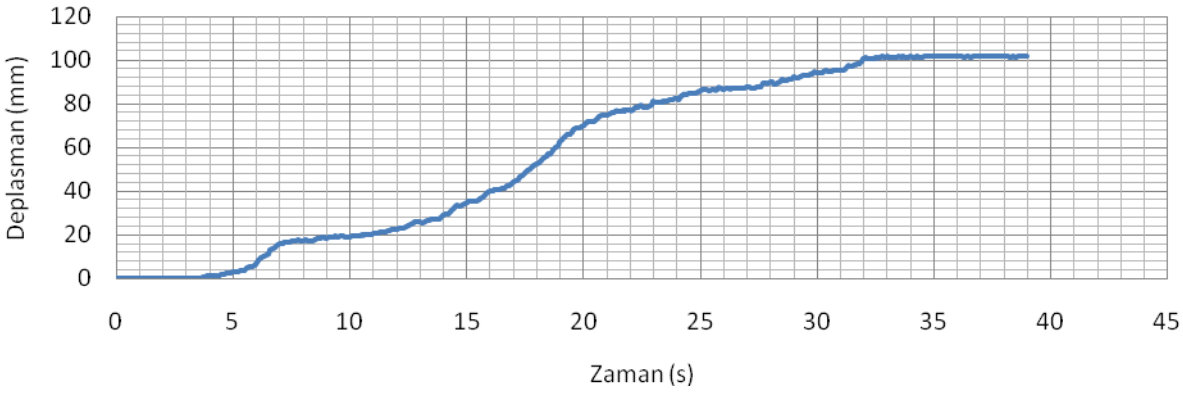
Şekil 4.85 1 nolu pozisyon ölçerden elde edilen yer değiştirmenin düşey zamanla değişimi (Deney No: 5, d=2.2 cm, f=6 Hz)



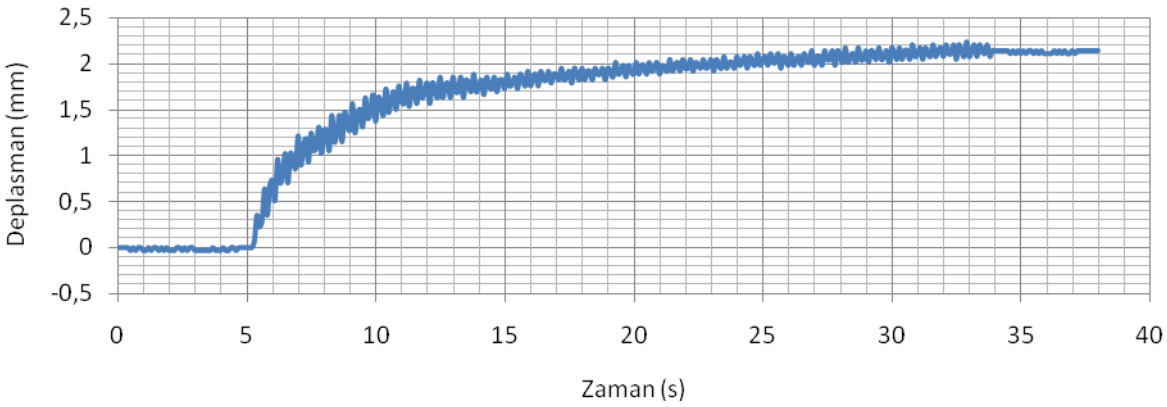
Şekil 4.86 2 nolu pozisyon ölçerden elde edilen yer değiştirmenin düşey zamanla değişimi (Deney No: 5, d=2.2 cm, f=6 Hz)



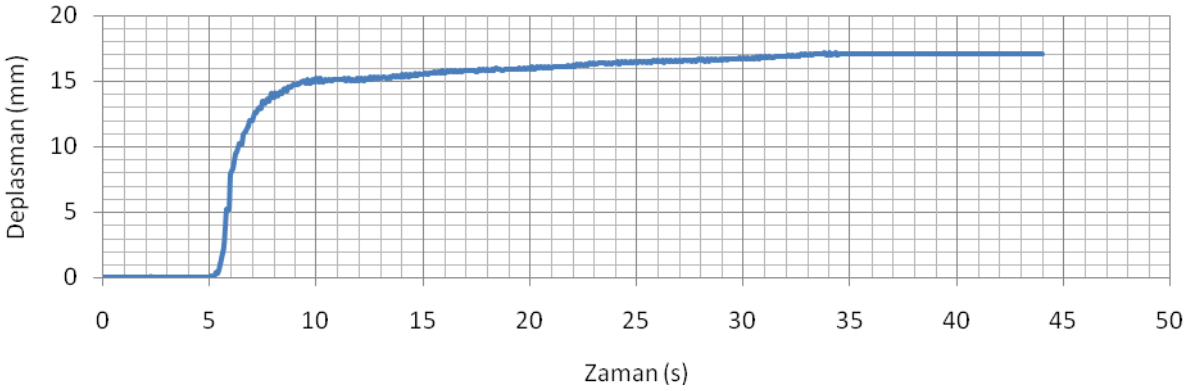
Şekil 4.87 1 nolu pozisyon ölçerden elde edilen yer değiştirmenin düşey zamanla değişimi (Deney No: 6, d=2.2 cm, f=7 Hz)



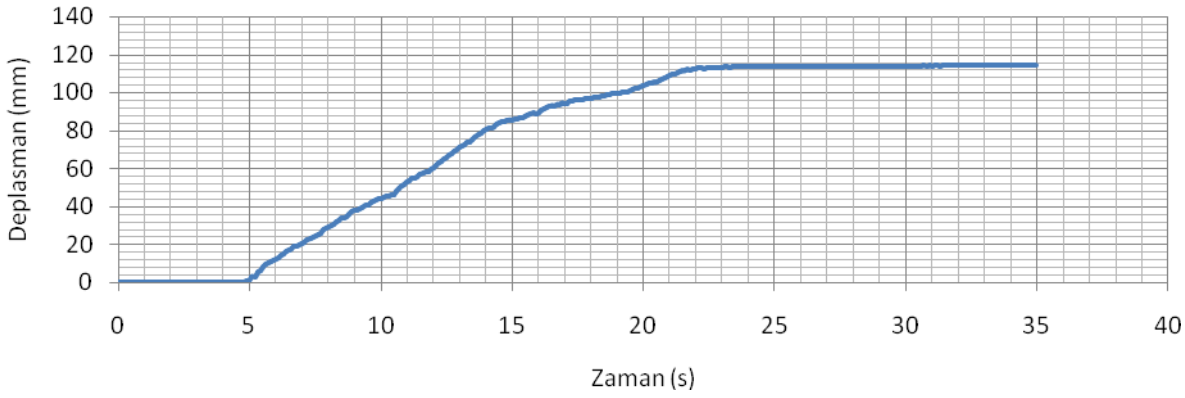
Şekil 4.88 2 nolu pozisyon ölçerden elde edilen yer değiştirmenin düşey zamanla değişimi (Deney No: 6, d=2.2 cm, f=7 Hz)



Şekil 4.89 2 nolu pozisyon ölçerden elde edilen yer değiştirmenin düşey zamanla değişimi (Deney No: 7, d=0.9 cm, f=4 Hz)



Şekil 4.90 2 nolu pozisyon ölçerden elde edilen yer değiştirmenin düşey zamanla değişimi (Deney No: 8, d=0.9 cm, f=5 Hz)



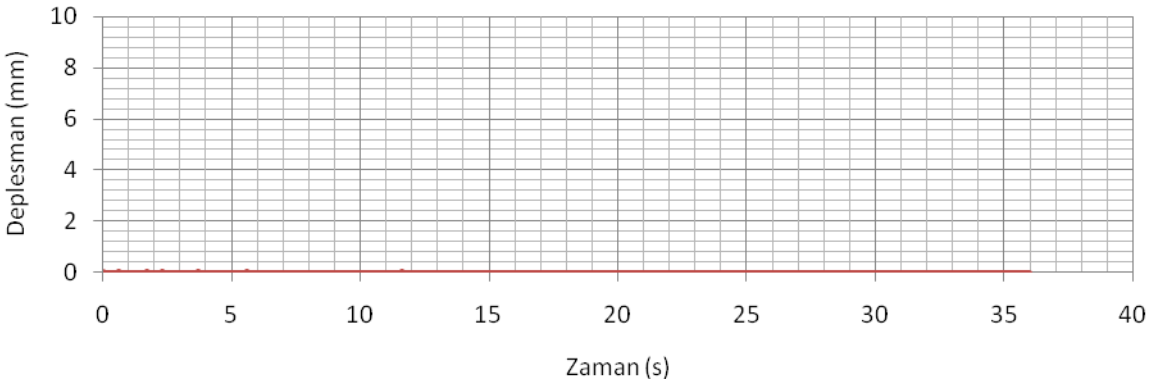
Şekil 4.91 2 nolu pozisyon ölçerden elde edilen yer değiştirmenin düşey zamanla değişimi (Deney No: 9, d=0.9 cm, f=6 Hz)

4.5.2 İkinci Tip Keson

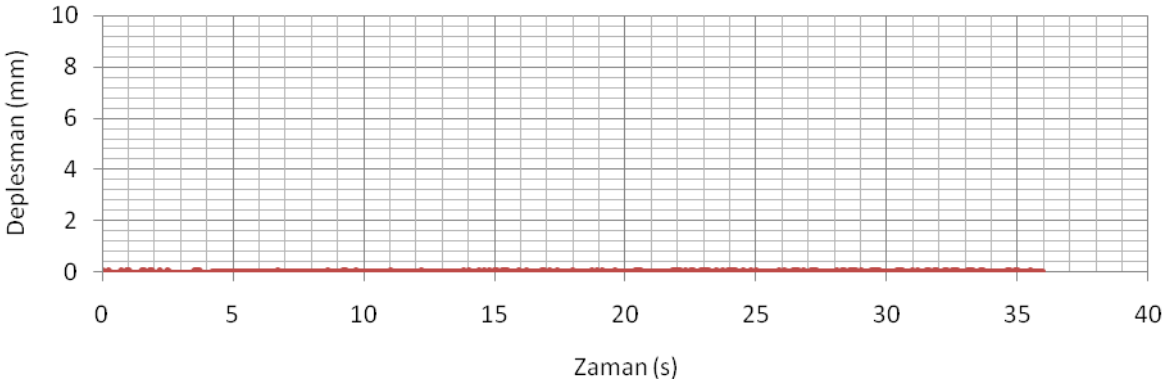
İkinci tip keson için üç farklı konumda ölçülen ortalama ötelenme miktarları Çizelge 4.7'de verilmiştir. Şekil 4.97 - 4.103 ile sırasıyla düşey ve yatay ötelenmelerin tarihçeleri dört farklı frekans için verilmiştir. Bu tip keson için 3 ve 4 Hz için ötelenmelerin önemli miktarı ilk 10 s içinde meydana gelirken 5 Hz ve 6 Hz için daha tedrici artan öteleme değişimi belirlenmiştir.

Çizelge 4.7 Konum değişimi ölçümleri

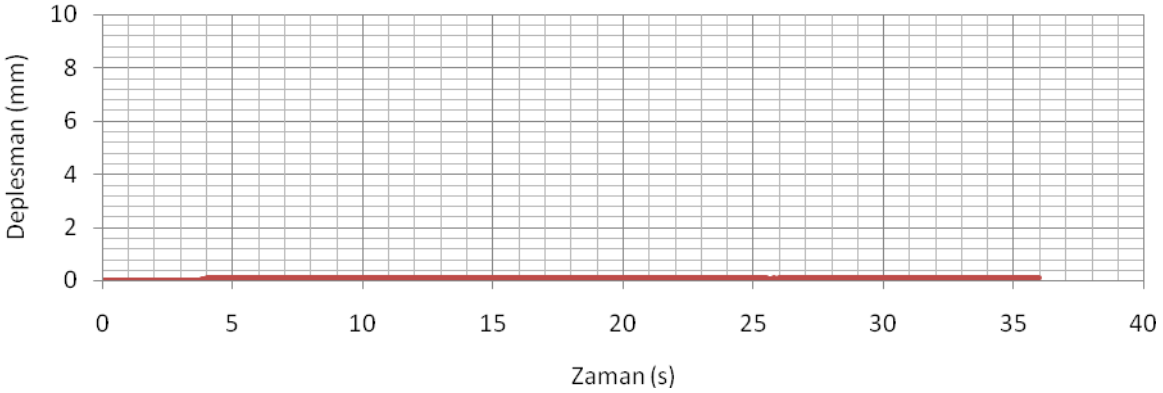
Deney No	Frekans	Tank ivmesi a_{ort}(g)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)
1	3 Hz	0.108	0	0	0
2	4 Hz	0.207	0.86 (35. s)	3.88 (35. s)	3.54 (35. s)
3	5 Hz	0.375	2.64 (32. s)	63.21 (32. s)	56.46 (32. s)
4	6 Hz	0.513	26.41 (30. s)	159.82 (30. s)	148.1 (30. s)



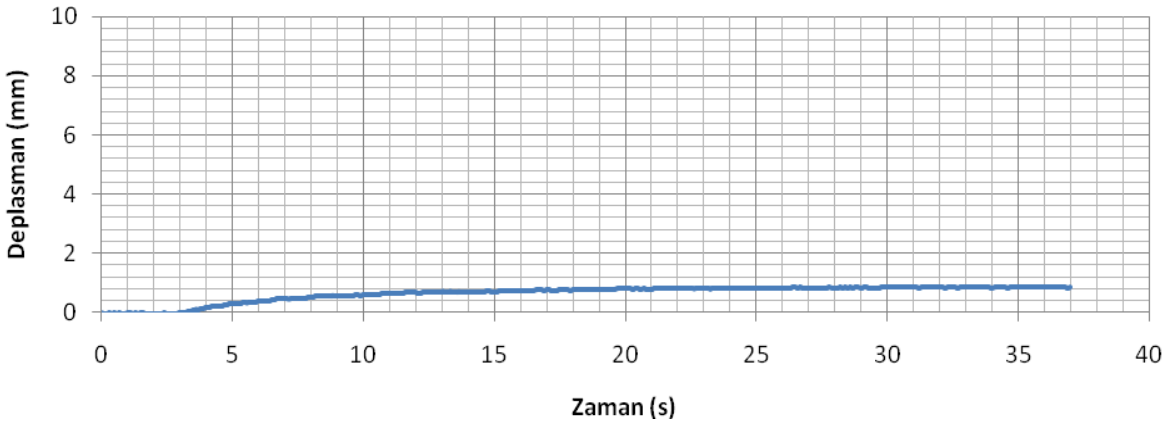
Şekil 4.92 1 nolu pozisyon ölçerden elde edilen veriler (Deney No: 10, d=0.9 cm, f=3 Hz)



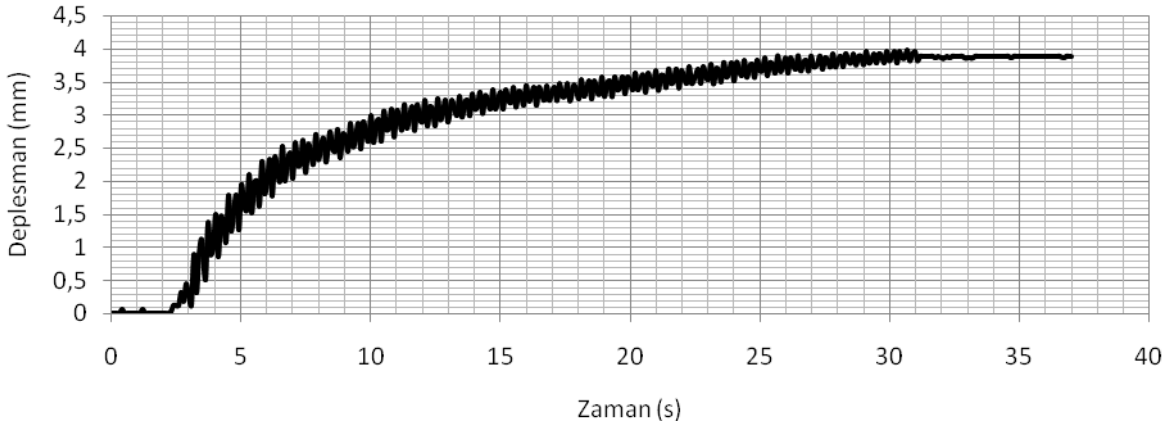
Şekil 4.93 2 nolu pozisyon ölçerden elde edilen veriler (Deney No: 10, d=0.9 cm, f=3 Hz)



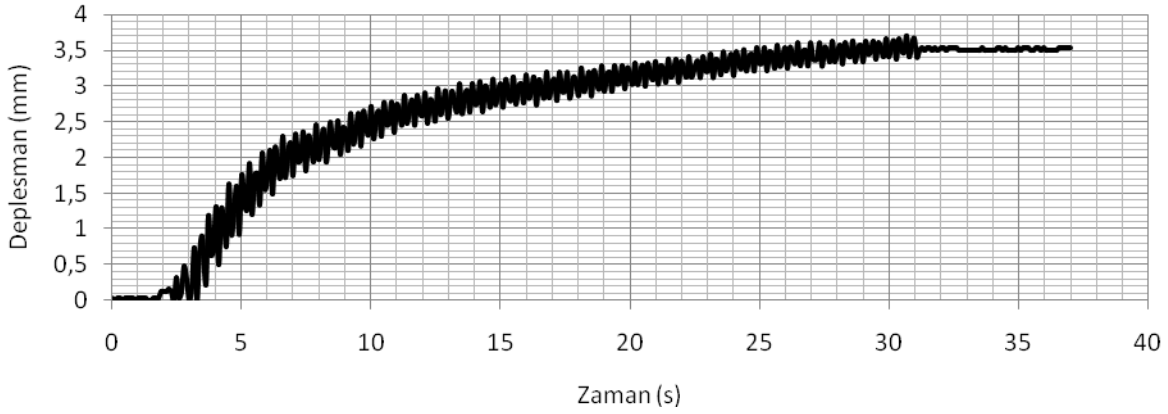
Şekil 4.94 3 nolu pozisyon ölçerden elde edilen veriler (Deney No: 10, d=0.9 cm, f=3 Hz)



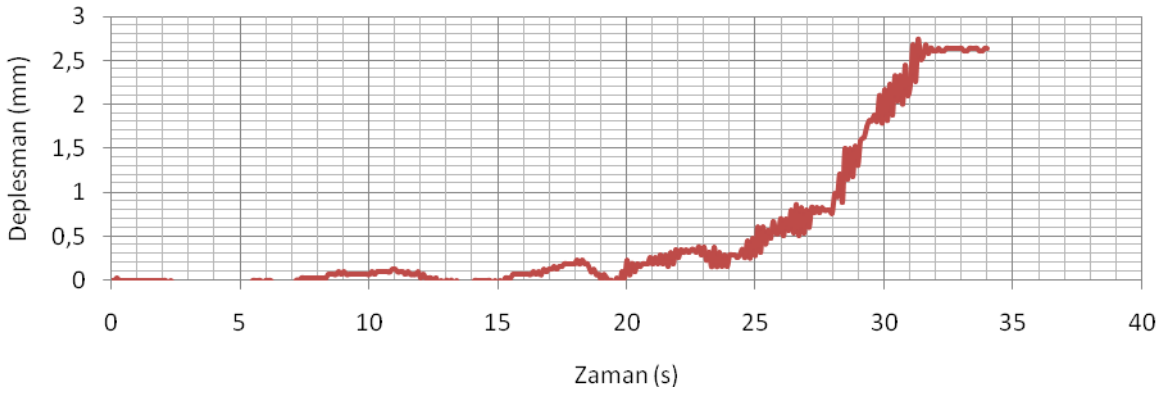
Şekil 4.95 1 nolu pozisyon ölçerden elde edilen veriler (Deney No: 11, d=0.9 cm, f=4 Hz)



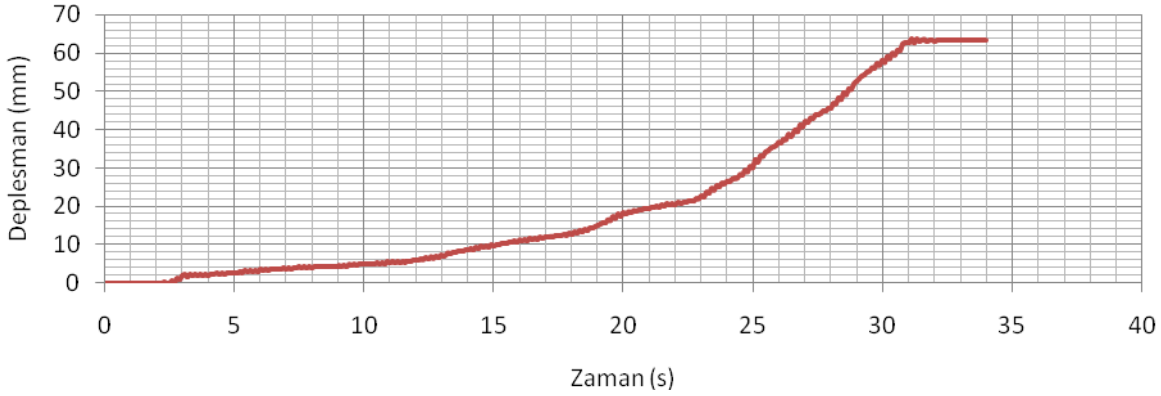
Şekil 4.96 2 nolu pozisyon ölçerden elde edilen veriler (Deney No: 11, d=0.9 cm, f=4 Hz)



