

T.C.
GÜMÜŞHANE ÜNİVERSİTESİ
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

ZEMİN-YAPI ETKİLEŞİMİ DİKKATE ALINARAK KUTU MENFEZLERİN
DEPREM DAVRANIŞININ İNCELENMESİ

DOKTORA

Kaşif Furkan ÖZTÜRK

HAZİRAN-2023
GÜMÜŞHANE



**T.C.
GÜMÜŞHANE ÜNİVERSİTESİ
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ**

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**ZEMİN-YAPI ETKİLEŞİMİ DİKKATE ALINARAK KUTU MENFEZLERİN
DEPREM DAVRANIŞININ İNCELENMESİ**

**INVESTIGATION OF EARTHQUAKE BEHAVIOR OF BOX CULVERTS
CONSIDERING SOIL-STRUCTURE INTERACTION**

DOKTORA

Kaşif Furkan ÖZTÜRK

**HAZİRAN-2023
GÜMÜŞHANE**



**T.C.
GÜMÜŞHANE ÜNİVERSİTESİ
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ**

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**ZEMİN-YAPI ETKİLEŞİMİ DİKKATE ALINARAK KUTU MENFEZLERİN
DEPREM DAVRANIŞININ İNCELENMESİ**

**INVESTIGATION OF EARTHQUAKE BEHAVIOR OF BOX CULVERTS
CONSIDERING SOIL-STRUCTURE INTERACTION**

DOKTORA

Kaşif Furkan ÖZTÜRK

Danışman: Prof. Dr. Tufan ÇAKIR

**HAZİRAN-2023
GÜMÜŞHANE**

BİLİMSEL ETİĞE UYGUNLUK BEYANI

Doktora Tezi olarak hazırlamış olduğum “**Zemin-Yapı Etkileşimi Dikkate Alınarak Kutu Menfezlerin Deprem Davranışının İncelenmesi**” isimli bu tezimin, tamamen kendi çalışmam olduğunu, her alıntıya kaynak gösterdiğimi, alıntı yaptığım tüm çalışmaları kaynakçada belirttiğimi ve Gümüşhane Üniversitesi’nin lisanslı kullanıcısı olduğum intihal yazılım programı ile Lisansüstü Eğitim Enstitüsü’nün belirlediği kıstaslara uygun olarak raporladığımı taahhüt ederim. Tezimin kâğıt ve elektronik kopyalarının Gümüşhane Üniversitesi Lisansüstü Eğitim Enstitüsü arşivinde saklanmasına izin verdiğimi onaylarım.

Lisansüstü Eğitim ve Öğretim Yönetmeliği’nin ilgili maddeleri uyarınca gereğinin yapılmasını arz ederim.

22/06/2023

.....
Kaşif Furkan ÖZTÜRK

TEŞEKKÜR

Gümüşhane Üniversitesi Lisansüstü Eğitim Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı’nda doktora tezi olarak gerçekleştirdiğimiz “Zemin-Yapı Etkileşimi Dikkate Alınarak Kutu Menfezlerin Deprem Davranışının İncelenmesi” başlıklı bu tez çalışması boyunca bilgisi, tecrübesi ve yol göstericiliğiyle karşılaştığım zorlukların üstesinden gelebilmemde en büyük rol oynayan, kendisinden akademik çalışma ahlakı ve disiplini üzerine çok şey öğrendiğim değerli hocam ve danışmanım Prof. Dr. Tufan ÇAKIR’a sonsuz saygı ve şükranlarımı sunarım.

Doktora eğitimim boyunca karşılaştığım problemlerde değerli vaktini ayırarak her zaman bilgi ve tecrübesini paylaşan ve kendisinden bir çok şey öğrendiğim değerli hocam Doç. Dr. Onur ARAZ’a saygılarımı ve şükranlarımı sunarım.

Doktora eğitimim süresince manevi desteklerinden dolayı Dr. Öğr. Üyesi Halil ANAÇ’a, Arş. Gör. Dr. İlker Erkan’a, Öğr. Gör. Salih TÜRK’e, Arş. Gör. Dr. Cavit KUMAŞ’a, Arş. Gör. Şener ALİYAZICIOĞLU’na ve Arş. Gör. Murat ŞAN’a teşekkürlerimi sunarım.

Hayatım boyunca, varlıklarıyla güç bulduğum, her türlü koşulda maddi ve manevi desteklerini benden esirgemeyen, bu günlere gelmemde karşılıksız bir sevgi ve sabırla en büyük rolü oynayan annem Ayşe Melek ÖZTÜRK’e, babam Gürsel ÖZTÜRK’e ve ablam Kübra Perçem ELMAS’a sonsuz sevgilerimi sunarım.