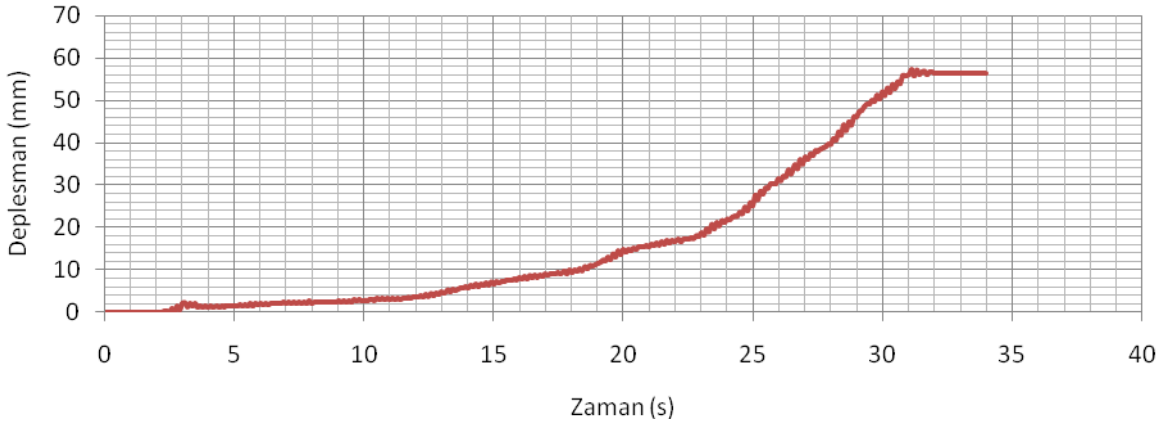
Şekil 4.97 3 nolu pozisyon ölçerden elde edilen veriler (Deney No: 11, d=0.9 cm, f=4 Hz)



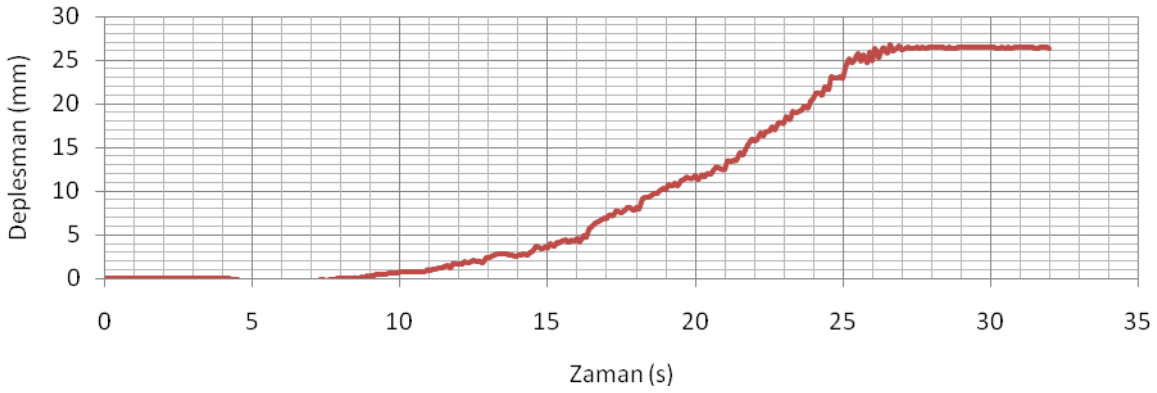
Şekil 4.98 1 nolu pozisyon ölçerden elde edilen veriler (Deney No: 12, d=0.9 cm, f=5 Hz)



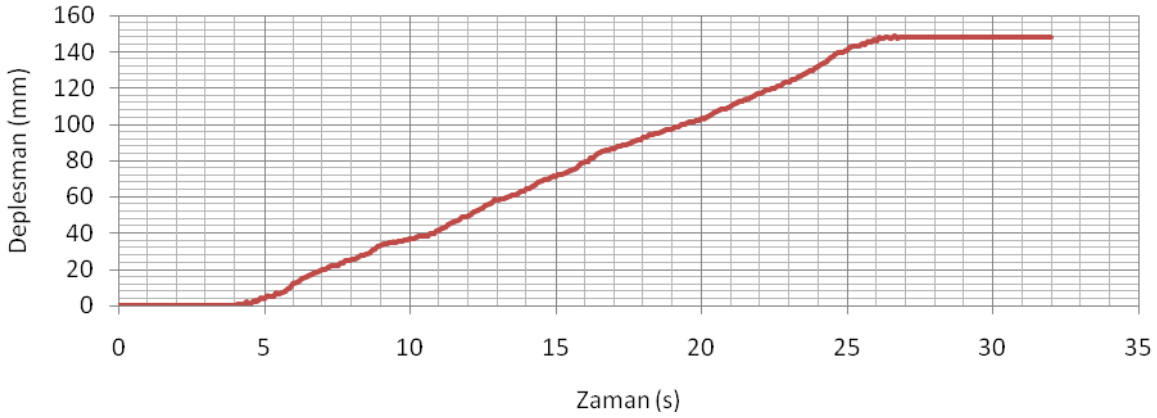
Şekil 4.99 2 nolu pozisyon ölçerden elde edilen veriler (Deney No: 12, d=0.9 cm, f=5 Hz)



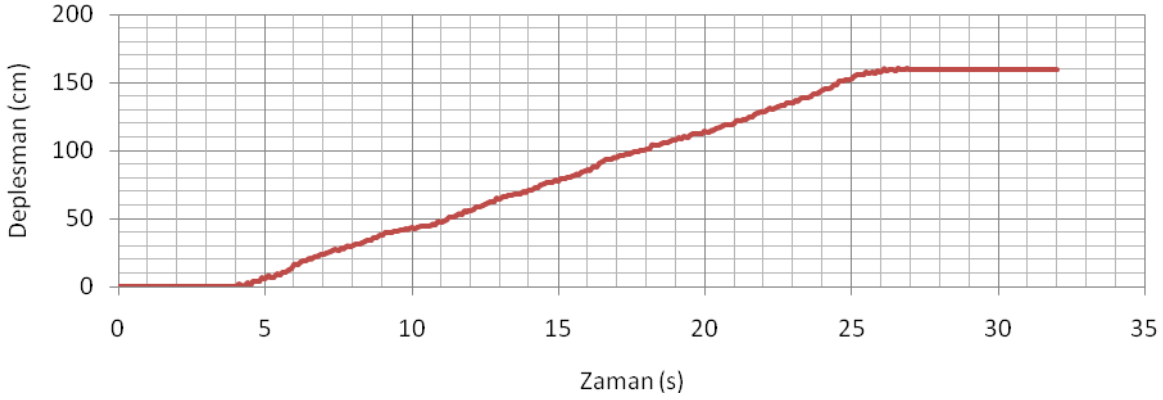
Şekil 4.100 3 nolu pozisyon ölçerden elde edilen veriler (Deney No: 12, d=0.9 cm, f=5 Hz)



Şekil 4.101 1 nolu pozisyon ölçerden elde edilen veriler (Deney No: 13, d=0.9 cm, f=6 Hz)



Şekil 4.102 2 nolu pozisyon ölçerden elde edilen veriler (Deney No: 13, d=0.9 cm, f=6 Hz)



Şekil 4.103 3 nolu pozisyon ölçerden elde edilen veriler (Deney No: 13, d=0.9 cm, f=6 Hz)

4.6 Geri Dolguda Çökmenin Belirlenmesi

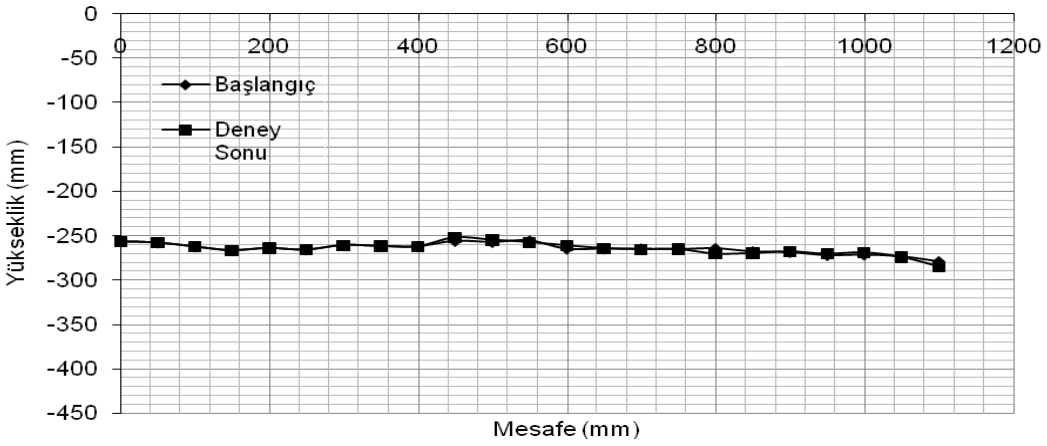
Gerek birinci gerekse ikinci tip keson için geri dolgunun ince malzemede (d_{50}=0.9 cm) teşkil edilmesi durumunda, geri dolgudaki çökme miktarı profil ölçüm cihazı yardımıyla sarsmadan önce ve sarsmadan sonra geri dolgu boyunca ölçülmüştür. En fazla çökme kesonun hemen arkasında meydana gelmiştir. Düşük frekanslarda oturma meydana gelmemiştir. Çökme miktarları birinci ve ikinci tip kesonlar için sırasıyla Çizelge 4.8 ve 4.9'da özetlenmiştir. Geri dolguda mesafe boyunca profil değişimleri Şekil 4.104 ve 4.105'te verilmiştir.

Çizelge 4.8 Birinci tip keson model için geri dolgu çökme miktarları

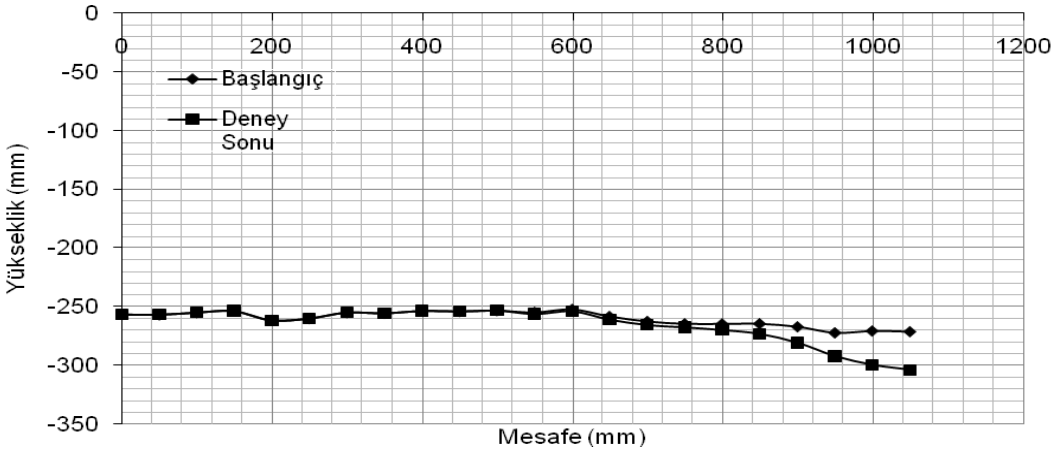
f (Hz)	a_{ort}(g)	z_{mak}(mm)	z_{mak}/x	z_{mak}/H
4	0.227	1.1	-	0.01
5	0.367	32.7	0.07	0.16
6	0.49	111	0.22	0.56

Çizelge 4.9 İkinci tip keson model için geri dolgu çökme miktarları

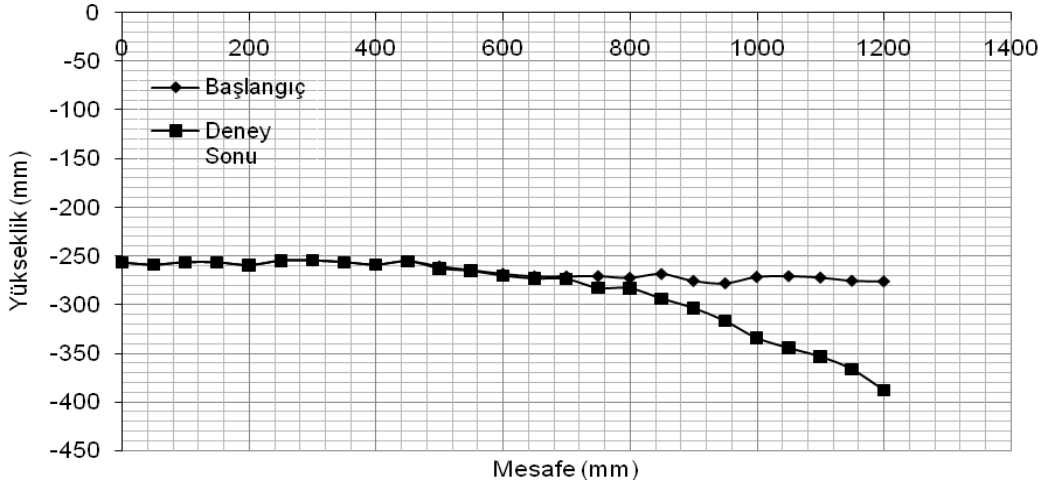
f (Hz)	a_{ort}(g)	z_{mak}(mm)	z_{mak}/x	z_{mak}/H
3	0.108	0.3	-	0.001
4	0.207	30	0.09	0.08
5	0.375	105.2	0.18	0.26
6	0.513	184.9	0.28	0.46



a) f=4 Hz için geri dolgu zemin profilinin değişimi (d_{50}=0.9 cm)

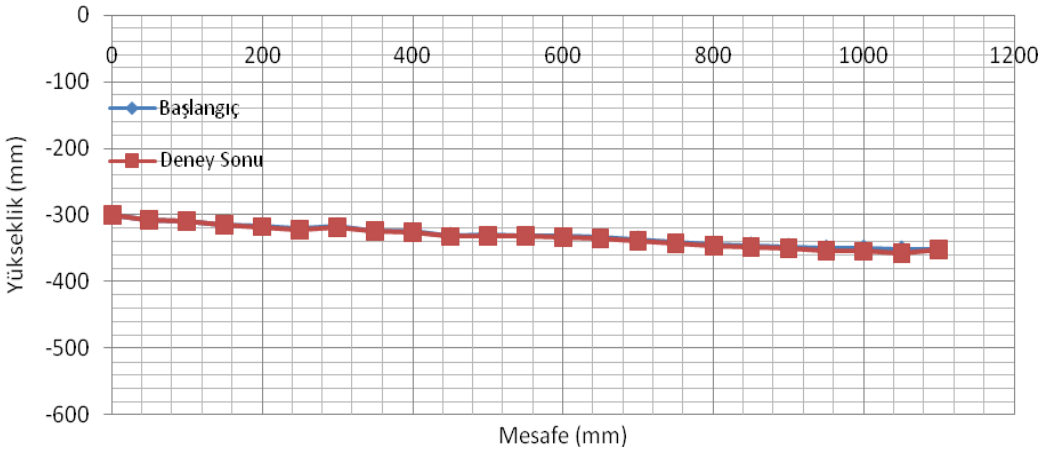


b) f=5 Hz için geri dolgu zemin profilinin değişimi (d_{50}=0.9 cm)

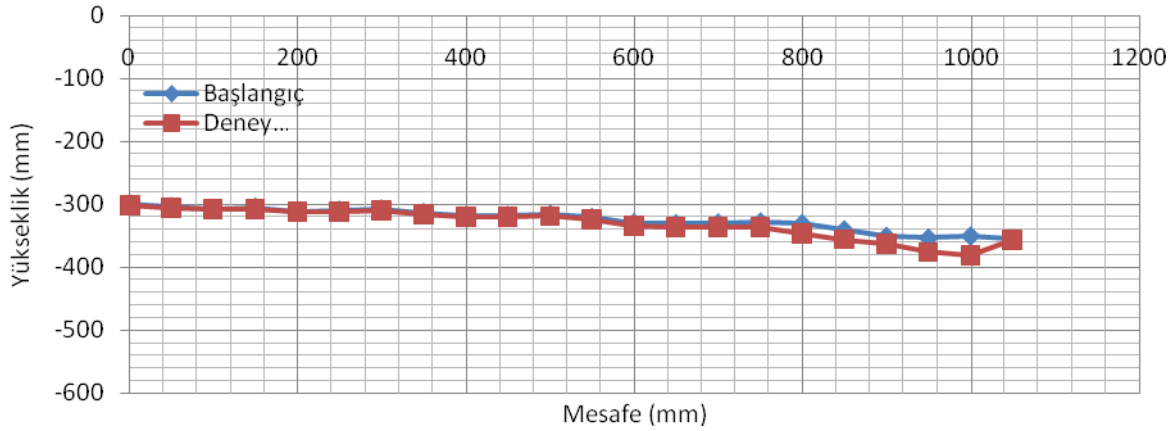


c) f=6 Hz için geri dolgu zemin profilinin değişimi (d_{50}=0.9 cm)

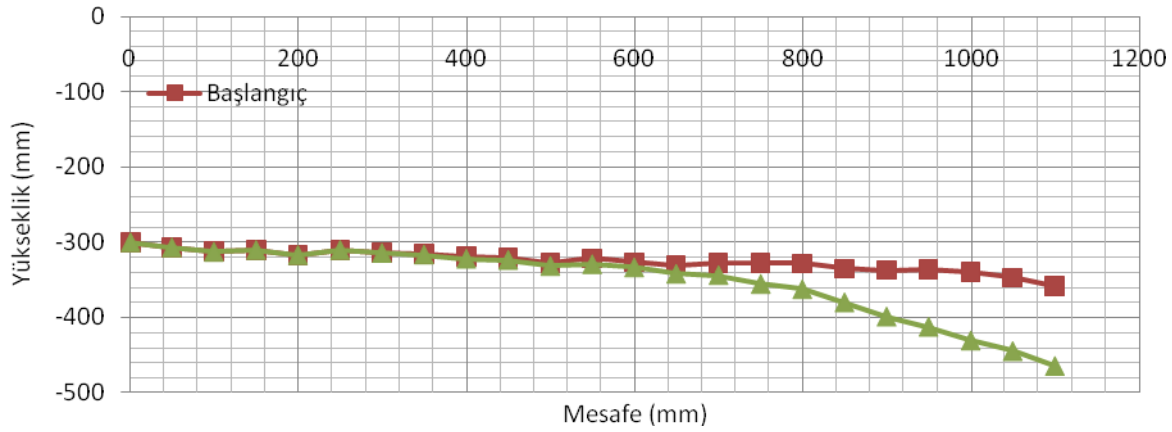
Şekil 4.104 Birinci tip keson için geri dolgu profilleri



a) f=3 Hz için geri dolgu zemin profilinin değişimi (d_{50}=0.9 cm)

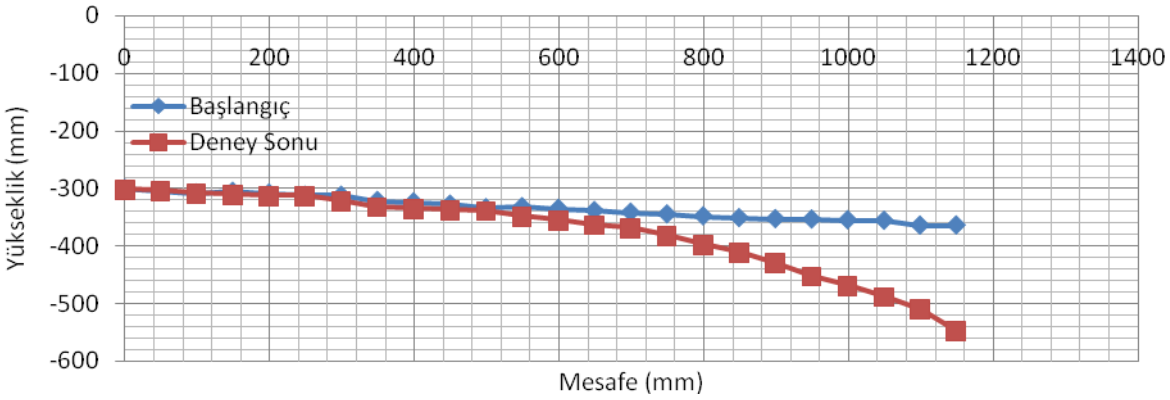


b) f=4 Hz için geri dolgu zemin profilinin değişimi (d_{50}=0.9 cm)



c) f=5 Hz için geri dolgu zemin profilinin değişimi (d_{50}=0.9 cm)

Şekil 4.105 İkinci tip keson için geri dolgu profilleri



d) f=6 Hz için geri dolgu zemin profilinin değişimi (d_{50}=0.9 cm)

Şekil 4.105 Devamı

4.7 Hasar Parametrelerinin Değerlendirilmesi

4.7.1 Göreceli Yatay Yer Değiştirme

Şekil 4.106 ve 4.107'de sırasıyla göreceli yatay yer değiştirmenin iri geri dolgu (d_{50}=2.2 cm) ve ince geri dolgu (d_{50}=0.9 cm) için taban ivmesiyle değişimi gösterilmiştir. Her iki durumda da göreceli yer değiştirme yer ivmesiyle üstel olarak artış göstermektedir. Çizelge 4.10 ve 4.11'de yer ivmesine ve geri dolgu özelliklerine bağlı olarak farklı zamanlardaki yatay yer değiştirme değerleri ile bunların göreceli büyüklükleri verilmiştir.

Yatay yer değiştirme miktarının 20 s'den sonraki değişimleri azaldığından, yatay yer değiştirme grafiklerinde 30 s'deki değerleri dikkate alınmıştır. $D_x/H - a(g)$ grafikleri incelendiğinde aşağıdaki üstel bağıntı ile ilişkinin ifade edilebileceği görülmüştür.

$$D_x/H = A\ a(g)^B \qquad (4.1)$$

Bu bağıntıya ait A ve B katsayıları ile determinasyon katsayılar Çizelge 4.12'de verilmiştir. Yer değiştirmelerin ince malzeme için 0.227 g'de daha iri malzeme için 0.27 g'de başladığı belirlenmiştir. Şekil 4.108'de ince malzemeye sahip geri dolgu durumundaki yatay yer değiştirmelerin yer ivmesinin büyük değerlerinde iri geri dolguya göre arttığı görülmektedir. Birinci tip kesonun H/B oranı 2/3'tür.

İkinci tip kesonun yatay yer değiştirme değerleri Çizelge 4.13'te verilmiştir. Geri dolgu ince malzemeden (d_{50}=0.9 cm) oluşturulmuştur. Yatay yer değiştirme taban ivmesinin 0.207 g değerinde başlamıştır. Hareket birinci tip kesona göre daha önce başlamıştır. İkinci tip kesonda D_x/H göreceli yer değiştirmenin yer ivmesiyle değişimi Şekil 4.109'da verilmiştir. Birinci tip kesona benzer olarak değişim üstel bir fonksiyona sahiptir. Katsayılar ve determinasyon değeri Çizelge 4.12'de özetlenmiştir. Şekil 4.110'da birinci ve ikinci tip kesonların ince tip geri dolgu için birlikte değişimleri verilmiştir. Birinci tip kesonun iri geri dolgu malzemesininde dikkate alındığı tüm yer değiştirmelerde Şekil 4.111'de birlikte değerlendirilmiştir. Bu durumlara ait regresyon ifadeleri için değerler Çizelge 4.14'de özetlenmiştir.

Çizelge 4.10 Birinci tip keson model için yatay yer değişimi değerleri (d_{50}=2.2 cm)

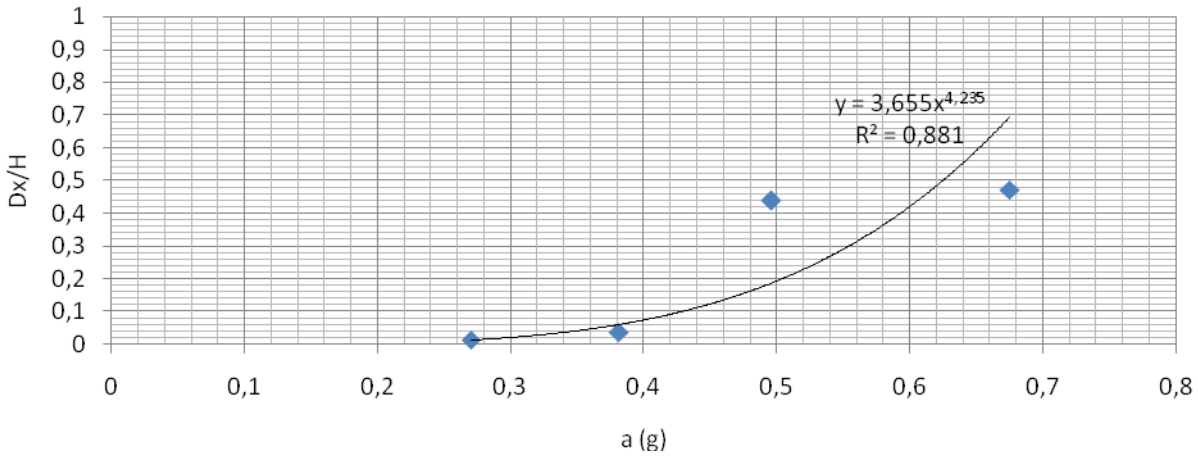
Deney No	Frekans (Hz)	Taban ivmesi a(g)	İri Malzeme (d_{50}=2.2 cm)							
			t=15 s		t=20 s		t=25 s		t=30 s	
			D_x	$\frac{D_x}{H}$	D_x	$\frac{D_x}{H}$	D_x	$\frac{D_x}{H}$	D_x	$\frac{D_x}{H}$
1	2	0.066	0	0	0	0	0	0	0	0
2	3	0.247	0	0	0	0	0	0	0.15	0
3	4	0.27	2.33	0.01	2.48	0.01	2.74	0.01	2.90	0.02
4	5	0.381	6.40	0.03	6.81	0.03	7.42	0.04	7.58	0.04
5	6	0.496	63.34	0.32	76.75	0.38	83.77	0.42	87.57	0.44
6	7	0.675	34.73	0.17	70.25	0.35	86.25	0.43	94.47	0.46

Çizelge 4.11 Birinci tip keson model için yatay yer değişimi değerleri (d_{50}=0.9 cm)

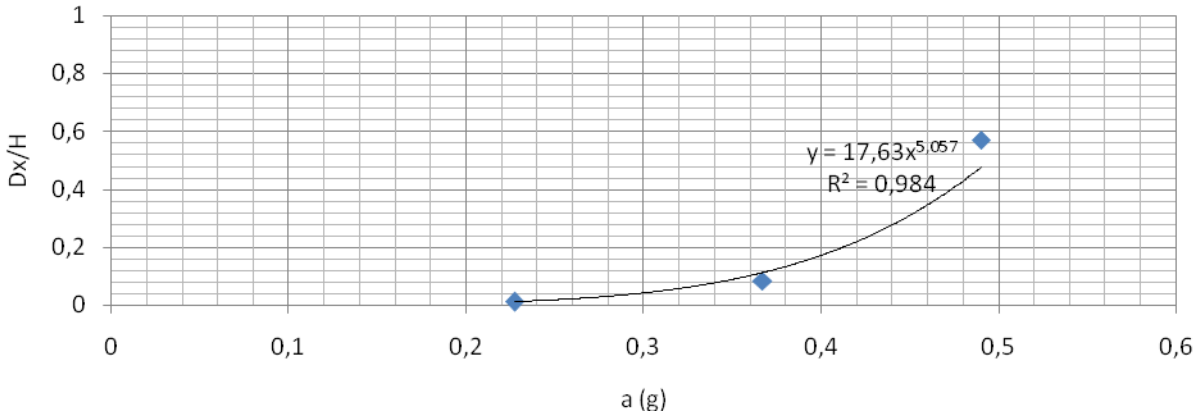
Deney No	Frekans (Hz)	Taban ivmesi a(g)	İnce Malzeme (d_{50}=0.9 cm)							
			t=15 s		t=20 s		t=25 s		t=30 s	
			D_x	$\frac{D_x}{H}$	D_x	$\frac{D_x}{H}$	D_x	$\frac{D_x}{H}$	D_x	$\frac{D_x}{H}$
7	4	0.227	1.72	0.01	1.88	0.01	2.04	0.01	2.17	0.01
8	5	0.367	15.55	0.08	15.93	0.08	16.41	0.08	16.73	0.08
9	6	0.490	85.68	0.43	103.46	0.52	113.46	0.57	114	0.57

Çizelge 4.12 Yatay yer değiştirme için regresyon değerleri

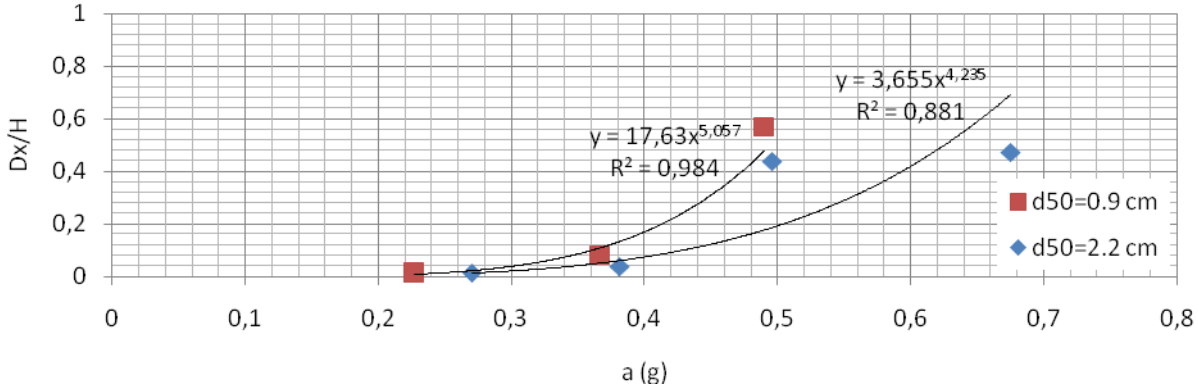
Keson Model	İri Malzeme (d_{50}=2.2 cm)		İnce Malzeme (d_{50}=0.9 cm)	
H/B	İfade	R^2	İfade	R^2
2/3	A=3.655 B=4.235	0.881	A=17.63 B=5.057	0.984
4/3	-	-	A=6.96 B=4.172	0.992



Şekil 4.106 Birinci tip keson d_{50}=2.2 cm iri malzeme için göreceli yatay yer değiştirme



Şekil 4.107 Birinci tip keson d_{50}=0.9 cm ince malzeme için göreceli yatay yer değiştirme



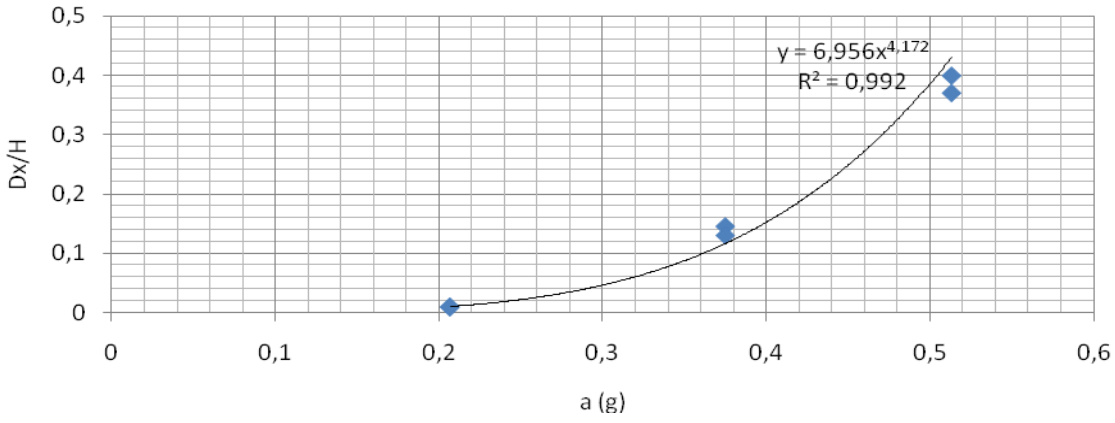
Şekil 4.108 Birinci tip kesonda, her iki farklı geri dolgu malzemesi için yatay yer değiştirme değerleri

Çizelge 4.13 İkinci tip keson model için konum değişimi ölçümleri

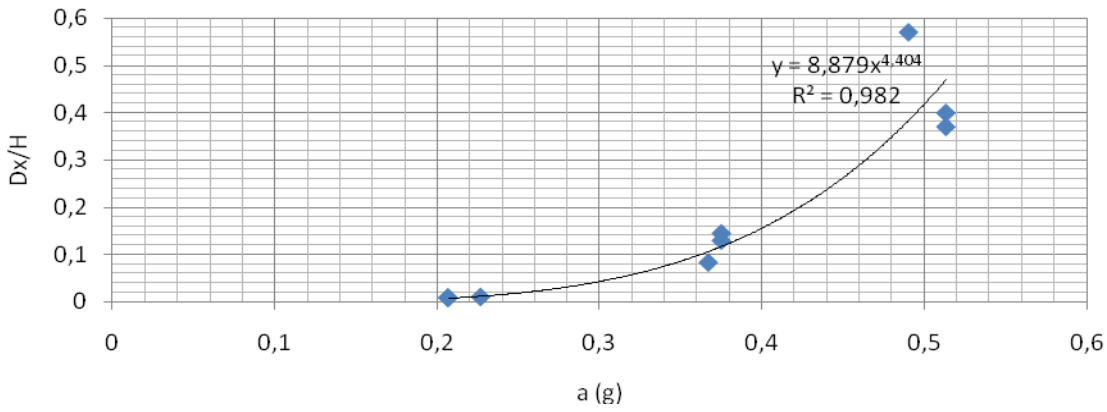
Deney No	Frekans (Hz)	Taban ivmesi a(g)	İnce Malzeme (d_{50}=0.9 cm)							
			t=15 s		t=20 s		t=25 s		t=30 s	
			D_x (mm)	$\frac{D_x}{H}$	D_x (mm)	$\frac{D_x}{H}$	D_x (mm)	$\frac{D_x}{H}$	D_x (mm)	$\frac{D_x}{H}$
10	3	0.108	0	0	0	0	0	0	0	0
11	4	0.207	3.34	0.01	3.5	0.01	3.66	0.01	3.82	0.01
12	5	0.375	9.65	0.02	18.41	0.05	30.14	0.08	58.10	0.15
13	6	0.513	71.31	0.18	113.91	0.29	152.5	0.38	159.8	0.40

Çizelge 4.14 Her iki keson birlikte yatay yer değiştirme regresyon değerleri

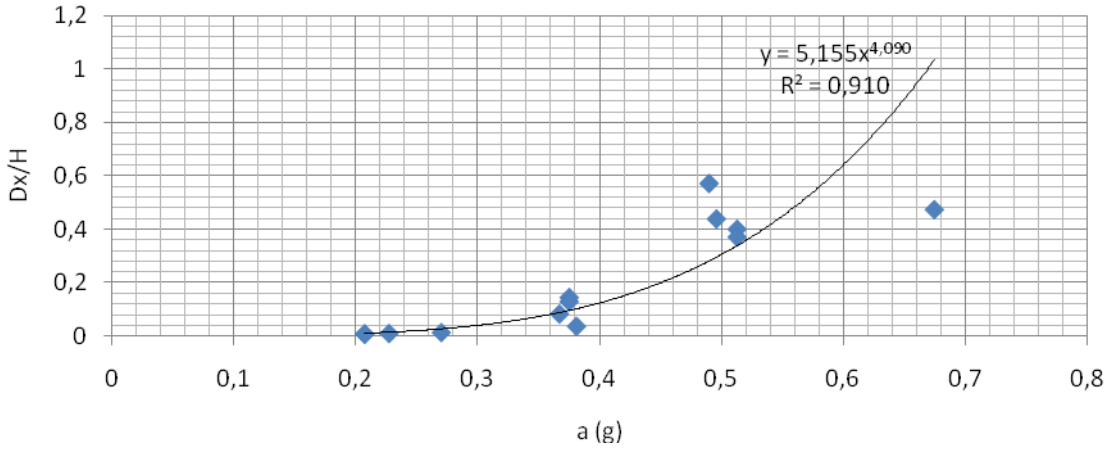
Malzeme	Katsayılar	Determinasyon (R^2)
İnce Malzeme (d_{50}=0.9 cm)	A=8.88 B=4.404	0.982
İri ve İnce Malzeme (d_{50}=2.2 cm ve 0.9 cm)	A=5.16 B=4.1	0.910



Şekil 4.109 İkinci tip kesonda, d_{50}=0.9 cm ince malzeme için göreceli yatay yer değiştirme



Şekil 4.110 d_{50}=0.9 cm olan birinci tip keson ve ikinci tip keson modellerin yaptığı göreceli yatay yer değiştirmelerin birlikte gösterimi



Şekil 4.111 Birinci ve ikinci tip keson modelleri yaptığı göreceli yatay yer değiştirmelerin birlikte gösterimi

4.7.2 Göreceli Düşey Yer Değiştirme

Birinci Tip Keson

Birinci tip keson modelde kesonun orijinal konuma göre düşey yer değiştirmeleri (D_y) Çizelge 4.14'te özetlenmiştir. Sağlam zemini temsil edecek biçimde modellenen bu çalışma küçük de olsa düşey yer değiştirmeler ölçülmüştür. Çizelge 4.15'te ikinci tip kesonun düşey yer değiştirmeleri verilmiştir. Birinci tip kesonda geri dolgu iri malzeme ikinci tip kesonda ise ince malzemeden oluşmuştur.

Şekil 4.112'de birinci tip kesonda D_y/H 'ın a(g) ile değişimi Şekil 113'te ise ikinci tip kesonun D_y/H'ın değişimi verilmiştir. Her iki değişim de üsteldir. Düşey yer değiştirmelerde de 30 s'deki değerler dikkate alınmıştır. Regresyon ifadelerine ait değerler Çizelge 4.16'de özetlenmiştir.

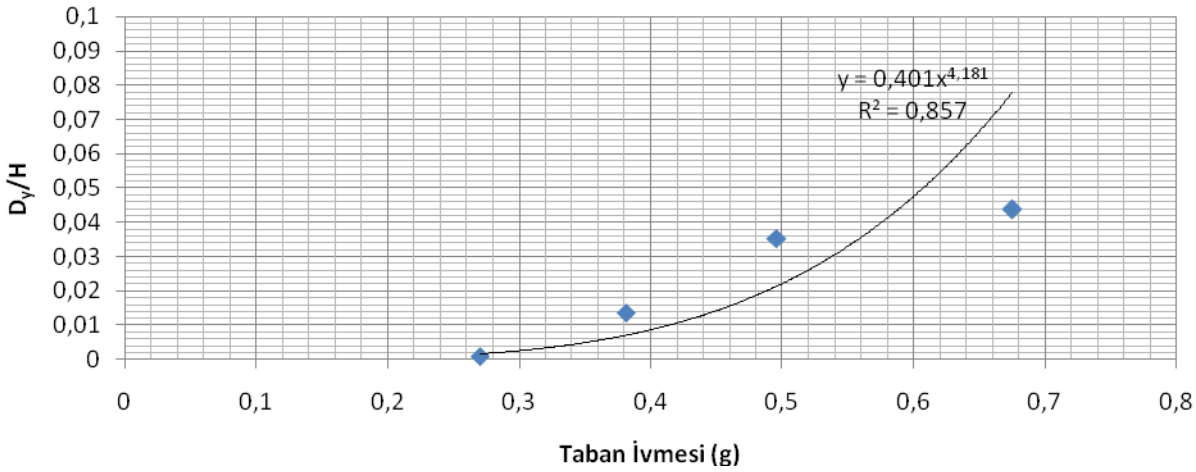
Çizelge 4.15 Birinci tip keson model için konum değişimi ölçümleri

Deney No	Frekans (Hz)	Taban ivmesi a(g)	İri Malzeme (d_{50}=2.2 cm)					
			t=20 s		t=25 s		t=30 s	
			D_y	$\frac{D_y}{H}$	D_y	$\frac{D_y}{H}$	D_y	$\frac{D_y}{H}$
1	4	0.27	0.19	0.001	0.19	0.001	0.19	0.001
2	5	0.381	2.52	0.013	2.58	0.013	2.71	0.014
3	6	0.496	4.81	0.024	6.21	0.031	7.07	0.035
4	7	0.675	3.70	0.019	6.40	0.032	8.73	0.044

Çizelge 4.16 Düşey yer değiştirme için regresyon değerleri

Model	H/B	$d_{50\,(cm)}$	Katsayılar	Determinasyon (R^2
Birinci tip keson	2/3	2.2	A=0.401 B=4.181	0.857
İkinci tip keson	4/3	0.9	A=0.432 B=3.53	0.866
Her iki keson	-	-	A=0.41 B=3.75	0.844

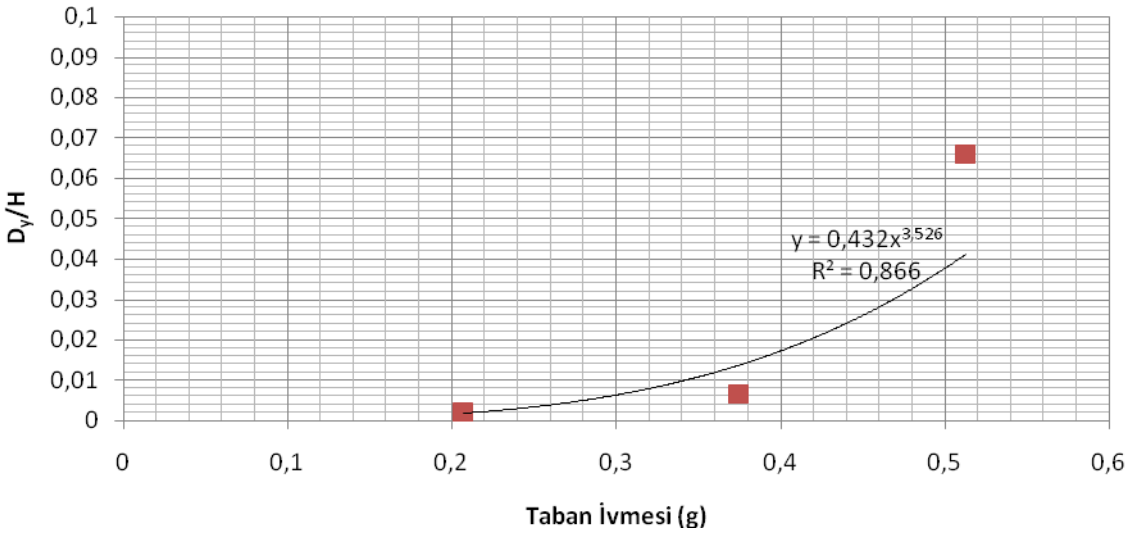
Her iki kesondaki düşey yer değiştirmelerin karşılaştırılması Şekil 4.114'te gösterilmiştir. İkinci tip kesonda düşey yer değiştirme daha fazladır. Bunun nedeni ikinci tip kesonda H/B değeri birinciye göre daha büyük olmasıdır. Her iki keson Şekil 4.115'te birlikte değerlendirilmiştir. Bu durumda dahi determinasyon katsayısı oldukça büyüktür.