Akademik çalışmalarımın yoğunluğu sebebiyle gelişen her koşulda ve durumda fedakarlığını, anlayışını ve desteğini benden esirgemeyen eşim Gizem ÖZTÜRK’e ve varlığıyla ailemize huzur ve mutluluk katan oğlum Kaşif Bera ÖZTÜRK’e sonsuz sevgilerimi sunarım. Gerçekleştirilen bu çalışmanın ülkemize ve insanlığa yarar sağlamasını dilerim.

Kaşif Furkan ÖZTÜRK
GÜMÜŞHANE – 2023

ÖZET

Literatürde zemin-yapı etkileşimi dikkate alınarak kısmen veya tamamen gömülü kutu menfez yapılarının deprem davranışının değerlendirilmesi üzerine oldukça sınırlı sayıda çalışma görülmektedir. Bu çalışmanın temel amacı literatürde dolgu ve temel zemini etkileşimlerini dikkate alabilen yaklaşımları kullanarak zemin-kutu menfez etkileşim sistemlerinin çözümü için sayısal ve analitik modeller önermek ve bu modellerin kullanılabilirliğini göstermektir. Ayrıca farklı deprem yer hareketleri ve zemin özellikleri dikkate alınarak gerçekleştirilecek parametrik analizler yardımıyla kutu menfezlerin dinamik tepkileri üzerinde zemin-yapı etkileşiminin, deprem frekans içeriğinin, menfez duvarı kalınlığının ve dolgu-menfez ara yüzey davranışının etkileri ile menfez kanat duvarının dinamik tepkileri üzerinde zemin-yapı etkileşiminin ve deprem frekans içeriğinin etkilerini araştırmak amaçlanmaktadır.

Belirtilen amaçlar doğrultusunda gerçekleştirilen bu tez çalışması kapsamında zemin-menfez etkileşimini dikkate alabilen üç boyutlu sonlu eleman modelleri ve alt sistem yaklaşımına dayalı analitik modeller önerilmiştir. Önerilen modellerde etkileşim sisteminin mod frekansları farklı zemin koşulları için modal analiz tekniği kullanılarak elde edilmiş ve karşılaştırmalı olarak sunulmuştur. Sayısal modellerin etkinliği gösterildikten sonra bu modeller aracılığıyla farklı zemin koşulları ve deprem kayıtları dikkate alınarak zaman ortamında ayrıntılı dinamik çözümlemeler gerçekleştirilmiştir. Elde edilen sonuçlar önerilen sayısal ve analitik modellerin zemin-menfez etkileşim problemlerinin çözümünde kullanılabileceğini ve kutu menfez dinamik davranışının zemin-yapı etkileşimi, deprem frekans içeriği, ara yüzey varsayımı ve menfez duvarı kalınlık değişimi gibi etmenlerden önemli ölçüde etkilenebileceğini ortaya koymaktadır.

Anahtar Kelimeler: Deprem frekans içeriği, Kanat duvarı, Kutu menfez, Zemin-yapı etkileşimi

SUMMARY

There are very limited studies on the evaluation of the earthquake behavior of partially or fully buried box culvert structures considering soil-structure interaction in the literature. The main purpose of this study is to propose numerical and analytical models for the analysis of soil-box culvert interaction systems by using the approaches that can consider the backfill and subsoil interactions in literature, and to demonstrate the usability of these models. Furthermore, it is aimed to investigate the effects of soil-structure interaction, earthquake frequency content, culvert wall thickness and backfill-culvert interface behavior on the dynamic responses of the box culverts through parametric analyses to be carried out by considering different earthquake ground motions and soil properties. It is also aimed to investigate the effects of soil-structure interaction and earthquake frequency content on the dynamic responses of the culvert wing wall.

In line with the purposes stated, three-dimensional finite element models that can take into account the soil-culvert interaction and analytical models based on the substructure approach have been proposed within the scope of this thesis. In the recommended models, the mode frequencies of the interaction system were obtained using modal analysis technique for different soil conditions, and were presented comparatively. After showing the effectiveness of numerical models, the detailed dynamic analyses were performed in the time domain through these models considering different soil conditions and earthquake records. The obtained results reveal that the proposed numerical and analytical models can be used in the analysis of soil-culvert interaction problems. They also show that the dynamic behavior of the box culvert can be significantly affected by the factors such as soil-structure interaction, earthquake frequency content, interface assumption and culvert wall thickness variation.

Keywords: Earthquake frequency content, Wing wall, Box culvert, Soil-structure interaction

İÇİNDEKİLER

KABUL VE ONAY	III
BİLİMSEL ETİĞE UYGUNLUK BEYANI.....	IV
TEŞEKKÜR.....	V
ÖZET	VI
SUMMARY	VII
İÇİNDEKİLER	VIII
TABLOLAR DİZİNİ	XI
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	XIII
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ.....	XVIII
1. GENEL BİLGİLER	1
1.1. Giriş.....	1
1.2. Zeminlerin Özellikleri ve Davranışları	6
1.2.1. Zeminlerin Özellikleri.....	6
1.2.2. Zeminlerin Doğrusal Olmayan Davranışları.....	12
1.3. Zemin-Yapı Etkileşimi.....	18
1.3.1. Doğrudan Çözüm Yöntemi	22
1.3.1.1. Kütlesiz Temel Yaklaşımı.....	24
1.3.1.2. Sonlu Elemanlar Modelinde Sanal Sınırların Kullanılması	25
1.3.2. Alt Sistem Yaklaşımı	30
1.4. Literatür Araştırması	31
1.5. Çalışmanın Amacı, Kapsamı ve Gerekçesi.....	45
2. YAPILAN ÇALIŞMALAR	49
2.1. Çalışmaya Konu Olan Kutu Menfez Yapılarının Yapısal Özellikleri	50
2.2. Menfez-1 İçin Önerilen Modeller	52
2.2.1. Dolgu-Menfez Etkileşim Sistemi İçin Önerilen Sayısal Model.....	52
2.2.2. Dolgu-Menfez Etkileşim Sistemi İçin Önerilen Analitik Modeller.....	54
2.2.3. Dolgu-Menfez-Temel Zemini Etkileşim Sistemi İçin Önerilen Sayısal Modeller.....	57
2.2.4. Dolgu-Menfez-Temel Zemini Etkileşim Sistemi İçin Önerilen Analitik Modeller.....	62
2.3. Menfez-2 İçin Önerilen Modeller	65
2.3.1. Dolgu-Menfez Etkileşim Sistemi İçin Önerilen Sayısal Model.....	65

2.3.2. Dolgu-Menfez Etkileşim Sistemi İçin Önerilen Analitik Modeller	66
2.3.3. Dolgu-Menfez-Temel Zemini Etkileşim Sistemi İçin Önerilen Sayısal Model....	66
2.3.4. Dolgu-Menfez-Temel Zemini Etkileşim Sistemi İçin Önerilen Analitik Modeller.....	68
2.4. Menfez-3 İçin Önerilen Modeller	68
2.4.1. Dolgu-Kanat Duvarı Etkileşim Sistemi İçin Önerilen Sayısal Model	68
2.4.2. Dolgu-Kanat Duvarı Etkileşim Sistemi İçin Önerilen Analitik Modeller	69
2.4.3. Dolgu-Menfez-Kanat Duvarı-Temel Zemini Etkileşim Sistemi İçin Önerilen Sayısal Model.....	74
3. BULGULAR VE İRDELEME	76
3.1. Menfez-1 İçin Gerçekleştirilen Analizler.....	76
3.1.1. Menfez-1 İçin Gerçekleştirilen Modal Analizler	76
3.1.1.1. Dolgu-Menfez Etkileşim Sisteminin Modal Analizi.....	76
3.1.1.2. Dolgu-Menfez-Temel Zemini Etkileşim Sisteminin Modal Analizi	77
3.1.2. Menfez-1 Dikkate Alınarak Önerilen Dolgu-Menfez-Temel Zemini Etkileşim Sistemi Sayısal Modellerinin Dinamik Analizi	78
3.1.2.1. Menfez Dinamik Davranışı Üzerinde Duvar-Dolgu Ara Yüzeyi Etkileri	83
3.1.2.2. Menfez Dinamik Davranışı Üzerinde Zemin-Yapı Etkileşiminin Etkileri	86
3.1.2.3. Menfez Dinamik Davranışı Üzerinde Deprem Frekans İçeriğinin Etkileri	89
3.2. Menfez-2 İçin Gerçekleştirilen Analizler.....	93
3.2.1. Menfez-2 İçin Gerçekleştirilen Modal Analizler	93
3.2.1.1. Dolgu-Menfez Etkileşim Sisteminin Modal Analizi.....	93
3.2.2. Menfez-2 Dikkate Alınarak Önerilen Dolgu-Menfez-Temel Zemini Etkileşim Sistemi Sayısal Modelinin Dinamik Analizi.....	95
3.2.2.1. Menfez Dinamik Davranışı Üzerinde Zemin-Yapı Etkileşiminin Etkileri	101
3.2.2.2. Menfez Dinamik Davranışı Üzerinde Deprem Frekans İçeriğinin Etkileri	106
3.3. Menfez Duvarı Kalınlığının Dinamik Davranış Üzerindeki Etkilerinin Değerlendirilmesi.....	111
3.4. Menfez-3 İçin Gerçekleştirilen Analizler.....	114
3.4.1. Dolgu-Kanat Duvarı Etkileşim Sisteminin Analizi	114
3.4.2.1. Kanat Duvarı Dinamik Davranışı Üzerinde Zemin-Yapı Etkileşiminin Etkileri.....	124
3.4.2.2. Kanat Duvarı Dinamik Davranışı Üzerinde Deprem Frekans İçeriğinin Etkileri.....	127
4. SONUÇLAR VE ÖNERİLER	132