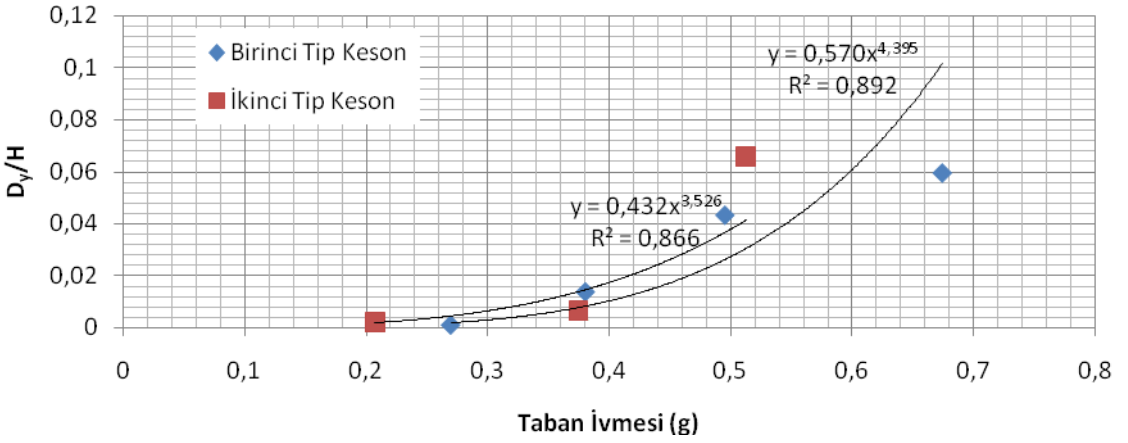
Şekil 4.112 Birinci tip keson d_{50}=2.2 cm iri malzeme için göreceli düşey yer değiştirme

Çizelge 4.17 Birinci tip keson model için konum değişimi ölçümleri

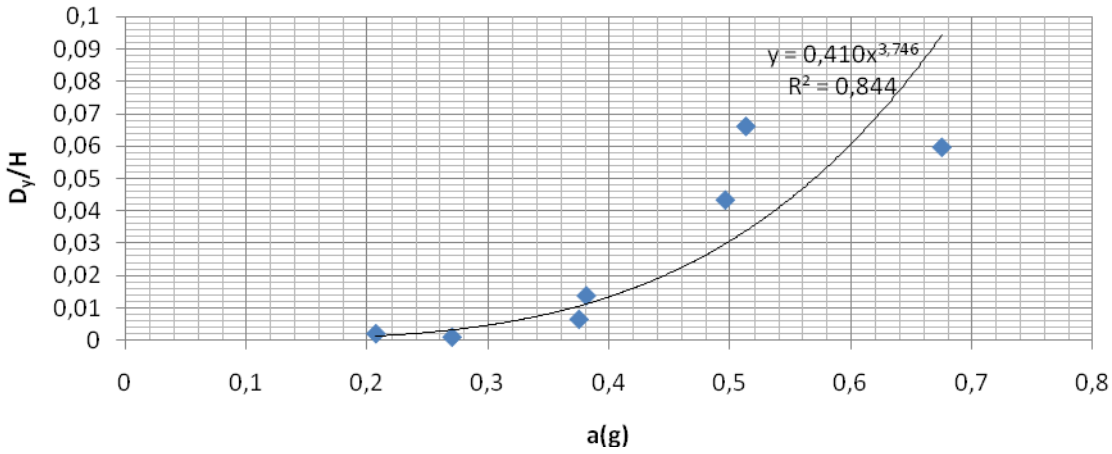
Deney No	Frekans (Hz)	Taban ivmesi a(g)	İri Malzeme (d_{50}=2.2 cm)					
			t=20 s		t=25 s		t=30 s	
			D_y	$\frac{D_y}{H}$	D_y	$\frac{D_y}{H}$	D_y	$\frac{D_y}{H}$
10	3	0.108	0	0	0	0	0	0
11	4	0.207	0.80	0.002	0.83	0.002	0.86	0.002
12	5	0.375	0.22	0.001	0.48	0.001	2.64	0.007
13	6	0.513	11.79	0.029	22.97	0.057	26.41	0.066



Şekil 4.113 İkinci tip keson d_{50}=0.9 cm için ince malzeme için göreceli düşey yer değiştirme



Şekil 4.114 Birinci ve ikinci tip keson modelin göreceli düşey yer değiştirmelerin karşılaştırılması



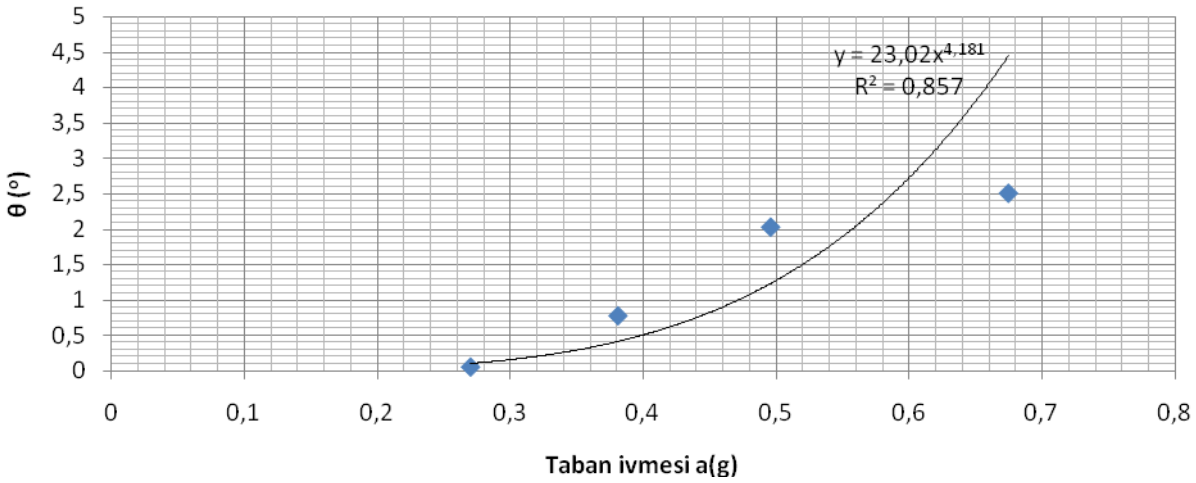
Şekil 4.115 Birinci ve ikinci tip keson modellerin göreceli düşey yer değiştirmeleri

4.7.3 Eğilme

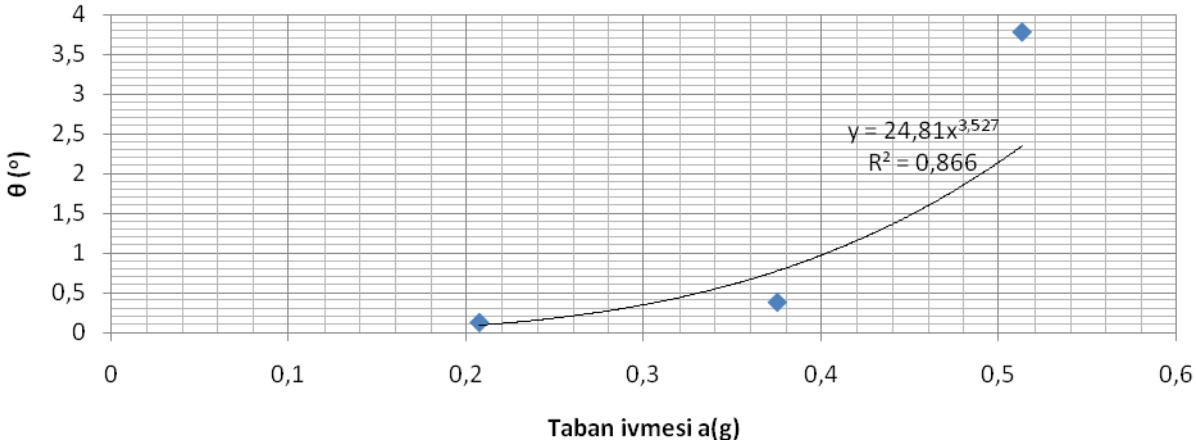
Birinci ve ikinci tip kesonlardaki eğilme deformasyon (θ) değerlerinin taban ivmesiyle a(g) değişimleri Şekil 4.116 ve 4.117'de gösterilmiştir. Eğilme deformasyonları üstel olarak değişmektedir. Bu değişimlere ait regresyon ifadelerinin değerleri Çizelge 4.18'de özetlenmiştir. Her iki kesona ait eğilme değerlerinin değişimleri birlikte 4.118'de verilmiştir.

Çizelge 4.18 Düşey yer değiştirme için regresyon değerleri

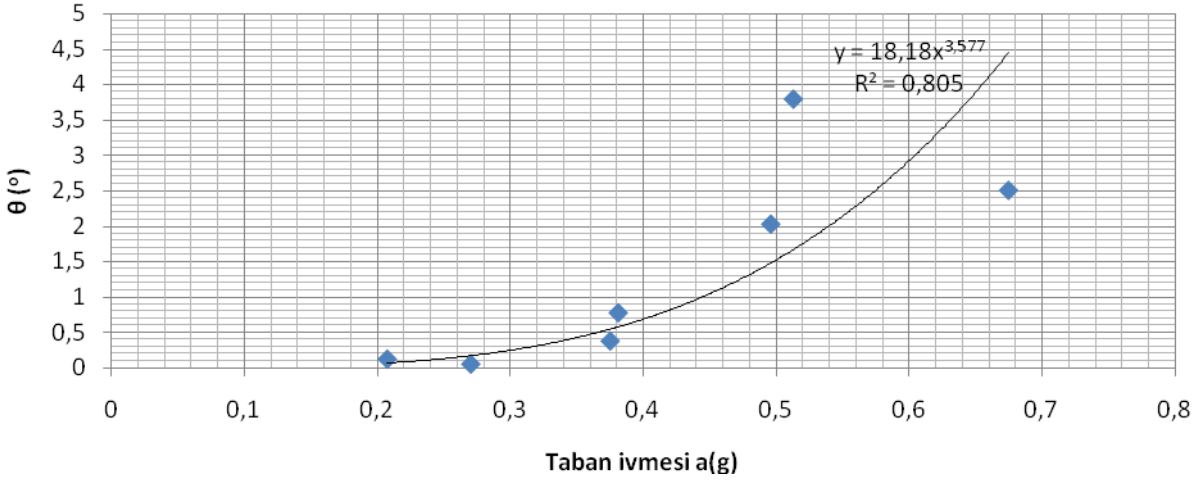
Model	H/B	$d_{50\,(cm)}$	Katsayılar	Determinasyon (R^2)
Birinci tip keson	2/3	2.2	A=23.02 B=4.181	0.857
İkinci tip keson	4/3	0.9	A=24.81 B=3.53	0.866
Her iki keson	-	-	A=18.18 B=3.58	0.805



Şekil 4.116 Birinci tip keson d_{50}=2.2 cm için eğilme



Şekil 4.117 İkinci tip keson d_{50}=0.9 cm için eğilme



Şekil 4.118 Birinci ve ikinci tip keson modellerde eğilme

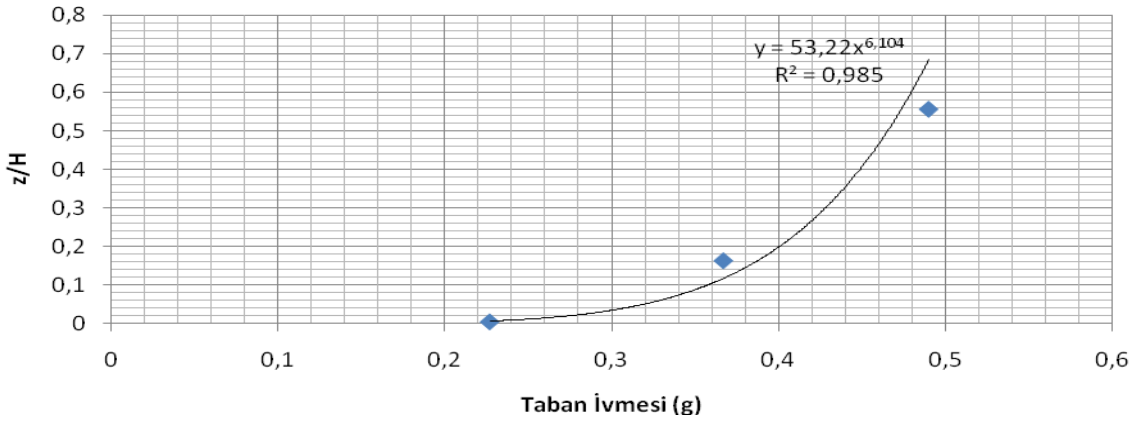
4.7.4 Göreceli Çökme

Kesonların dinamik davranışı sırasında geri dolguda çökme meydana gelmiştir. Çökmelerin (z) keson yüksekliğine (H) oranının, taban ivmesi ile değişimleri belirlenmiştir. Birinci ve ikinci tipteki değişimler sırasıyla Şekil 4.119 ve 4.120'de verilmiştir.

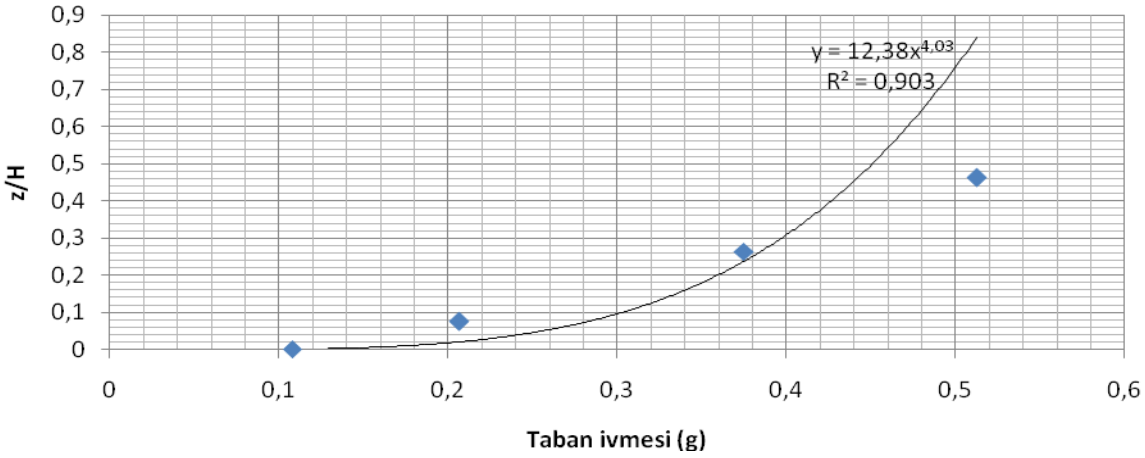
Her iki kesonun geri dolgudaki çökmeleri karşılaştırmak amacıyla z/H değerleri Şekil 4.121'de çizilmiştir. Çökmelerin birbirlerine oldukça yakın olduğu görülmektedir. Şekil 4.122'de ise göreceli çökme değerleri birlikte gösterilmiştir. Regresyon ifadelerine ait katsayılar Çizelge 4.19'da özetlenmiştir.

Çizelge 4.19 Düşey yer değiştirme için regresyon değerleri

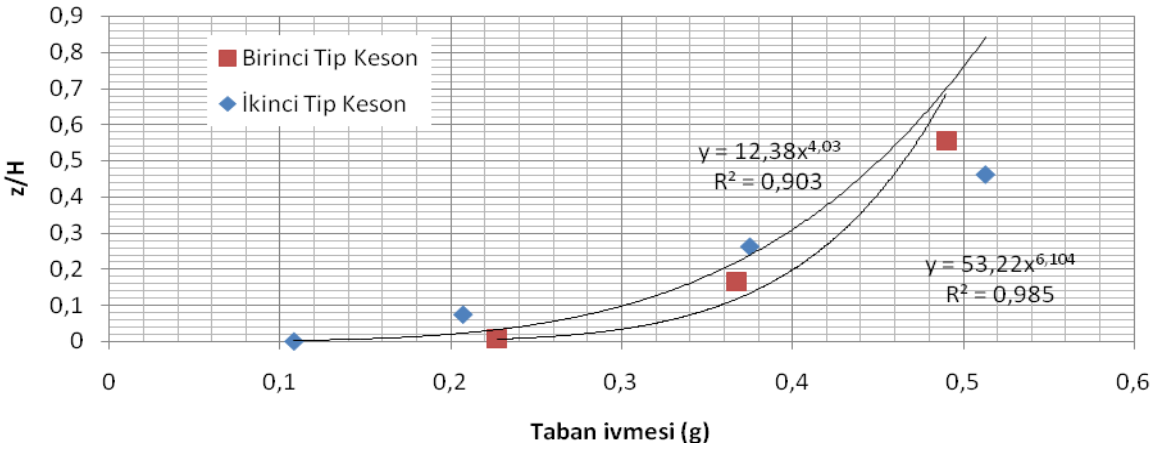
Model	H/B	$d_{50\,(cm)}$	Katsayılar	Determinasyon (R^2
Birinci tip keson	2/3	2.2	A=53.22 B=6.104	0.985
İkinci tip keson	4/3	0.9	A=12.38 B=4.03	0.903
Her iki keson	-	-	A=18.18 B=3.58	0.805



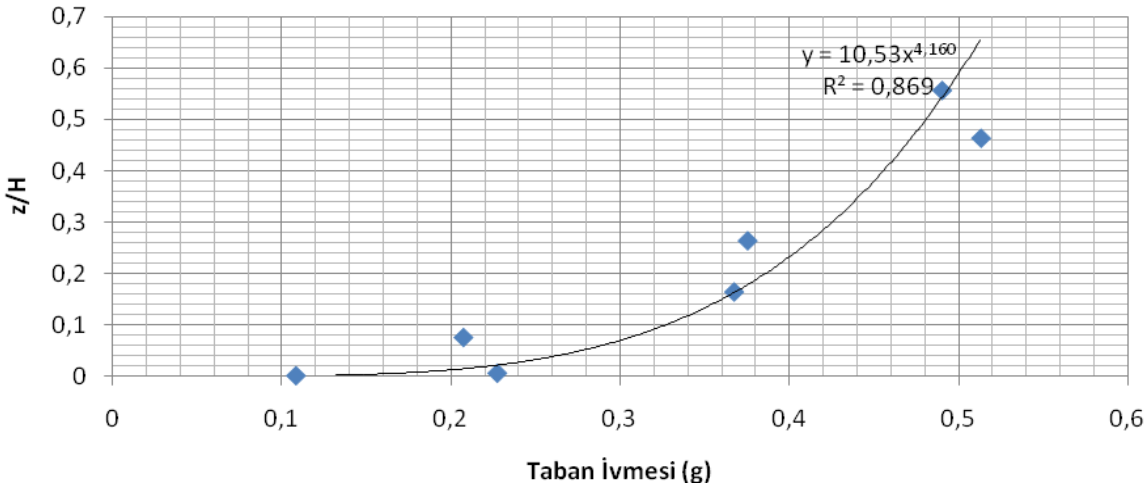
Şekil 4.119 Birinci tip keson d_{50}=0.9 cm için göreceli geri dolgu çökmesi



Şekil 4.120 İkinci tip keson d_{50}=0.9 cm için göreceli geri dolgu çökmesi



Şekil 4.121 Birinci ve ikinci tip keson modellerin göreceli geri dolgu çökmelerinin karşılaştırılması



Şekil 4.122 Birinci ve ikinci tip keson modellerin göreceli geri dolgu çökmesi

Kıyı ve Liman Yapıları, Demiryolları, Hava Meydanları İnşaatlarına İlişkin Deprem Teknik Yönetmeliği'ne [25] göre ağırlık tipi rıhtım duvarları için performans limitleri Çizelge 4.20'de verilmiştir.

Çizelge 4.20 Ağırlık tipi rıhtım duvarları için performans limitleri [25]

Yer değiştirme/şekil değiştirme sınırları	Performans düzeyi	
	MH	KH
Kalıcı yatay yer değiştirmenin yüksekliğe oranı (%)	< 1.5	1.5 - 5
Duvarda denize doğru kalıcı eğiklik (derece)	< 3	3 - 5
Duvar üstü ile arkası arasındaki farklı oturma (cm)	30-70	-
Duvar arkasında farklı oturma (cm)	3-10	-

Kalıcı yatay yer değiştirmenin yüksekliğe oranı, göz önüne alınacak deplasman verisinin hangi zamana ait olduğuna bağlı olarak farklı yorumlanabilmektedir. Eğer 15. s düşünülürse birinci tip keson model iri malzeme 4 Hz deneylerinde bu oran MH düzeyinin altında kalmasına karşın 5 ve 6 Hz'te KH'a ulaşmaktadır. Öte yandan eğer 30. s göz önüne alınırsa 4 ve 5 Hz deneylerinde bu oran KH düzeyinde, frekansın 6 Hz olduğu durumda ise üzerindedir. Aynı keson modelin ince malzeme ile yapılan deneylerinde, 4 Hz frekansında hem 15. hem de 30. s'sinde bu oran MH düzeyininin altında kalmakta ve frekans büyüdükçe KH'a ulaşmakta ve geçmektedir.

İri malzeme (d_{50}=2.2 cm) ile yapılan birinci tip keson deneylerinde elde edilen eğilme değerleri minimum hasar (MH) değerinin altındadır. Ancak ince malzeme (d_{50}=0.9 cm) ile yapılan ikinci tip keson 6 Hz deneyinde eğilme değeri kontrollü hasar aralığına ulaşmaktadır.

Sarsma tankında kullanılan keson modellerdeki duvar üstü ile arkası arasındaki farklı oturmanın söz konusu yönetmeliğe göre yorumlanması modellerdeki ölçek oranlarına göre farklılık göstermektedir (Çizelge 4.21)

Çizelge 4.21 Duvar üstü ile arkası arasındaki farklı oturma

	Frekans (Hz)	Çökme (mm)	Ölçek Oranları		
			1/10	1/15	1/20
			MH	MH	MH
Birinci Tip Keson (d_{50}=0.9 cm)	4	1.1	-	-	-
	5	32.7	+	+	+
	6	111	MH'dan büyük	MH'dan büyük	MH'dan büyük
İkinci Tip Keson (d_{50}=0.9 cm)	3	0.3	-	-	-
	4	30	+	+	+
	5	105.2	MH'dan büyük	MH'dan büyük	MH'dan büyük
	6	184.9	MH'dan büyük	MH'dan büyük	MH'dan büyük

BÖLÜM 5

SONUÇ VE ÖNERİLER

Ağırlık tipi rıhtım duvarlarının sismik yükler altındaki davranışını incelemek amacıyla H/B = 2/3 – 4/3 boyutlarında iki farklı keson model rijit taban üzerine yerleştirilmiştir. Deneylerde geri dolgu malzemesi olarak birinci tip keson modelde tane çapı d_{50} = 2.2 ve 0.9 cm iki farklı malzeme, ikinci tip keson modelde ise sadece tane çapı d_{50} = 0.9 cm olan malzeme kullanılmıştır. Bu iki farklı keson modelin Yıldız Teknik Üniversitesi Hidrolik ve Kıyı Liman Mühendisliği Laboratuarı'nda Kurulu olan sarsma tankında 1g yöntemiyle sismik performansları belirlenmiştir.

Kullanılan tank 1 m yükseklik, 1 m genişliğe ve 4.5 metre uzunluğa sahip olmasına karşın deneylerde sarsma tankı uzunlamasına ikiye bölünmüş olup sadece 0.5 genişliğindeki alan kullanılmıştır. Birinci tip keson model 30 cm uzunluğunda, 25 cm genişliğinde ve 20 cm yüksekliğindedir. İkinci tip keson model ise 30 cm uzunluğunda 25 cm genişliğinde ve 40 cm yüksekliğindedir. Model ölçek oranları 1/10 ile 1/20 arasında dikkate alınmıştır.