KAYNAKÇA.....	139
ÖZGEÇMİŞ	158



TABLÖLAR DİZİNİ

Tablo 1. Dane boyutu (Verruijt, 2018).....	7
Tablo 2. Farklı araştırmacılar tarafından önerilen elastisite modülü değerleri	8
Tablo 3. Farklı zemin grupları için derlenen yaklaşık elastisite modülü değerleri (Bardet, 1997)	8
Tablo 4. Kil zeminler için derlenen yaklaşık elastisite modülü, Poisson oranı ve drenajsız kayma dayanımı değerleri	9
Tablo 5. Silt zeminler için önerilen yaklaşık elastisite modülü ve Poisson oranı değerleri (Briaud, 2013).....	10
Tablo 6. Kum zeminler için önerilen elastisite modülü ve Poisson oranı değerleri (Briaud, 2013).....	10
Tablo 7. Çakıl zeminler için önerilen elastisite modülü ve Poisson oranı değerleri (Briaud, 2013).....	10
Tablo 8. Diğer zemin tipleri için önerilen elastisite modülü ve Poisson oranı değerleri (Briaud, 2013).....	11
Tablo 9. Zeminlerde birim kayma deformasyonu aralıkları ve kullanım alanları (Özçep, 2009).....	12
Tablo 10. Dinamik yükleme altında deformasyonların sınıflandırılması (Özçep, 2009)	16
Tablo 11. Drucker-Prager malzeme parametreleri.....	17
Tablo 12. Bazı malzemeler için sönüm oranları (Chowdhury ve Dasgupta, 2019).....	21
Tablo 13. Farklı yapı ve zeminler için sönüm oranı değerleri	22
Tablo 14. Eş değer analitik modelde kullanılan rijitlikler ve model adları.....	64
Tablo 15. Dikkate alınan zemin özellikleri	76
Tablo 16. Ankastre taban koşulunda Menfez-1 dikkate alınarak dolgu-menfez etkileşim sistemi için önerilen sayısal ve analitik modellerden elde edilen temel frekanslar.....	77
Tablo 17. Menfez-1 dikkate alınarak dolgu-menfez-temel zemini etkileşim sistemi için önerilen sayısal ve analitik modellerden elde edilen temel frekanslar	78
Tablo 18. Dikkate alınan deprem kayıtları (PEER, 2020)	78
Tablo 19. Whittier Narrows depremi altında FEM-1A'dan elde edilen dinamik tepkiler	80
Tablo 20. Parkfield depremi altında FEM-1A'dan elde edilen dinamik tepkiler	81

Tablo 21. Loma Prieta depremi altında FEM-1A'dan elde edilen dinamik tepkiler	81
Tablo 22. Whittier Narrows depremi altında FEM-1B'den elde edilen dinamik tepkiler	81
Tablo 23. Parkfield depremi altında FEM-1B'den elde edilen dinamik tepkiler.....	82
Tablo 24. Loma Prieta depremi altında FEM-1B'den elde edilen dinamik tepkiler.....	82
Tablo 25. Ankastre taban koşulunda Menfez-2 dikkate alınarak dolgu-menfez etkileşim sistemi için önerilen sayısal ve analitik modellerden elde edilen temel frekanslar.....	94
Tablo 26. Menfez-2 dikkate alınarak dolgu-menfez-temel zemini etkileşim sistemi için önerilen sayısal ve analitik modellerden elde edilen temel frekanslar	95
Tablo 27. Dikkate alınan deprem kayıtları (PEER, 2020)	95
Tablo 28. Coalinga_H depremi etkisinde elden eldilen dinamik tepkiler.....	99
Tablo 29. Whittier Narrows_H depremi etkisinde elde edilen dinamik tepkiler	99
Tablo 30. Kobe_I depremi etkisinde elde edilen dinamik tepkiler	99
Tablo 31. Parkfield_I depremi etkisinde elde edilen dinamik tepkiler	100
Tablo 32. Parkfield_L depremi etkisinde elde edilen dinamik tepkiler.....	100
Tablo 33. Loma Prieta_L depremi etkisinde elde edilen dinamik tepkiler	100
Tablo 34. Dikkate alınan dolgu zemini özellikleri.....	114
Tablo 35. Önerilen sayısal ve analitik modellerden elde edilen temel mod frekansları	115
Tablo 36. Analitik modeller için sönümsüz serbest titreşim analizi sonuçları	117
Tablo 37. Deprem kayıtlarına ilişkin bilgiler	119
Tablo 38. En büyük yatay yer değiştirmeler	121
Tablo 39. Temel zeminine ilişkin parametreler	121
Tablo 40. Kanat duvarından elde edilen dinamik tepkiler	123

ŞEKİLLER DİZİNİ

Şekil 1. Menfez tipleri: a) kutu menfez, b) tabliyeli menfez, c) kemer menfez.....	2
Şekil 2. Kanat duvarlarında meydana gelen çatlak tipleri (Z. Wang vd., 2009) a) betonarme kanat duvarı astar çatlağı, b) ağırlık kanat duvarı çatlağı	3
Şekil 3. Betonarme kutu menfezlerde meydana gelebilen bazı hasar çeşitleri (Youd ve Beckman, 1996) a) çevresel çatlaklar, b) yan duvarın orta kısmında uzunlamasına yatay çatlaklar, c) orta duvarda üst tabliyeye yakın uzunlamasına yatay çatlaklar d) menfez-kanat duvarı bağlantı çatlağı	4
Şekil 4. Deprem etkisi altında tünellerde gelişebilen bazı yapısal hasarlar: a) Tünel portalı üzerindeki başlık duvarında meydana gelen gevşeme ve kırılma (T. Li, 2012), b) eğimli kırılma (T. Li, 2012), c) yanal kırılma (T. Li, 2012), d) uzun doğrultuda çatlama (C. C. Lu ve Hwang, 2018), e) taç bölgesinde kavlanma (C. C. Lu ve Hwang, 2018), f) orta kolonda kırılma (İida vd., 1996)	5
Şekil 5. Katı cisim için şematik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi (Livaoglu, 2005).....	13
Şekil 6. Farklı malzemeler için şekil değiştirmeler (Çakıroğlu ve Özer, 1980)	14
Şekil 7. Malzemeler için bazı idealleştirilmiş gerilme-şekil değiştirme ilişkileri (Çakıroğlu ve Özer, 1980; Chen vd., 2012; Dowling vd., 2019).....	15
Şekil 8. Bazı kırılma kriterleri için asal gerilme uzayında akma yüzeyleri	16
Şekil 9. x doğrultusunda birim küpe etkileyen kuvvetler	26
Şekil 10. Sonlu elemanlar ağında viskoz elemanlarla sanal sınırların uygulanması (Livaoglu, 2005)	29
Şekil 11. Menfez-1 kesiti	51
Şekil 12. Menfez-2 kesiti	51
Şekil 13. Menfez-3 kesiti ve kanat duvarının ölçüleri	52
Şekil 14. Menfez-1 için dolgu-menfez etkileşim sisteminin şematik gösterimi	52
Şekil 15. Menfez-1 için önerilen dolgu-menfez etkileşim sisteminin sayısal modeli.....	53
Şekil 16. Dolgu-menfez sistemi için önerilen Model 1 ve modal temsili	54
Şekil 17. Dolgu-menfez sistemi için önerilen Model 2 ve modal temsili	55
Şekil 18. Dolgu-menfez sistemi için önerilen Model 3 ve modal temsili	56
Şekil 19. Dolgu-menfez arayüzünde temas etkisi dikkate alınarak önerilen dolgu- menfez-temel zemini sistemi sayısal modeli	60