Yapılan deneylerde öncelikle modeller genliği 3 mm olan sarsma tankına yerleştirilmiştir. Geri dolgu ile teması olmayan yan yüzeylerinin beton yüzey sürtünmesinden etkilenmesi için sabit beton duvarlar yerleştirilmiştir. Ardından ivme ve basınç ölçerler modeller üzerine yerleştirilip sabitlenmiştir. Sensörlerin bağlanmasından sonra serme sistemi ile modellerin üst kotuna kadar geri dolgu istenilen sıkılıkta yerleştirilmiştir. Bu işlemlerden sonra sisteme su verilmeye başlanmıştır. Su akışı, tankın içindeki modellerin üst kotuna doluncaya kadar devam

ettirilmiştir. Ardından pozisyon ve boşluk suyu basıncı ölçüm cihazları modelin tanımlanan noktalarına takılmıştır. Profil kaydedici ile sistemde salınımın başlamasından önce ve sonrasında ölçümler alınıp geri dolgunun değişimi gözlemlenmiştir. Deneylerde sarsma tankının çalıştırılma süresi 30 saniyedir. Ancak 6 ve 7 Hz gibi yüksek frekanslarda gerçekleştirilen deneylerde göçme hasarının meydana gelmesinden dolayı söz konusu deneyler daha kısa sürede sonuçlanmıştır.

Birinci tip keson model iri malzeme deneylerinde (d_{50} = 2.2 cm) taban ivmesi 0.03–0.34 g aralığında, ince malzemede (d_{50} = 0.9 cm) ise 0.09–0.24 g aralığındadır. İkinci tip keson modelle yapılan deneylerde ise taban ivmesi 0.05–0.163 g aralığındadır.

Yapılan çalışmalar sonucunda aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir:

- Kesonların sismik davranışını tanımlayan parametreler D/H göreceli yer değiştirme, Z/H göreceli oturma, θ eğilmenin, B/H göreceli keson geometrisi, geri dolgu özellikleri (ρ_b/ρ_s ve d_{50}/H) ve a(g) yer ivmesine bağlıdır.
- Kesonlarda krete doğru ivme büyümesi meydana gelmektedir. Büyük ivmelerde krette ivme büyütmesi üç katına kadar ulaşmaktadır.
- Birinci tip keson model deneylerinde ivme büyütme verilerinin iri malzeme ile yapılan deneylerde ince malzemelere göre daha büyük değerlere ulaştığı gözlemlenmiştir.
- Geri dolguda kullanılan granüler malzemeleri boşluk suyu basınçlarının artışına müsaade etmemektedir. Geri dolgu basıncı derinlikle artış göstermektedir. Ancak ivmenin artmasıyla geri dolgudaki oturmalar basınç dağılımını etkilemektedir. Sarsma frekansı arttıkça harmonik basınç dağılımı bozulmaktadır. Bu çalışmada 5 Hz ve üzerinde harmonik basınç değişimlerinin bozulduğu görülmüştür. Yer ivmesinin büyümesiyle geri dolgunun keson modellere uyguladığı basınç da artmaktadır.
- Keson modellerdeki yer değiştirmeler yer ivmesinin artmasıyla büyümektedir. Özellikle 4 Hz veya 0.25 g'den itibaren modellerde yer değiştirmeler gözlemlenmiştir. Ancak keson modeller önce yatay yer değiştirme yapmaktadır. Yer ivmesinin büyümesiyle sağlam zemin koşullarında dahi az da olsa düşey yer

değiştirme ve eğilme meydana gelmektedir. Yer değiştirmenin önemli bir kısmı ilk 10 s içinde meydana gelmektedir. 20 s'den sonraki artış hızları azalmaktadır. Geri dolgu malzemenin yer değiştirme üzerindeki etkisine bakıldığında; Granüler malzemede dahi daha ince malzemeden oluşan geri dolgu durumunda az da olsa daha fazla ötelenme gözlenmiştir. Keson yüksekliği arttıkça ya da H/B oranı arttıkça yer değiştirmeler de artmaktadır.

- Geri dolgudaki oturmalar granüler malzemelerde de 0.20g'den itibaren belirginleşmiştir. Çökme keson modellerin %50 yüksekliğine kadar oluşabilmektedir. Çökme 15^{o} açıya ulaşarak geri dolgu boyunca etkin olmaktadır.

- Kesonların sismik davranışı yer ivmesi ile oldukça güçlü bir ilişki ile değişmektedir. Bu ilişki aşağıdaki üstel bir değişime sahiptir.

$$D/H = A.a(g)^{B}$$

- Yatay yer değiştirme taban ivmesinin 0.25 g'den itibaren kesonlarda MH düzeyinde meydana gelmektedir. Eğilmeler rijit tabana rağmen büyük ivmelerde 4^{o}'ye ulaşmaktadır.

- Ağırlık tipi kesonların sismik yükler altındaki performanslarını artırmak için bu tip yapıların sağlam zemin üzerinde inşa edilmeleri, geri dolgu malzemesi olarak kaba granüler malzemelerin kullanılması uygun olacaktır. Bu tip yapıların H/B oranı performanslar üzerinde etkindir bu nedenle boyutlandırma H/B ≤ 1 olması tercih edilmelidir. Sismik aktivitelerin etkin olduğu bölgelerde 0.2 g'nin üzerinde bu tip yapılar için detaylı performans analizleri yapılmalıdır.

KAYNAKLAR

[1] Yüksel, Y., Özmen, H., Çevik, E., Özgüven, O., Çelikoğlu, Y., Bostan, T., Gürer, S. ve Gökoğlu, F., (2000). "Doğu Marmara Depremi'nin Körfez Bölgesi Deniz Yapıları Üzerindeki Etkileri", 3. Ulusal Kıyı Mühendisliği Sempozyumu, 5-7 Ekim 2000, Çanakkale, 67-91.

[2] Visone, C., (2008). Performance-Based Approach in Seismic Design of Embedded Retaining Walls, Yüksek Lisans Tezi, Universita degli Studi di Napoli Federico II Polo dele Scienze e dele Tecnologie, Napoli.

[3] CERC, (2002). Coastal Engineering Manual, USA.

[4] Thoresen, C.A., (2003). Port Designer's Handbook; Recommendations and Guidelines, Birinci Baskı, Thomas Telford, London.

[5] Yüksel, Y. ve Çevik, E., (2010). Liman Mühendisliği, İkinci Baskı, Beta Yayıncılık, İstanbul.

[6] Gerwick, B.C., (2000). Construction of Marine and Offshore Structures, Birinci Baskı, CRC Press LLC, USA.

[7] Karakuş, H. (2013). Dynamic Response of Block Type Quay Walls, Doktora Tezi, ODTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara (Devam Etmekte)

[8] Kramer, S.L., (1996). Geotechnical Earthquake Engineering, Second Edition, Prentice Hall, USA.

[9] 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.

[10] 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.

[11] Kim, S.R., Jang, I.S., Chung, C.K. ve Kim, M.M., (2005). "Evaluation of Seismic Displacements of Quay Walls", Soil Dynamics and Earthquake Engineering 25, 451-459.

[12] Dewoolkar, M.M., Ko, H.Y. ve Pak, R.Y.S., (2000). "Experimental Developments for Studying Static and Seismic Behaviour of Retaining Walls with Liquefiable Backfills", Soil Dynamics and Earthquake Engineering 19, 583-593.

[13] Ghosh, S., (2010). "Pseudo-Dynamic Active Force and Pressure Behind Battered Retaining Wall Supporting Inclined Backfill", Soil Dynamics and Earthquake Engineering 30, 1226-1232.

[14] Choudhury, D. ve Ahmad, S.M., (2007). "Design of Waterfront Retaining Wall for the Passive Case under Earthquake and Tsunami", Applied Ocean Research 29, 37-44.

[15] Choudhury, D. ve Ahmad, S.M., (2008). "Stability of Waterfront Retaining Wall Subjected to Pseudo-Dynamic Earthquake Forces and Tsunami", Journal of Earthquake and Tsunami, 2, No. 2, 107-131.

[16] Hazarika, H., Kohama ve E., Sugano, T., (2006). "Underwater Shake Table Tests on Waterfront Structures Protected with Tire Chips Cushion", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1706-1719.

[17] Iai, S., (1989). "Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1-g Gravitational Field", Soils Found, 105-118.

[18] Cihan, K., (2009). Taş Dolgu Dalgakıranların Sismik Davranışı, Doktora Tezi, YTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

[19] IMC-Berlin, IMC-Spartan, http://www.imc-berlin.com, 10 Mart 2012

[20] Unimeasure Inc., HX-PA Series, http://www.unimeasure.com/hx.htm, 10 Mart 2012

[21] Procon Systems Inc., PDCR-81 Miniature Pressure Transducers, http://www.proconsystems.com/manufacturers/ge_sensing/ge_druck/previously_sold_druck_product, 10 Mart 2012

[22] Prasad, S.K., Towhata, I. ve Chandradhara, G.P., (2004). "Shaking Table Tests in Earthquake Geotechnical Engineering", Current Science, 87, 1398-1404.

[23] Yüksel, Y., (2005). Akışkanlar Mekaniği ve Hidrolik, Beta Yayıncılık, İstanbul.

[24] Liang, J. W., (2011). Earthquake Analysis of Quay Walls, Yüksek Lisans Tezi, TU Delft, Rotterdam.

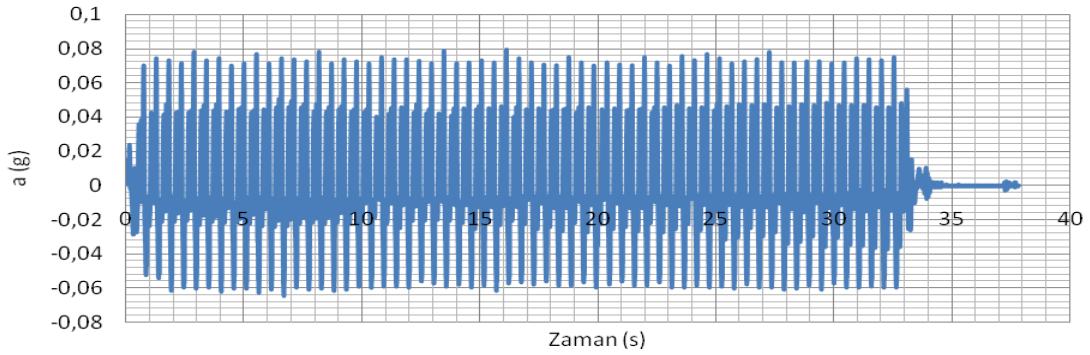
[25] DLH, (2007). Kıyı ve Liman Yapıları, Demiryolları, Hava Meydanları İnşaatlarına İlişkin Deprem Teknik Yönetmeliği.