Şekil 20. Dolgu-menfez arayüzünde temas etkisinin dikkate alınmadığı durumda önerilen dolgu-menfez-temel zemini sistemi sayısal modeli.....	61
Şekil 21. Dolgu-menfez-temel zemin sistemi için önerilen çok serbestlikli analitik model.....	62
Şekil 22. Dolgu-menfez-temel zemini sistemi için önerilen tek serbestlikli eş değer analitik model.....	63
Şekil 23. Menfez-2 için dolgu-menfez etkileşim sisteminin şematik gösterimi	66
Şekil 24. Menfez-2 için önerilen dolgu-menfez etkileşim sisteminin sayısal modeli.....	66
Şekil 25. Menfez-2 için önerilen dolgu-menfez-temel zemini etkileşim sistemi sayısal modeli.....	67
Şekil 26. Dolgu-kanat duvarı etkileşim sistemi	69
Şekil 27. Model 1	71
Şekil 28. Model 2	72
Şekil 29. Model 3	73
Şekil 30. Dolgu-menfez-kanat duvarı-temel zemini etkileşim sistemi için önerilen sayısal model.....	75
Şekil 31. a) 1987 Whittier Narrows, b) 2004 Parkfield ve c) 1989 Loma Prieta depremlerinin ivme kayıtları.....	79
Şekil 32. FEM-1A ve FEM-1B'den dinamik tepkilerin elde edildiği düğüm noktaları	80
Şekil 33. Whittier Narrows ve Loma Prieta depremleri altında x doğrultusunda menfez arka orta noktasında a) S1, b) S2 ve c) S4 zeminlerinde elde edilen dinamik gerilme-zaman ilişkileri	84
Şekil 34. Whittier Narrows ve Parkfield depremleri altında a) S1 ve b) S4 zeminlerinde menfez yüksekliği boyunca yatay yer değiştirmelerin dağılımı	85
Şekil 35. Whittier Narrows ve Parkfield depremleri altında a) S1 ve b) S4 zeminlerinde tepe yer değiştirmesinin zamana bağlı değişimi	86
Şekil 36. Parkfield depremi altında a) z doğrultusunda arka köşe noktada ve b) x doğrultusunda arka orta noktada elde edilen dinamik gerilme-zaman ilişkisi.....	87
Şekil 37. Loma Prieta depremi altında a) xz düzleminde z doğrultusunda arka orta noktada ve b) x doğrultusunda ön orta noktada elde edilen dinamik gerilme-zaman ilişkisi.....	87

Şekil 38. a) Whittier Narrows, b) Parkfield ve c) Loma Prieta depremleri altında menfez yüksekliği boyunca yatay yer değiştirmelerin dağılımı	88
Şekil 39. a) Whittier Narrows, b) Parkfield ve c) Loma Prieta depremleri altında menfez tepe yer değiştirmesinin zamana bağlı değişimi	89
Şekil 40. S4 zemininde menfezin a) arka orta noktasında ve b) ön orta noktasında x doğrultusunda elde edilen dinamik gerilme-zaman ilişkisi	90
Şekil 41. S4 zemininde menfez arka orta noktasında a) y doğrultusunda ve b) xz düzleminde z doğrultusunda elde edilen dinamik gerilme-zaman ilişkisi	91
Şekil 42. a) S1 ve b) S4 zeminlerinde menfez yüksekliği boyunca yatay yer değiştirmelerin dağılımı	92
Şekil 43. a) S1 ve b) S4 zeminlerinde menfez tepe yer değiştirmesinin zamana bağlı değişimi.....	93
Şekil 44. Dolgu-menfez etkileşim sistemi için farklı dolgu koşullarında önerilen modellerden elde edilen temel frekansları gösteren histogram.....	94
Şekil 45. a) 1983 Coalinga_H, b) 1987 Whittier Narrows_H, c) 1995 Kobe_I, d) 2004 Parkfield_I, e) 1989 Loma Prieta_L, f) 2004 Parkfield_L depremlerinin ivme kayıtları.....	96
Şekil 46. Dinamik tepkilerin elde edildiği düğüm noktaları	97
Şekil 47. Coalinga_H depremi altında a) z doğrultusunda arka köşe noktada ve b) x doğrultusunda arka orta noktada elde edilen dinamik gerilme-zaman ilişkisi.....	101
Şekil 48. Parkfield_I depremi altında x doğrultusunda a) arka orta noktada ve b) ön orta noktada elde edilen dinamik gerilme-zaman ilişkisi	102
Şekil 49. Parkfield_L depremi altında a) xz düzleminde z doğrultusunda arka orta noktada ve b) x doğrultusunda ön orta noktada elde edilen dinamik gerilme-zaman ilişkisi.....	103
Şekil 50. Loma Prieta_L depremi altında a) xz düzleminde z doğrultusunda arka orta noktada ve b) x doğrultusunda ön orta noktada elde edilen dinamik gerilme-zaman ilişkisi.....	104
Şekil 51. a) Coalinga_H, b) Parkfield_I ve c) Loma Prieta_L depremleri altında menfez yüksekliği boyunca yatay yer değiştirmelerin dağılımı	105
Şekil 52. a) Whittier Narrows_H, b) Kobe_I ve c) Parkfield_L depremleri altında menfez tepe yer değiştirmesinin zamana bağlı değişimi	106
Şekil 53. S4 zemininde x doğrultusunda menfez a) arka ve b) ön orta noktasında elde edilen gerilme-zaman ilişkisi	108