EK-A

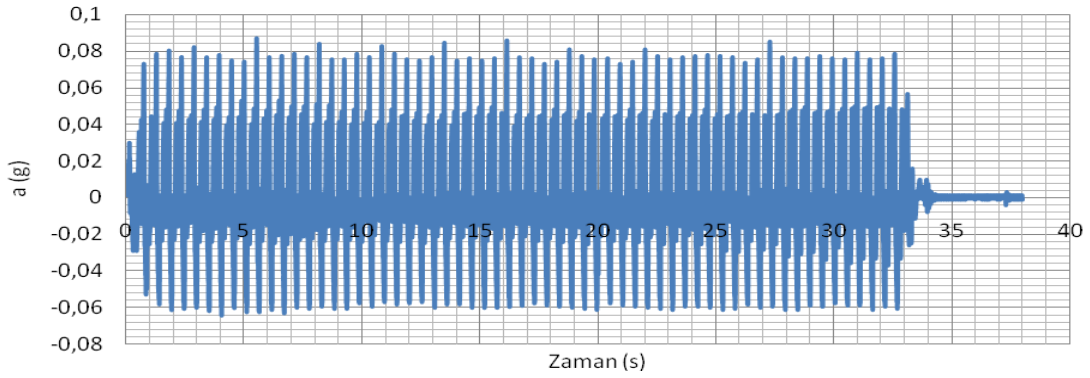
Birinci Tip Keson İvme Verileri

İri Malzeme

2 Hz Deneyi

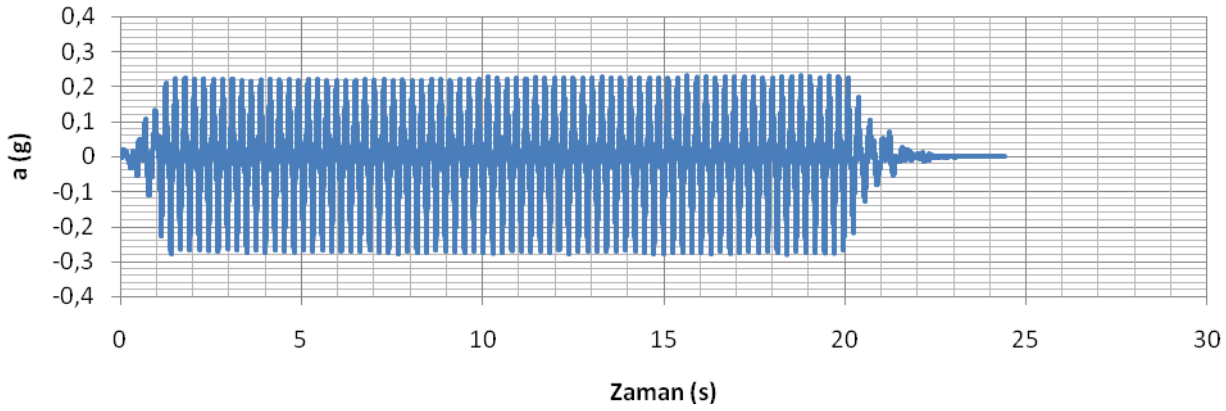


Şekil A.1 1 nolu ivme ölçer verileri

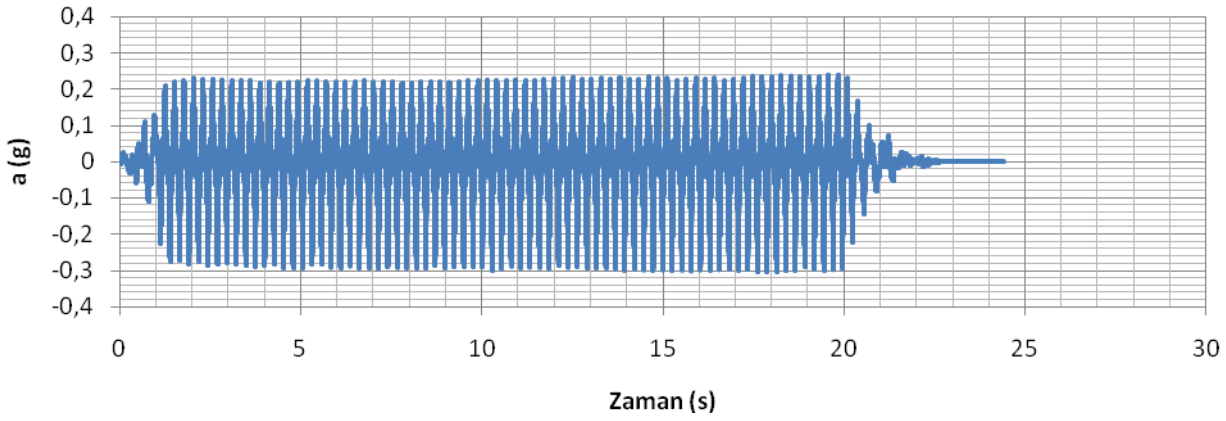


Şekil A.2 2 nolu ivme ölçer verileri

3 Hz Deneyi

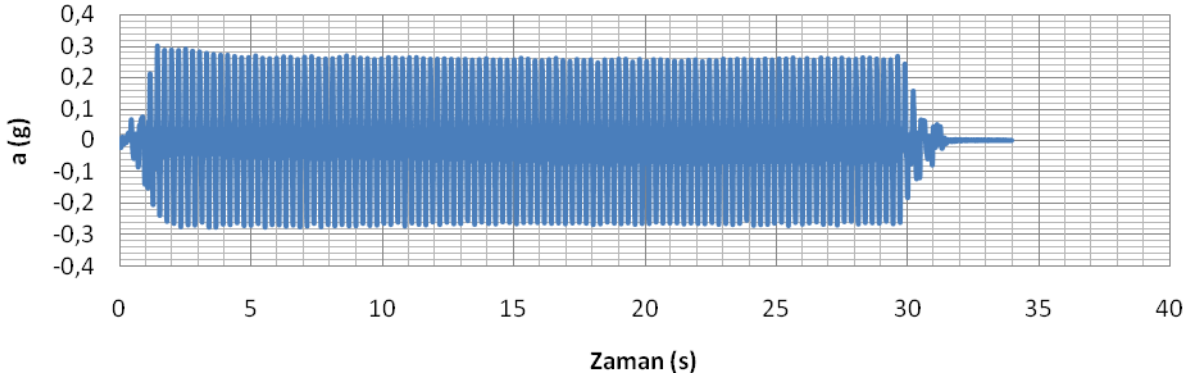


Şekil A.3 1 nolu ivme ölçer verileri

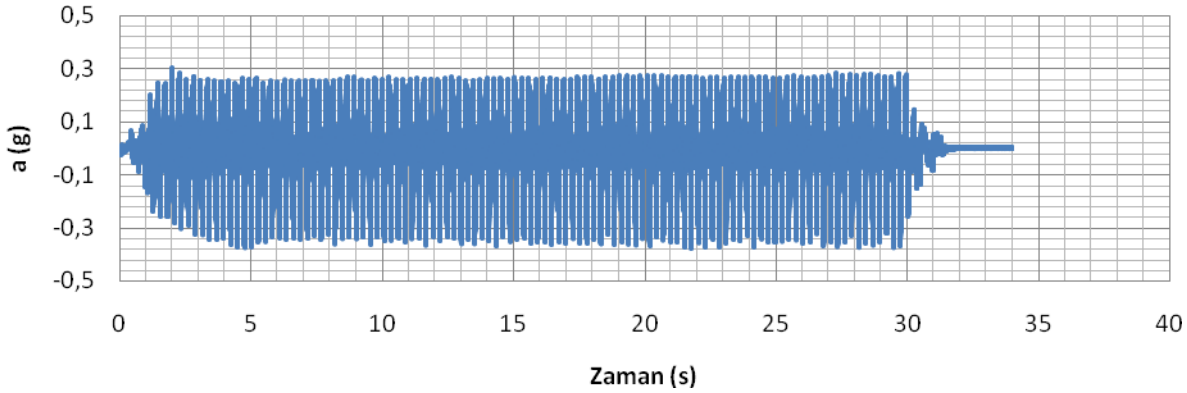


Şekil A.4 2 nolu ivme ölçer verileri

4 Hz Deneyi

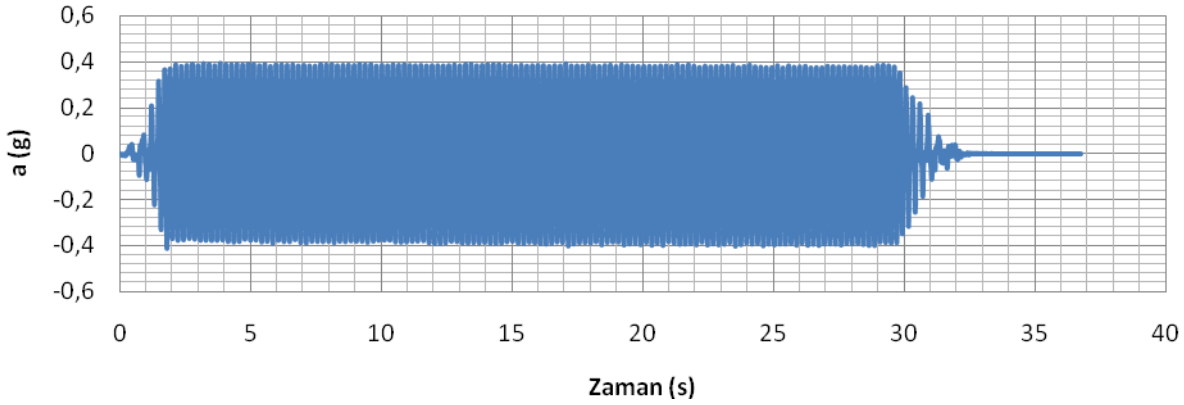


Şekil A.5 1 nolu ivme ölçer verileri

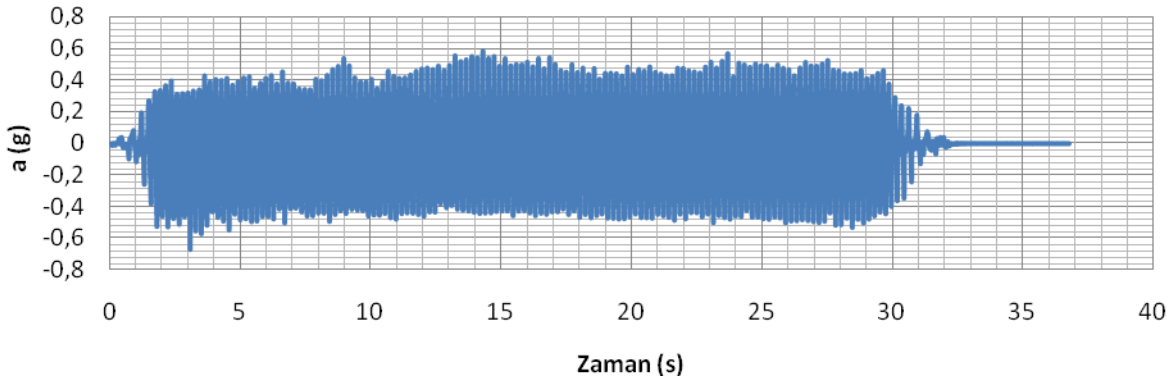


Şekil A.6 2 nolu ivme ölçer verileri

5 Hz Deneyi

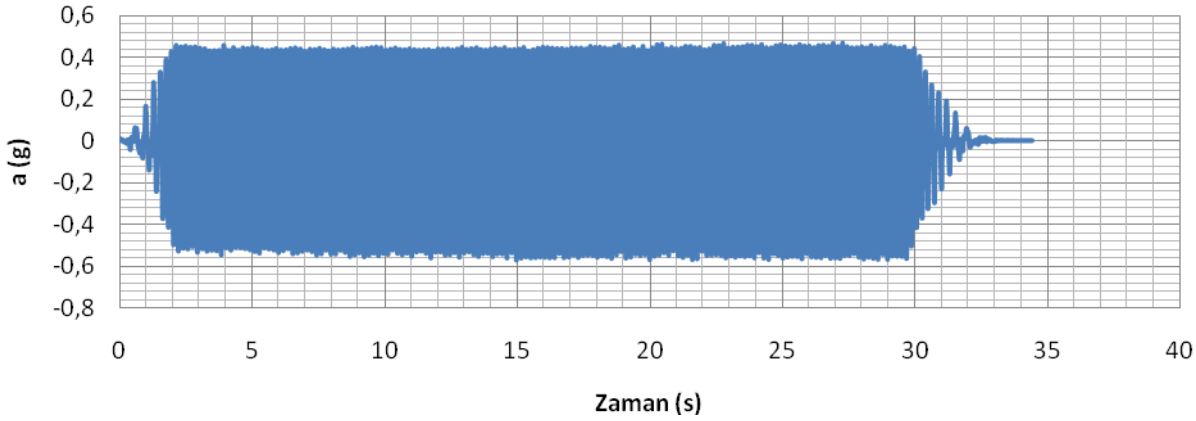


Şekil A.7 1 nolu ivme ölçer verileri

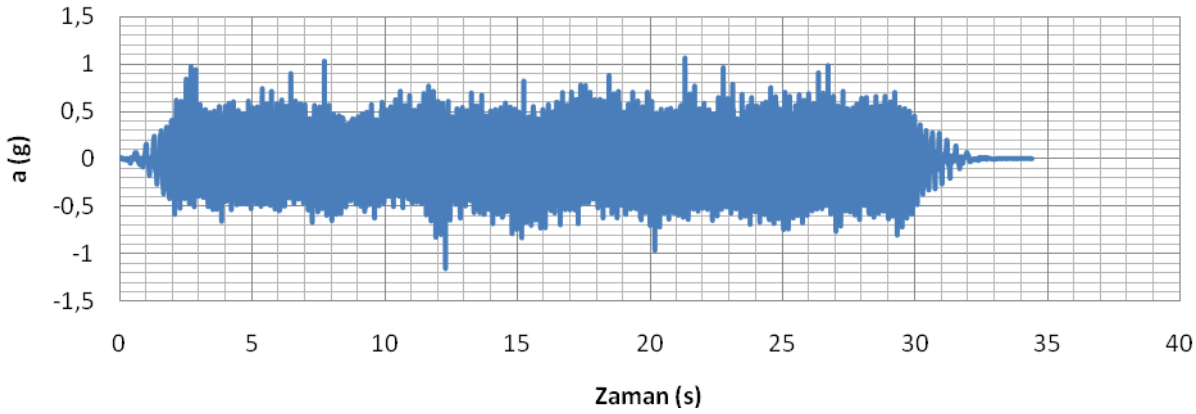


Şekil A.8 2 nolu ivme ölçer verileri

6 Hz Deneyi

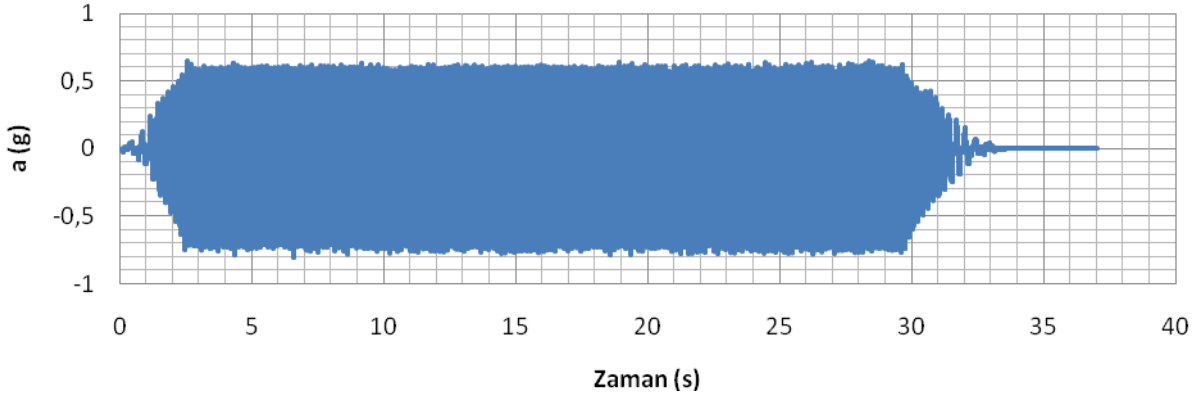


Şekil A.9 1 nolu ivme ölçer verileri

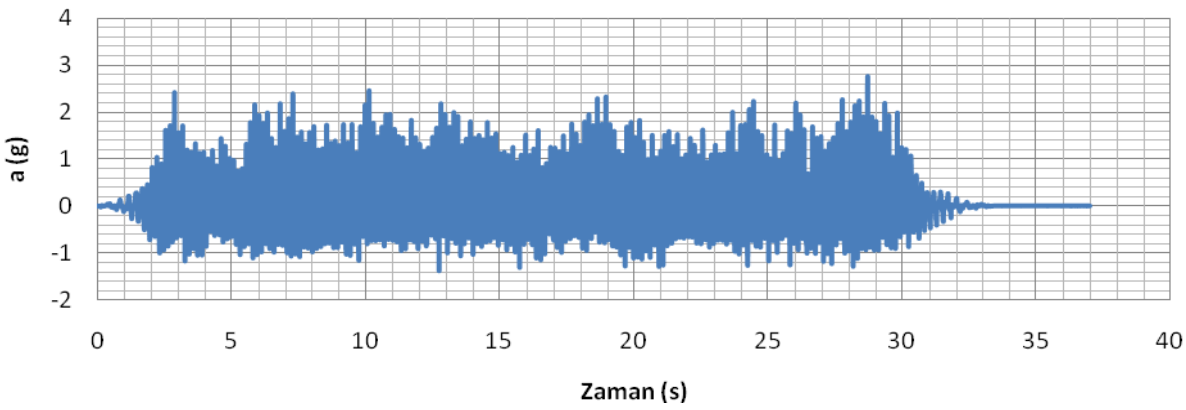


Şekil A.10 2 nolu ivme ölçer verileri

7 Hz Deneyi



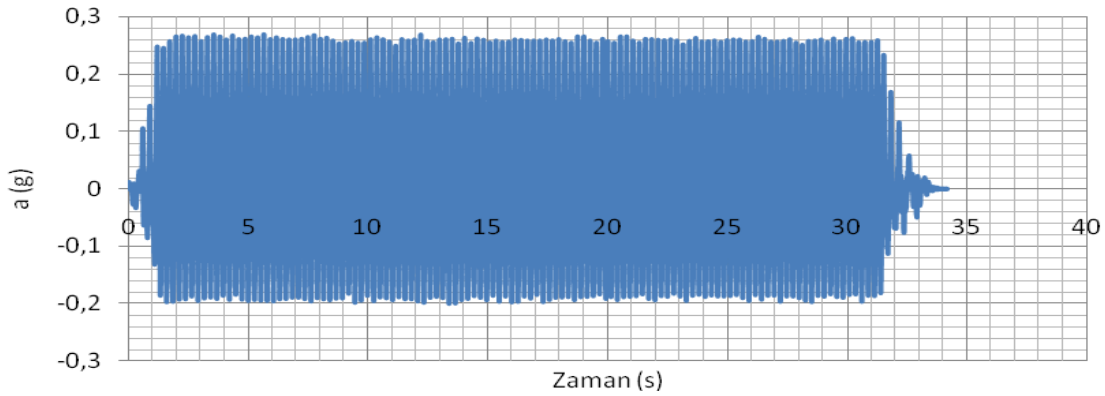
Şekil A.11 1 nolu ivme ölçer verileri



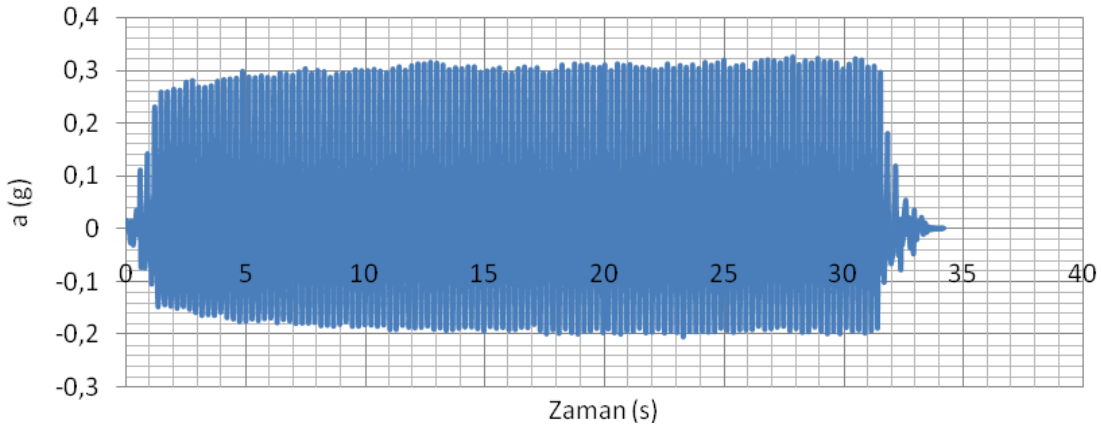
Şekil A.12 2 nolu ivme ölçer verileri

İnce Malzeme

4 Hz Deneyi

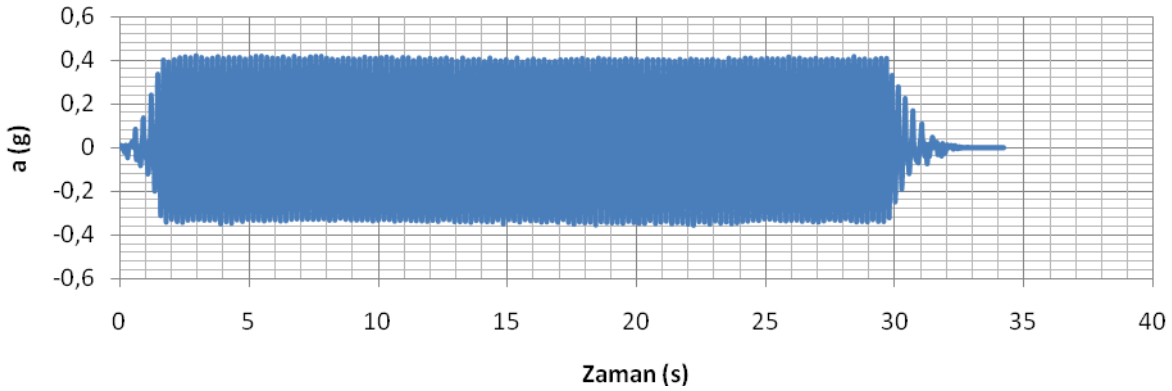


Şekil A.13 1 nolu ivme ölçer verileri

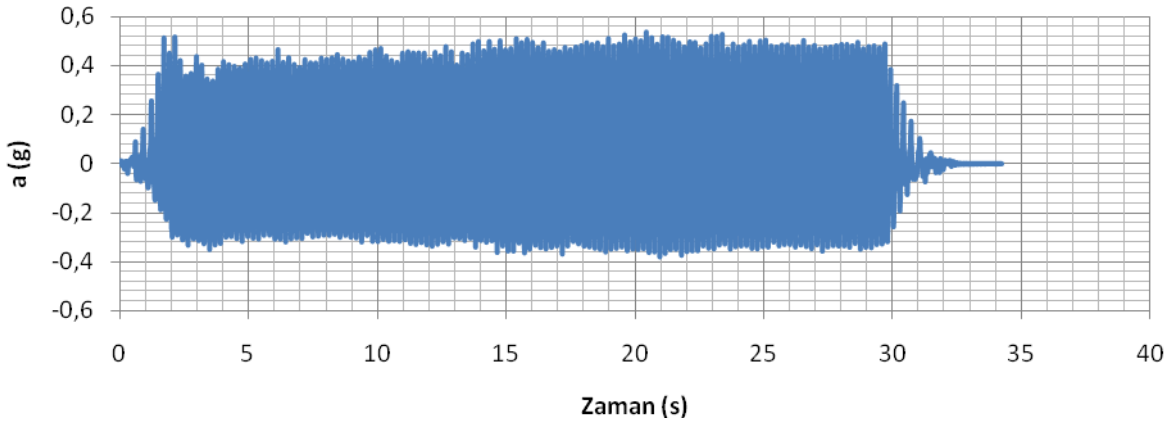


Şekil A.14 2 nolu ivme ölçer verileri

5 Hz Deneyi

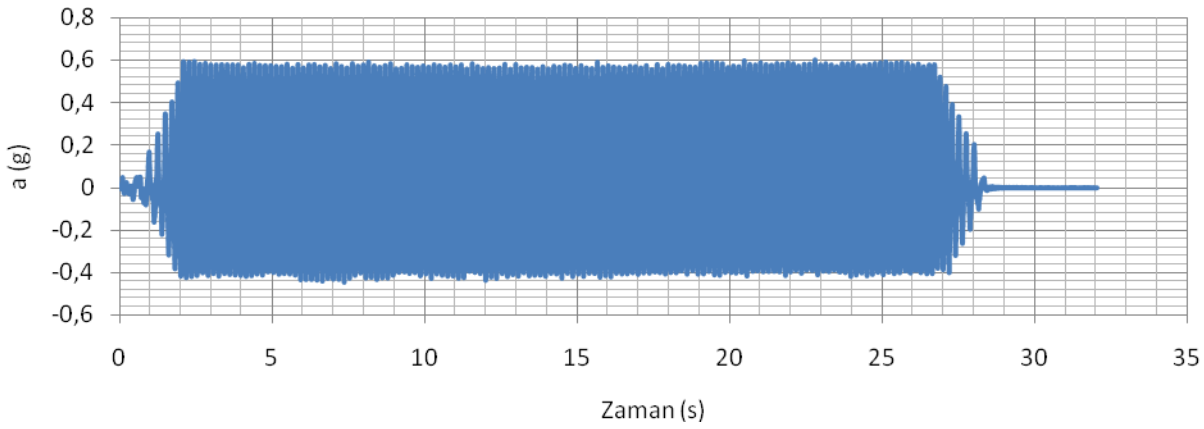


Şekil A.15 1 nolu ivme ölçer verileri

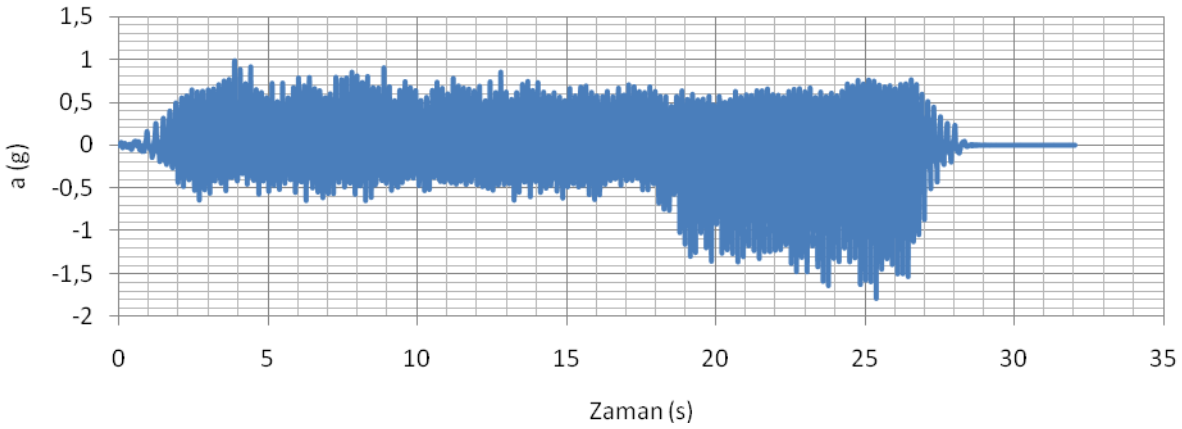


Şekil A.16 2 nolu ivme ölçer verileri

6 Hz Deneyi



Şekil A.17 1 nolu ivme ölçer verileri

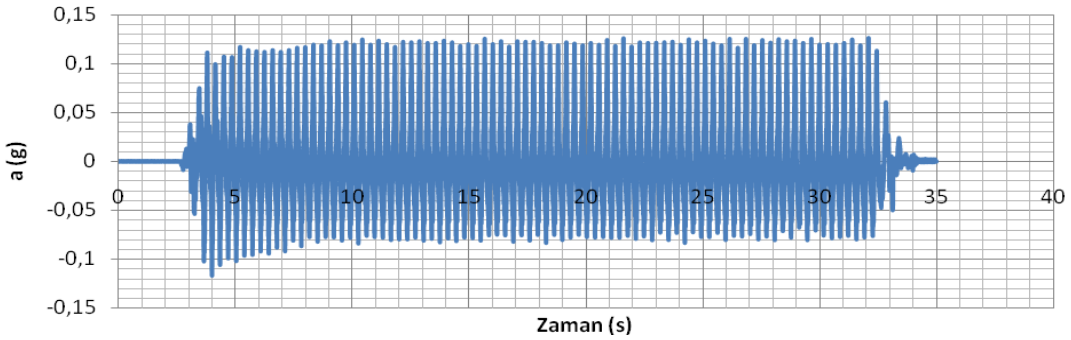


Şekil A.18 2 nolu ivme ölçer verileri

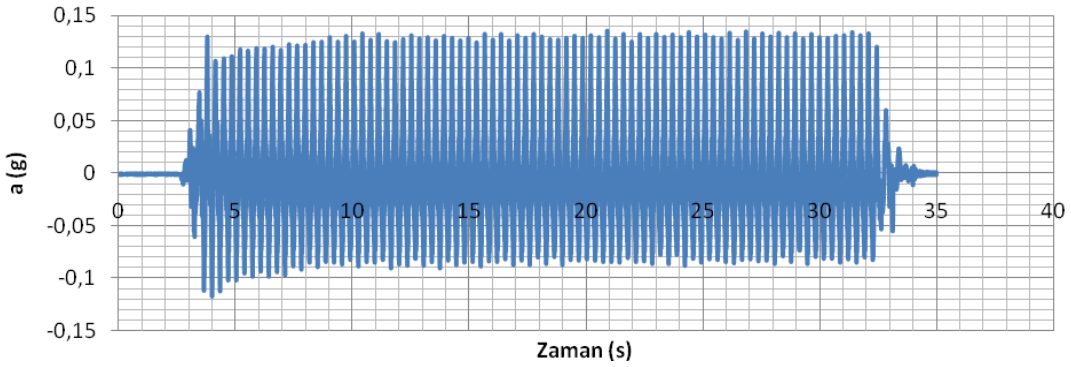
EK-B

İkinci Tip Keson İvme Verileri

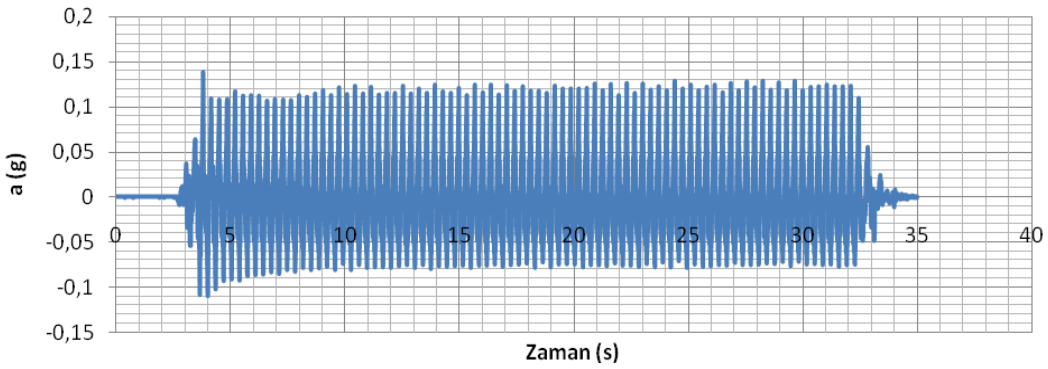
3 Hz Deneyi



Şekil B.1 1 nolu ivme ölçer verileri

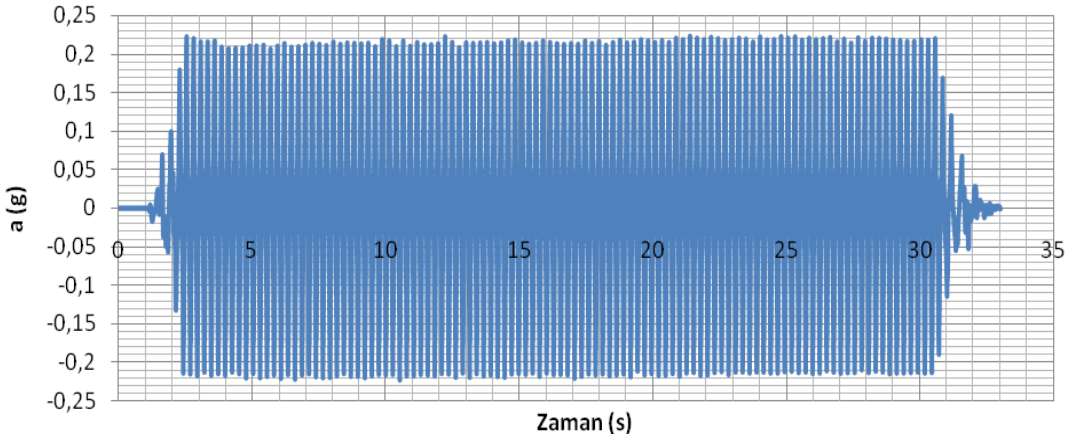


Şekil B.2 2 nolu ivme ölçer verileri

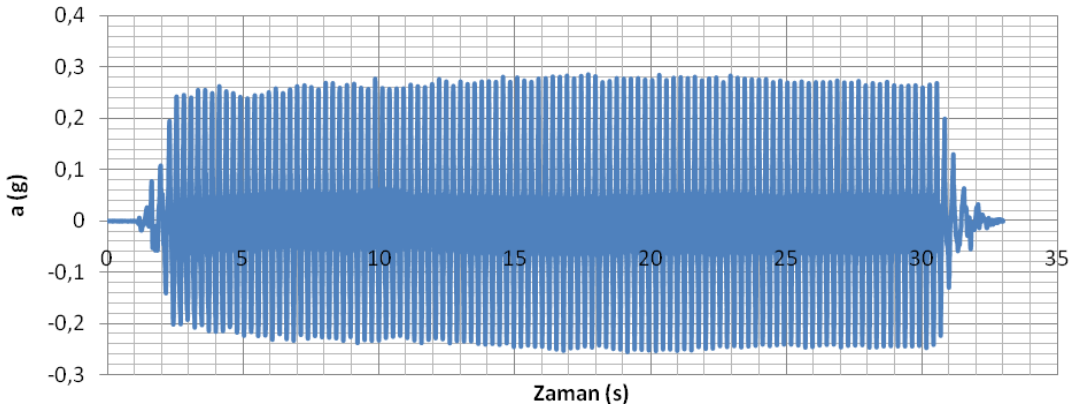


Şekil B.3 3 nolu ivme ölçer verileri

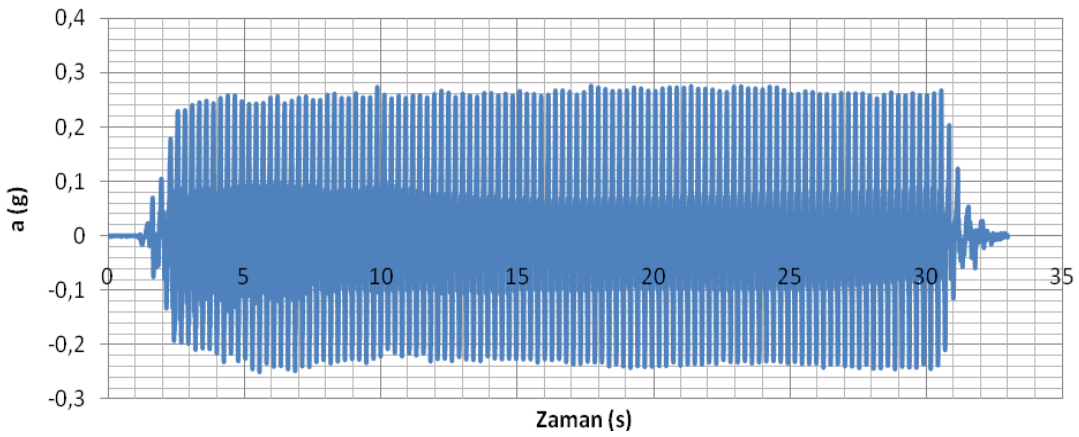
4 Hz Deneyi



Şekil B.4 1 nolu ivme ölçer verileri

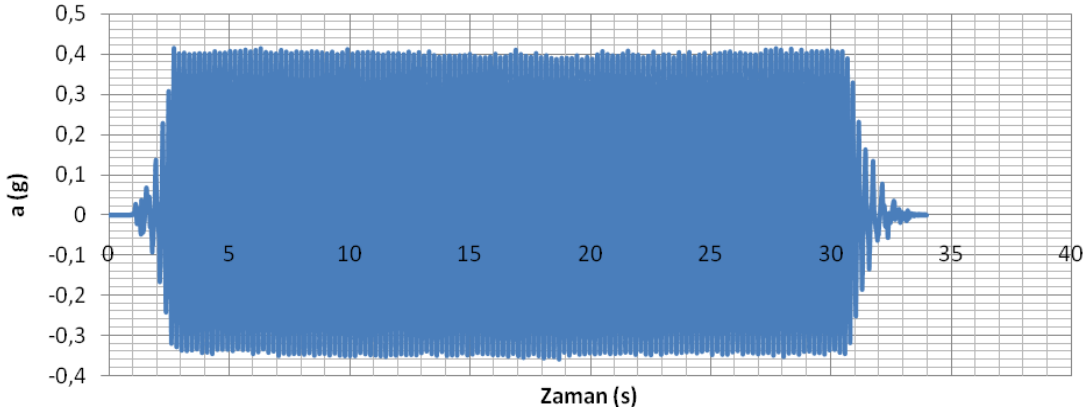


Şekil B.5 2 nolu ivme ölçer verileri

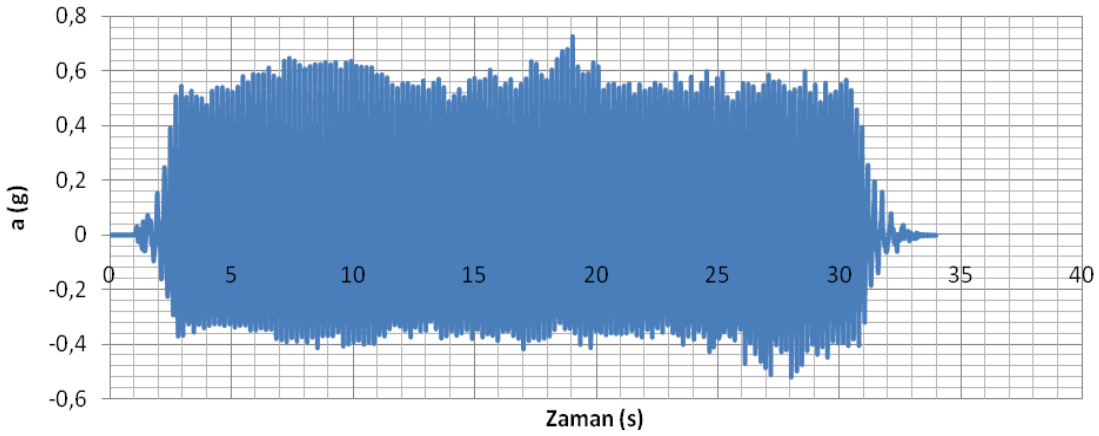


Şekil B.6 3 nolu ivme ölçer verileri

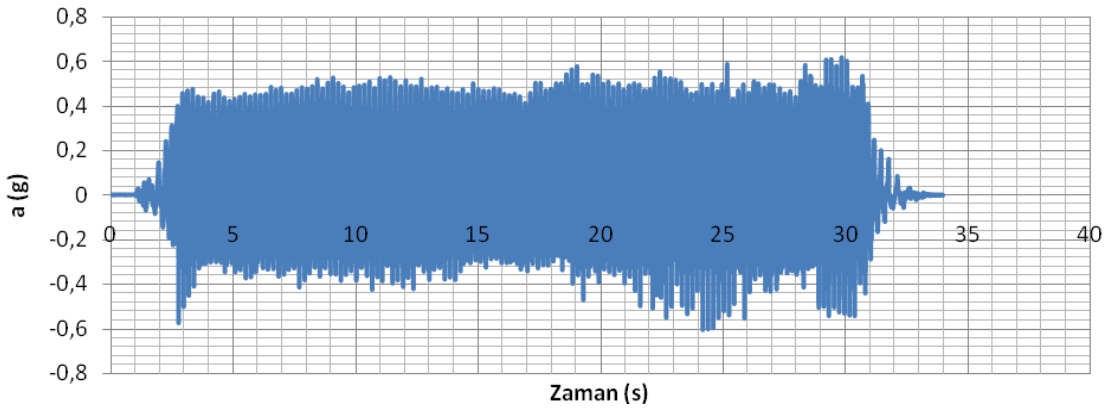
5 Hz Deneyi



Şekil B.7 1 nolu ivme ölçer verileri

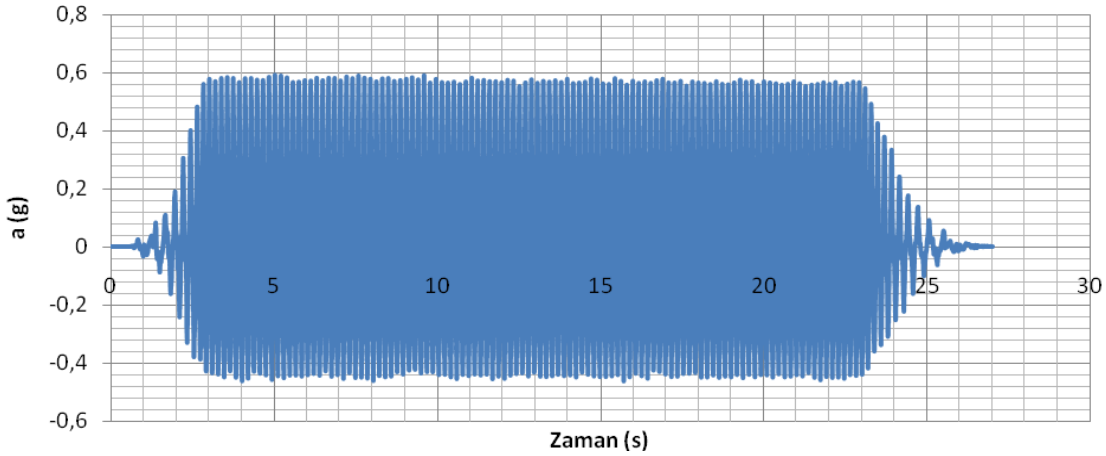


Şekil B.8 2 nolu ivme ölçer verileri

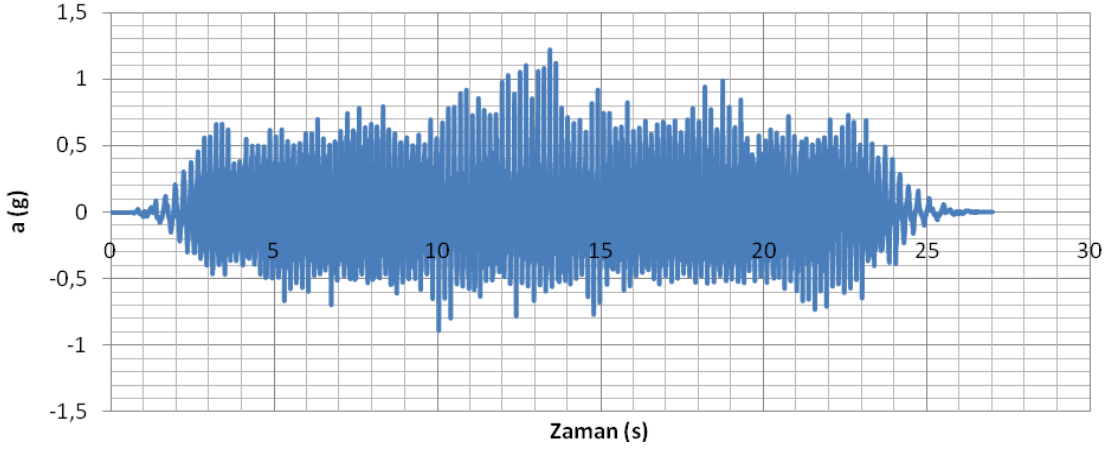


Şekil B.9 3 nolu ivme ölçer verileri

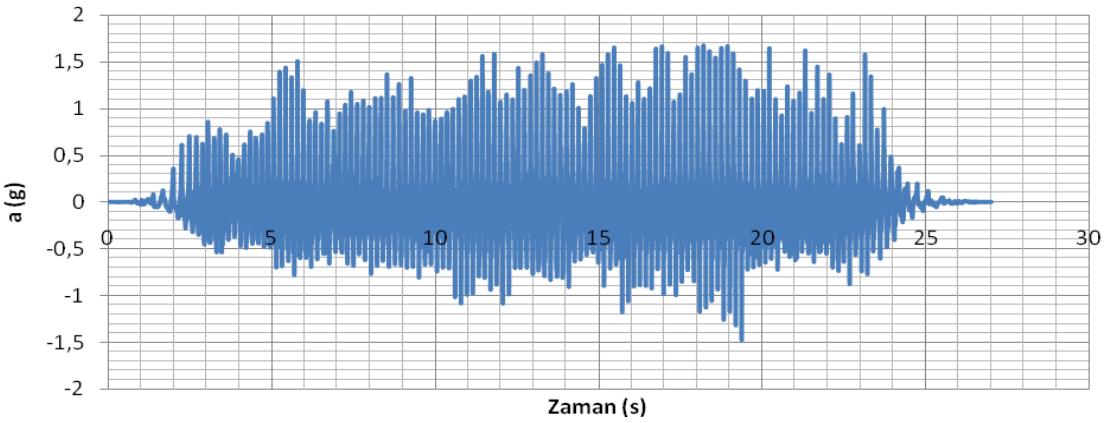
6 Hz Deneyi



Şekil B.10 1 nolu ivme ölçer verileri



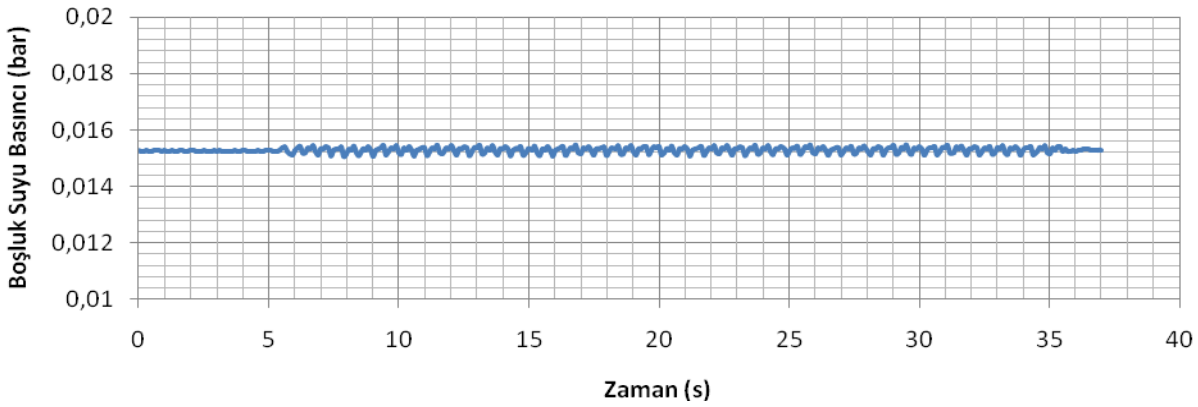
Şekil B.11 2 nolu ivme ölçer verileri



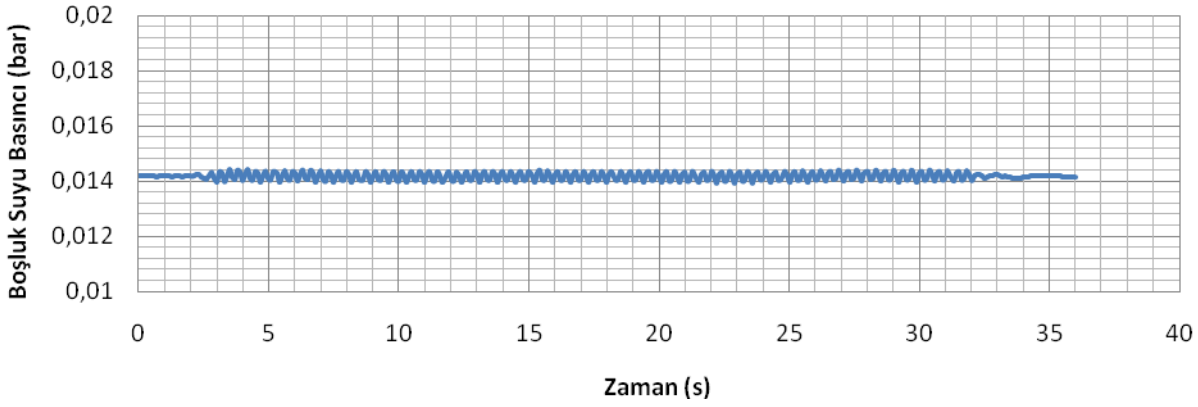
Şekil B.12 3 nolu ivme ölçer verileri

EK-C

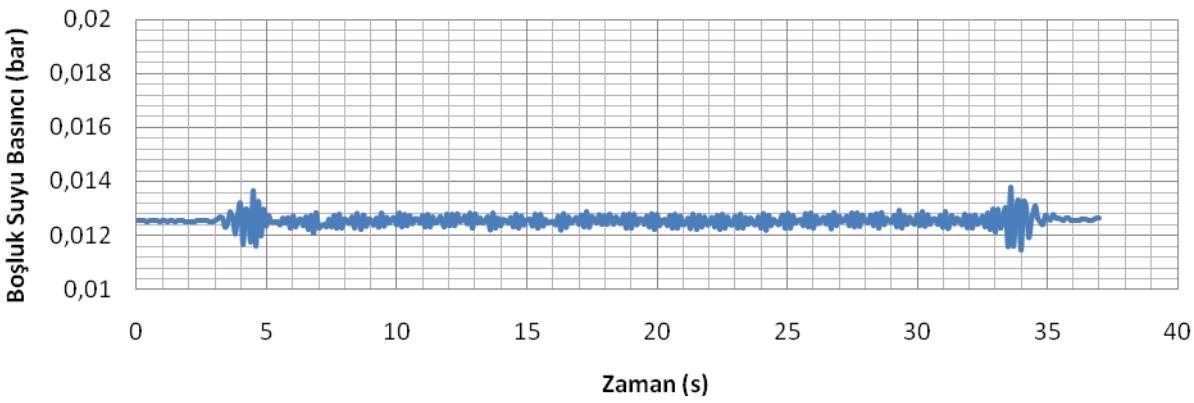
Boşluk Suyu Basıncı Verileri



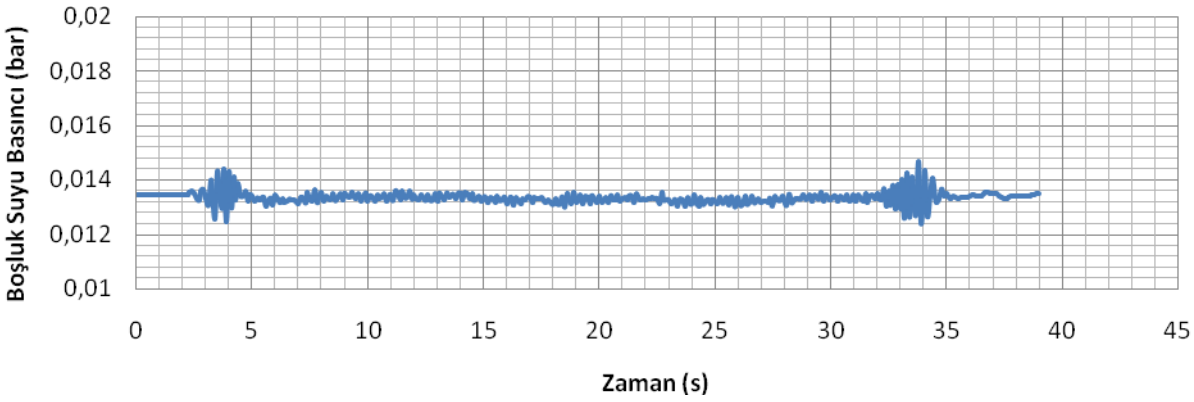
Şekil C.1 1 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 1, d_{50}=2.2 cm)



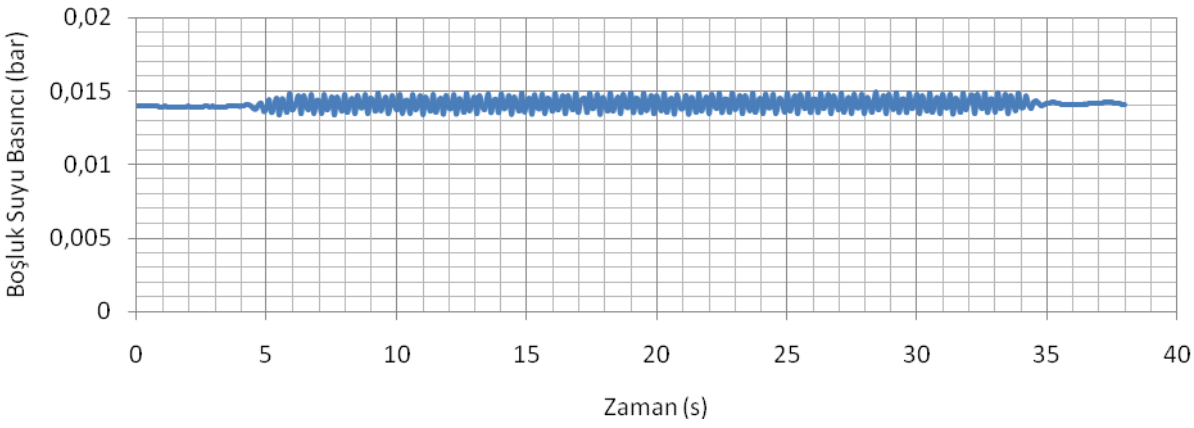
Şekil C.2 1 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 2, d_{50}=2.2 cm)



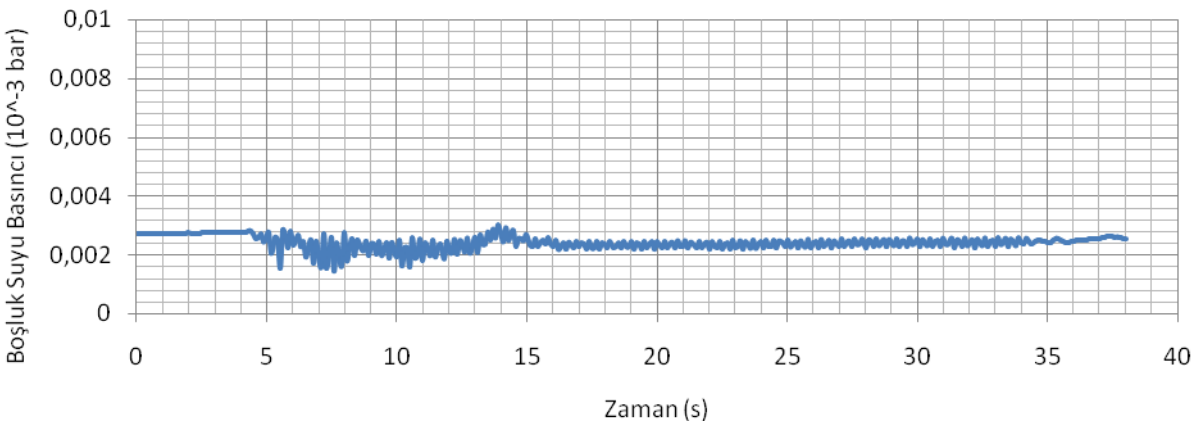
Şekil C.3 1 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 5, d_{50}=2.2)



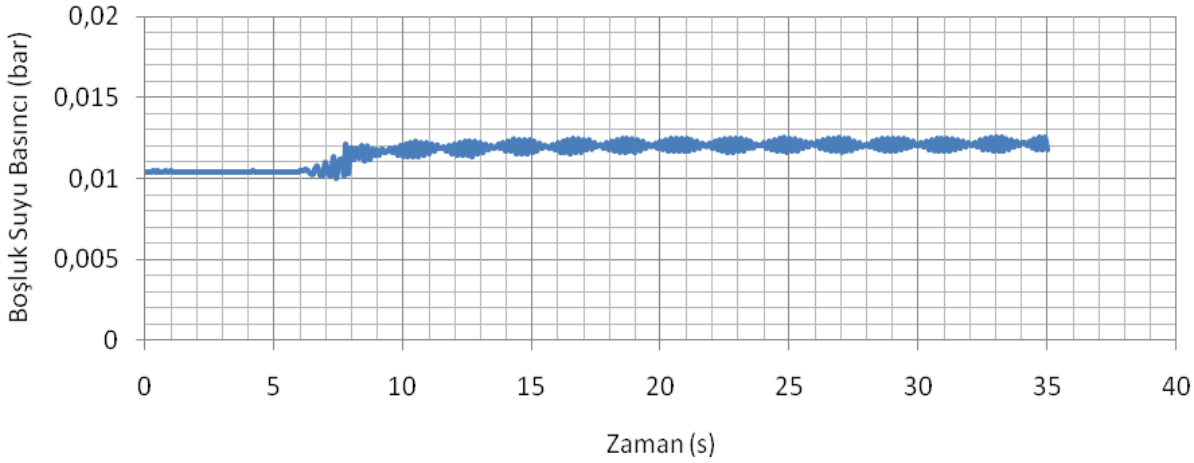
Şekil C.4 1 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 6, d_{50}=2.2 cm)



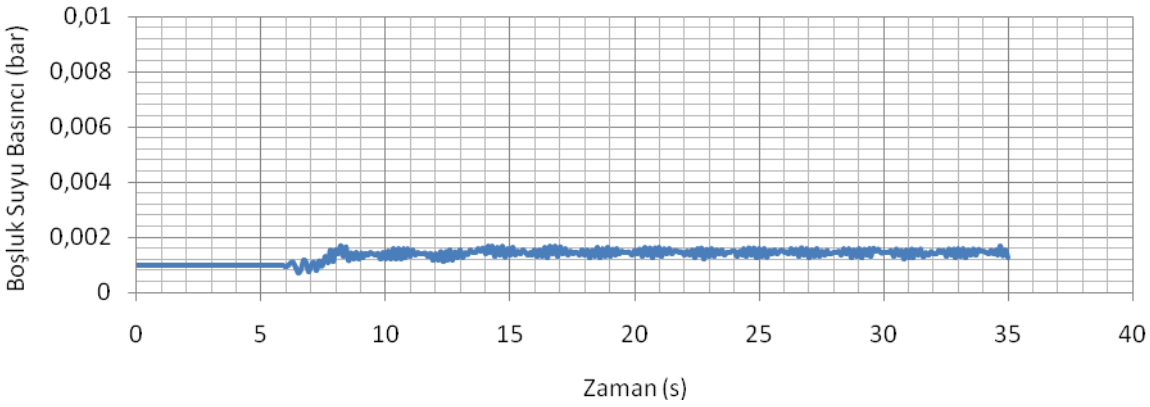
Şekil C.5 1 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 7, d_{50}=0.9 cm)



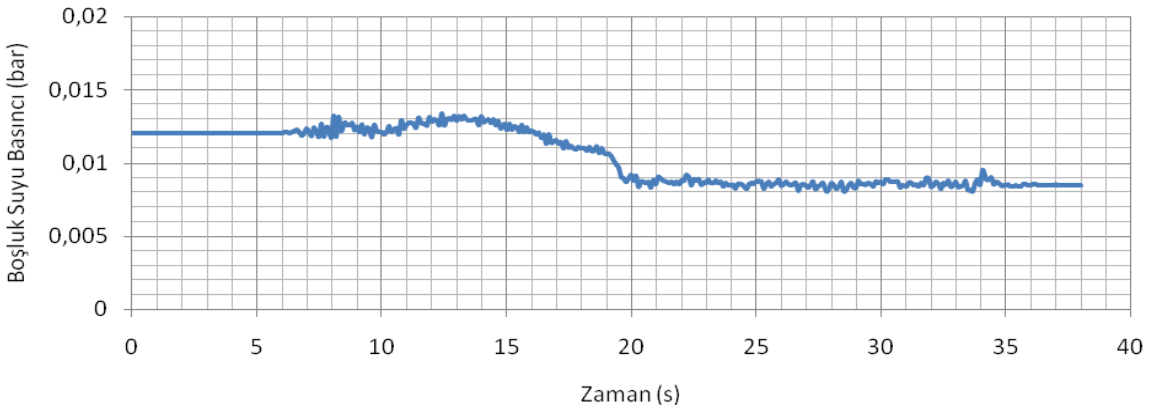
Şekil C.6 2 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 7, d_{50}=0.9 cm)



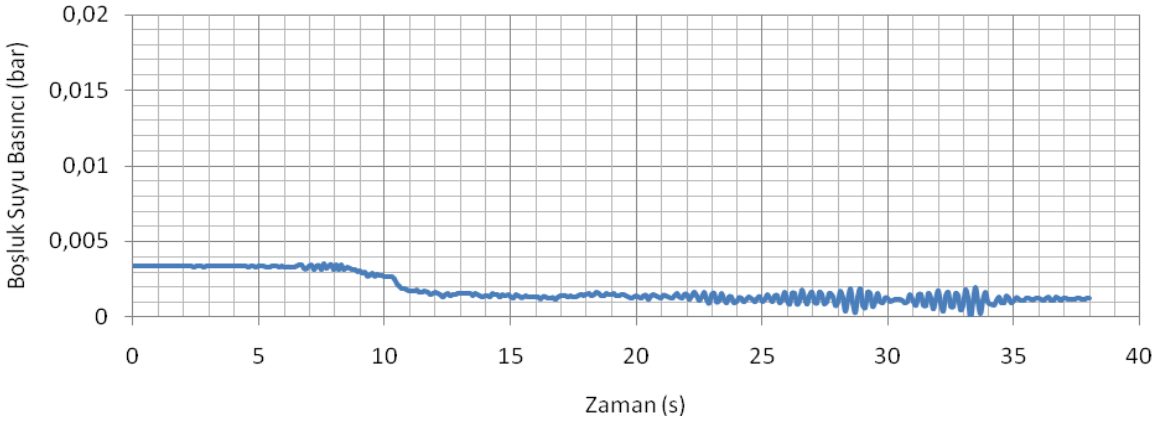
Şekil C.7 1 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 8, d_{50}=0.9 cm)



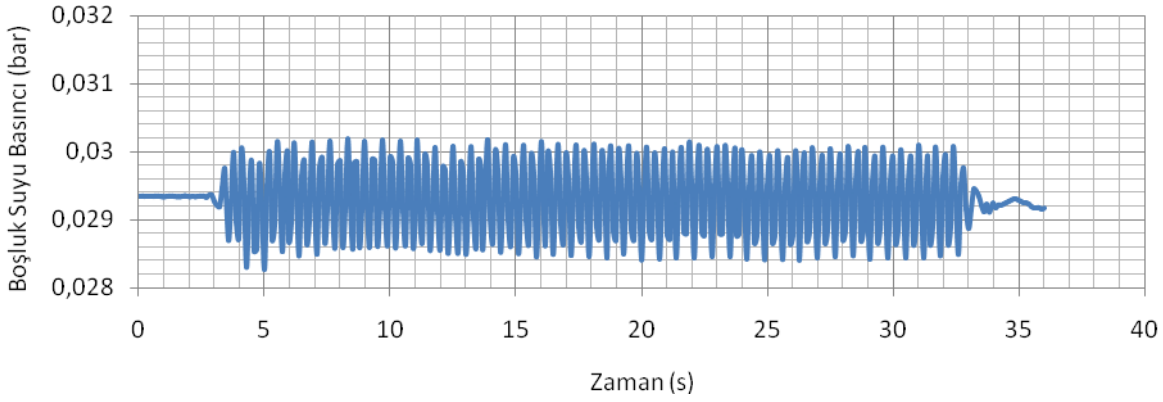
Şekil C.8 2 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 8, d_{50}=0.9 cm)



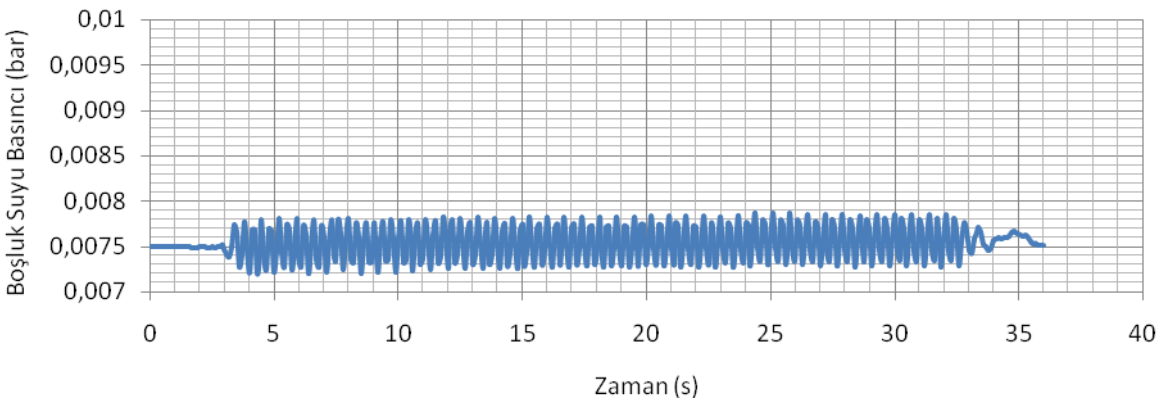
Şekil C.9 1 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 9, d_{50}=0.9 cm)



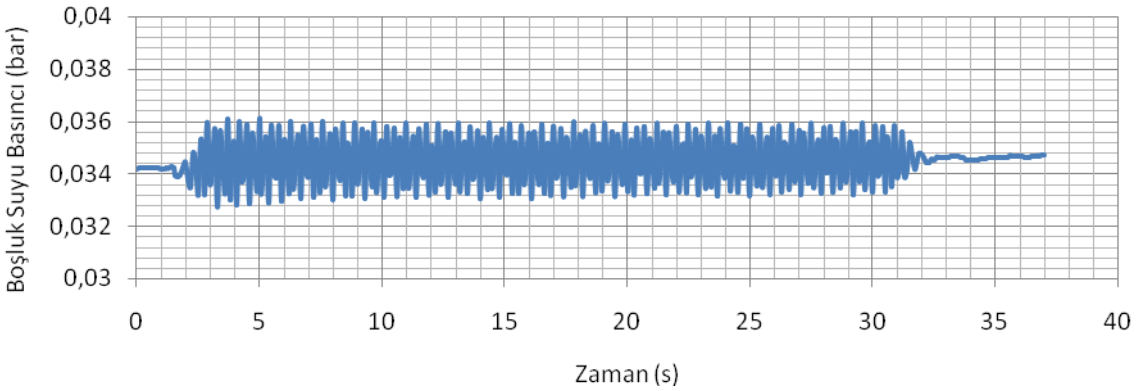
Şekil C.10 2 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 9, d_{50}=0.9 cm)



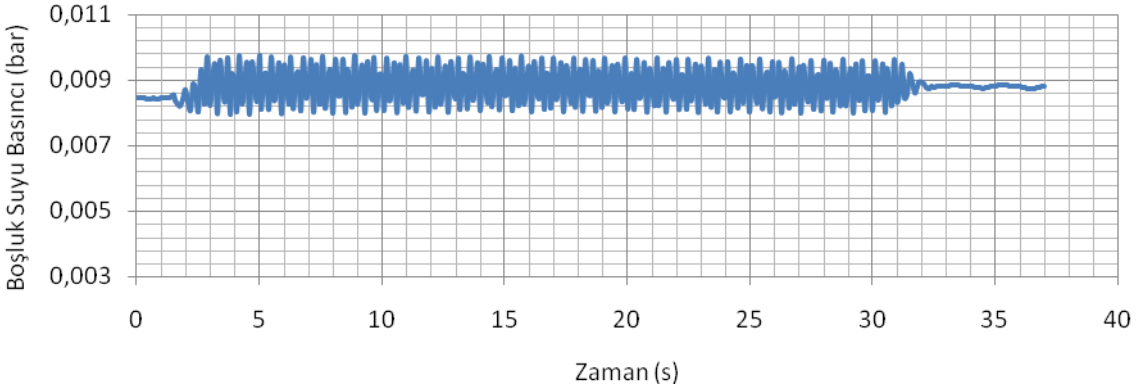
Şekil C.11 1 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 10, d_{50}=0.9 cm)



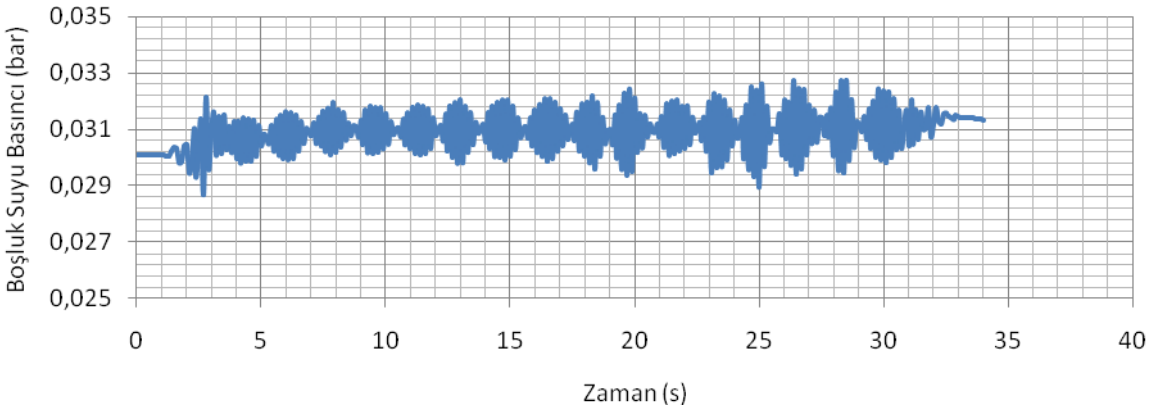
Şekil C.12 2 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 10, d_{50}=0.9 cm)



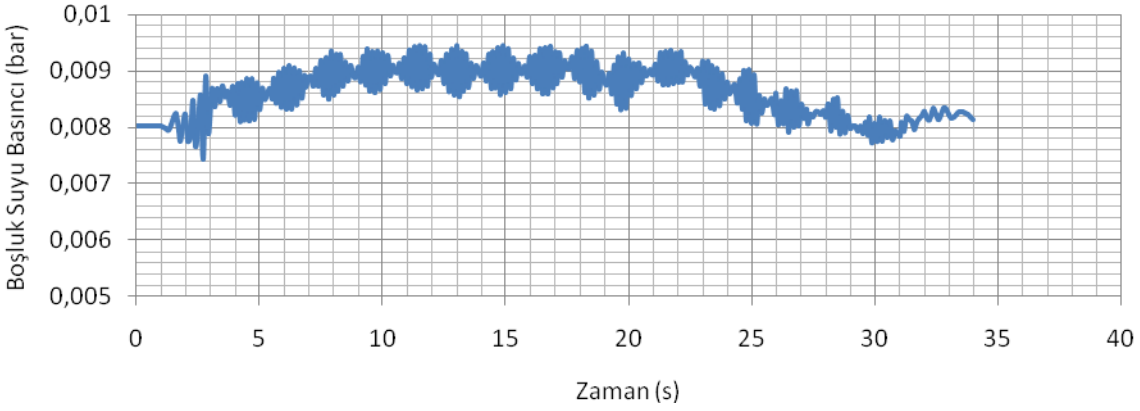
Şekil C.13 1 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 11, d_{50}=0.9 cm)



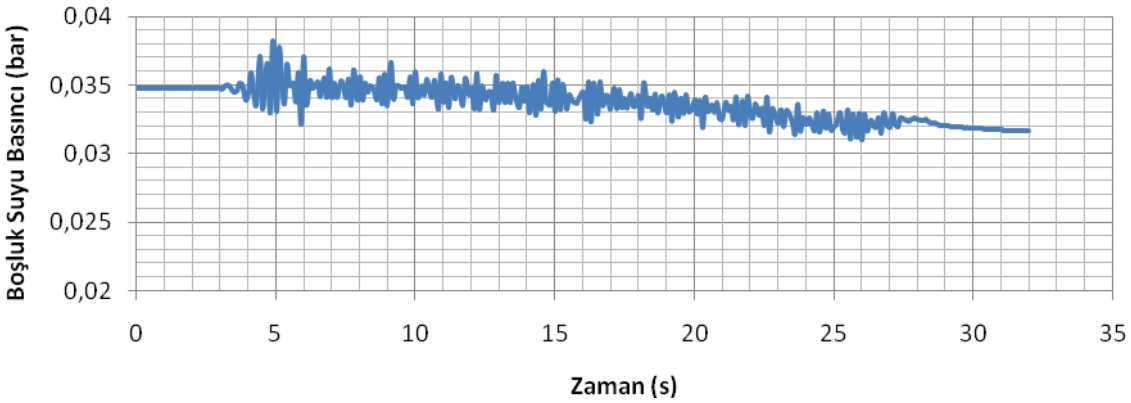
Şekil C.14 2 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 11, d_{50}=0.9 cm)



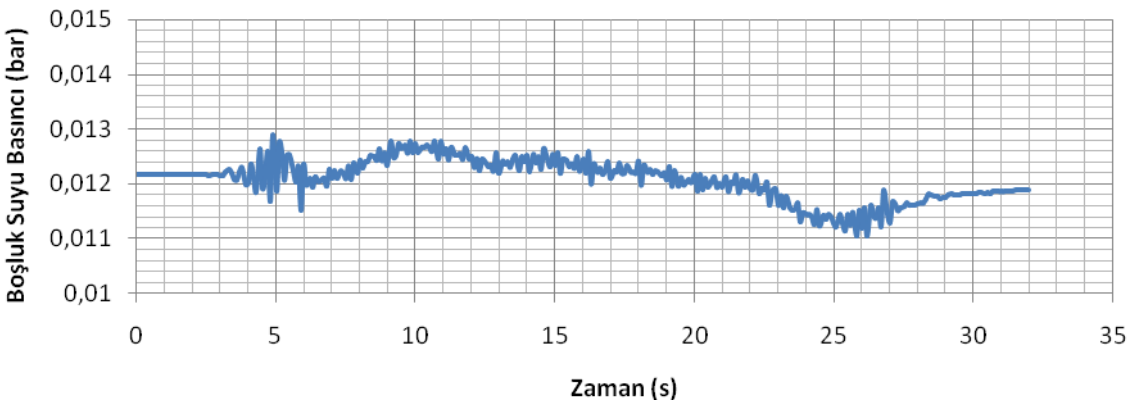
Şekil C.15 1 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 12, d_{50}=0.9 cm)



Şekil C.16 2 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 12, d_{50}=0.9 cm)



Şekil C.17 1 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 13, d_{50}=0.9 cm)



Şekil C.18 2 nolu boşluk suyu basıncı ölçerinden elde edilen veriler (Deney no: 13, d_{50}=0.9 cm)

EK-D

Toprak Basıncı Kayıtlarının Ayrıklaştırılması

Modellerin arkasındaki geri dolgu malzemesinin uyguladığı basıncı ölçmek için basınç ölçerler kullanılmıştır. Elde edilen verilerden ortalama basınç değişimi (düzenli bileşen) ve ortalamadan sapan (çalkantı bileşeni) basınç miktarlarının belirlenmesi için MathCAD adlı programdan yararlanılmıştır. 6 Hz frekans esnasında geri dolgu malzemesinin d_{50}=2.2 cm medyan çapına sahip olduğu birinci tip keson deneyindeki toprak basıncı verilerinin ayrıklaştırılması Şekil D-1'de verilmiştir. Data bölümünde 0 nolu kolonda zaman, 1 nolu kolonda toprak basıncı verileri bulunmaktadır. Toprak basıncının düzenli bileşeni supsmooth (Super Smoothing) komutu ile çalkantı bileşeni ise düzenli bileşen verilerinin toplam toprak basıncı verilerinden çıkarılmasıyla elde edilmektedir.

data :=

	0	1
0	0	2.61
1	0.1	2.62
2	0.2	2.61
3	0.3	2.62
4	0.4	2.62
5	0.5	2.61
6	0.6	2.62
7	0.7	2.61
8	0.8	2.61
9	0.9	2.61

$DATA := csort(data, 0)$

$X := DATA^{\langle 0 \rangle}$

$Y := DATA^{\langle 1 \rangle}$

$nonfluctuating := supsmooth(X, Y)$

$fluctuating := Y - nonfluctuating$

Şekil D.19 MathCAD'de kullanılan yazılım

ÖZGEÇMİŞ

KİŞİSEL BİLGİLER

Adı Soyadı : Anıl ULUŞAN

Doğum Tarihi ve Yeri : 16.12.1989 Ankara

Yabancı Dili : İngilizce

E-posta : anulusan@gmail.com

ÖĞRENİM DURUMU

Derece	Alan	Okul/Üniversite	Mezuniyet Yılı
Lisans	İnşaat Mühendisliği	Yıldız Teknik Üniversitesi	2011
Lise	Fen Bilimleri	İzmir Konak Anadolu Lisesi	2006
İlköğretim		TED Ankara Koleji	2003

İŞ TECRÜBESİ

Yıl	Firma/Kurum	Görevi
2011	Yıldız Teknik Üniversitesi	Asistan Öğrenci
2009	Özkar İnşaat Ticaret San. A.Ş.	Stajyer Mühendis
2008	MAPA İnşaat ve Ticaret A.Ş.	Stajyer Mühendis

YAYINLARI

Bildiri

1. “Keson ve L Tipi Yapılarının Sismik Yükler Altında Davranışı”

Proje

2. “Blok Tipi Kıyı Yapılarının Basitleştirilmiş Dinamik Analiz Yöntemi İle Tasarımı”