Şekil 54. Ankastre taban şartlarında x doğrultusunda menfez a) arka ve b) ön orta noktasında elde edilen gerilme-zaman ilişkisi	108
Şekil 55. a) S3 zemininde ve b) ankastre taban koşullarında menfez yüksekliği boyunca görelî yatay yer değiştirmelerin dağılımı	109
Şekil 56. a) S3 zemininde ve b) ankastre taban koşullarında Coalinga_H, Kobe_I ve Parkfield_L depremleri için elde edilen menfez tepe yer değiştirmesinin zamana bağlı değişimi.....	110
Şekil 57. a) S3 zemininde ve b) ankastre taban koşullarında Whittier Narrows_H, Parkfield_I, Loma Prieta_L depremleri için elde edilen menfez tepe yer değiştirmesinin zamana bağlı değişimi	110
Şekil 58. S4 zemininde menfez a) arka orta noktasında ve b) ön orta noktasında x doğrultusunda elde edilen dinamik gerilme-zaman ilişkisi	112
Şekil 59. a) S3 ve b) S4 zeminlerinde menfez yüksekliği boyunca yatay yer değiştirmelerin dağılımı	113
Şekil 60. a) S3 ve b) S4 zeminlerinde menfez tepe yer değiştirmesinin zamana bağlı değişimi.....	114
Şekil 61. Frekans değerlerinin a) Elastisite modülü, b) Poisson oranı, c) Yoğunluk ile değişimi.....	116
Şekil 62. FEM'den elde edilen ilk üç mod şekli ve mod frekansları	117
Şekil 63. Dikkate alınan deprem kayıtları ve Fourier spektrumları (PEER, 2020).....	118
Şekil 64. Seçilen deprem kayıtlarının sözde ivme tepki spektrumları	119
Şekil 65. Dinamik tepkilerin elde edildiği düğüm noktaları	122
Şekil 66. Parkfield depreminde duvar ön yüzü a) y doğrultusunda ve b) z doğrultusunda elde edilen dinamik gerilme-zaman ilişkisi	124
Şekil 67. Kobe depreminde duvar ön yüzü a) y doğrultusunda ve b) z doğrultusunda elde edilen dinamik gerilme-zaman ilişkisi	125
Şekil 68. Loma Prieta depreminde duvar ön yüzü a) y doğrultusunda ve b) z doğrultusunda elde edilen dinamik gerilme-zaman ilişkisi	125
Şekil 69. a) Parkfield, b) Kobe ve c) Loma Prieta depremleri altında kanat duvarının yüksekliği boyunca yatay yer değiştirmelerin dağılımı.....	126
Şekil 70. a) Parkfield, b) Kobe ve c) Loma Prieta depremleri altında kanat duvarı tepe yer değiştirmesinin zamana bağlı değişimi	127
Şekil 71. a) S1 zemini için kanat duvarı ön yüzünde y doğrultusunda ve b) S2 zemini için kanat duvarı arka yüzünde x doğrultusunda elde edilen gerilme-zaman ilişkisi.....	128

Şekil 72. a) S3 zemini için kanat duvarı ön yüzünde z doğrultusunda, b) S4 zemini için kanat duvarı arka yüzünde z doğrultusunda ve c) S4 zemini için kanat duvarı arka yüzünde y doğrultusunda elde edilen gerilme-zaman ilişkisi.....	129
Şekil 73. a) S1, b) S3 ve c) S4 zeminlerinde kanat duvarı yüksekliği boyunca görelî yer değiştirmelerin dağılımı.....	130
Şekil 74. a) S3 ve b) S4 zeminlerinde Loma Prieta, Düzce ve Kocaeli depremleri için elde edilen kanat duvarı tepe yer değiştirmesinin zamana bağılı değişimi.....	131
Şekil 75. a) S3 ve b) S4 zeminlerinde Parkfield, Kobe ve Kocaeli depremleri için elde edilen kanat duvarı tepe yer değiştirmesinin zamana bağılı değişimi.....	131



SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

a_0, a_1	: Etkileşim sisteminin Rayleigh sönüm katsayıları
A	: Dolgu ile menfez arayüzünde ortak olan temas yüzeyi alanı
A_b	: Temel oturum alanı
A_{es}, A_s	: Kanat duvarının kayma alanı ve kesit alanı
A_n, A_{t1}, A_{t2}	: Sonlu eleman ağında viskoz elemanların ilgili doğrultularda çalışma alanları
b	: Duvar kalınlığı
bpf	: Spt örnekleycisinin son 30 cm ilerlemesi için gerekli vuruş sayısı (blow per foot)
B	: Temele ait yarı genişlik
c	: Kohezyon
c_1, c_2	: Dolgu ve kanat duvarının sırasıyla malzeme sönümleri
c_{2e}	: Menfezin malzeme sönümü
C	: Rayleigh sönümü
$\mathbf{C}$	: Zemin-yapı sistemi için hareket denkleminin sönüm matrisi
C_x	: Yapının ötelenme modunda gerçekleşecek sönüm
C_{ry}	: Yapının dönme modunda gerçekleşecek sönüm
$\mathbf{C}^*$	: Özel sönüm matrisi
d	: Menfez genişliği
E	: Elastisite modülü
E_c	: Hacimsel elastisite modülü
E_w	: Menfez ve kanat duvarının elastisite modülü
f	: Ankastre koşulda yapının frekansı
f_n	: Etkileşim sisteminin temel frekansı
FEM	: Ankastre taban koşulu dikkate alınarak dolgu-yapı (menfez, kanat duvarı) etkileşim sistemi için önerilen sayısal model
FEM-1A	: Dolgu-menfez arayüzünde kontak elemanlar ile ayrılma, kapanma ve sıyrılma davranışının dikkate alabilen, Menfez-1 yapısı için önerilen dolgu-menfez-temel etkileşim sisteminin sayısal modeli

FEM-1B	: Dolgu-menfez arayüzünde ortak düğüm noktaları ile tam yapışma davranışını dikkate alabilen, Menfez-1 yapısı için önerilen dolgu-menfez-temel etkileşim sisteminin sayısal modeli
FEM-2	: Menfez-2 yapısı için önerilen dolgu-menfez-temel etkileşim sisteminin sayısal modeli
G	: Kayma modülü
G_w	: Kanat duvarının kayma modülü
h	: Zemin-yapı etkileşim sisteminin atalet merkezi
h_1^*, h_2^*	: Etkin yükseklikler
H_{eff}	: Menfezin dikkate alınan yüksekliği
H	: Yapı (menfez, kanat duvarı) yüksekliği
H	: Kanat duvarının eş değer yüksekliği
H_y	: Ankastre koşulda yapı yüksekliği
H_1, H_2	: Kanat duvarının düşey doğrultudaki uzun ve kısa kenarı
I_w	: Atalet momenti
I_1	: Gerilme tansörünün 1. invaryantı
I_{by}	: y eksenine göre atalet momenti
J_2	: Deviator gerilme tansörünün 2. invaryantı
k	: Rayleigh sönümü için sistemin rijitliği
k_1'	: Scott'ın yanal yatak modülü
k_1^*, k_2^*	: Etkin rijitlikler
$k_1, k_1^\circ, k_1^\bullet$	: Dolgu rijitlikleri
k_2	: Dolgu-menfez etkileşim problemi için menfezin yanal rijitliği
$k_2', k_2^\circ, k_2^\bullet$	: Kanat duvarının ötelenme rijitlikleri
k_{2e}	: Dolgu-menfez-temel etkileşim problemi için menfezin eğilme rijitliği
$\mathbf{K}$	: Zemin-yapı sistemi için hareket denkleminin rijitlik matrisi
K_a	: Zemin için eş değer yay katsayısı
K_x	: Menfez taban tabliyesinin yatay (boyuna) doğrultuda ötelenme rijitliği
K_y	: Temelin yatay (yanal) doğrultuda ötelenme rijitliği
K_0	: Sükunetteki zemin basıncı katsayısı
K_{ry}	: Menfez taban tabliyesinin dönme rijitliği

K'_{ry}	: Menfez taban tabliyesinin dönme rijitliğinin menfezin ötelenme rijitliğine katkısı
K_{eql}	: Menfezin sol tarafının eş değer rijitliği
K_{eqm}	: Menfez-temel zemin sisteminin eş değer rijitliği
K_{eqr}	: Menfezin sağ tarafının eş değer rijitliği
K_{sys}	: Tüm sistemin eş değer rijitliği
L	: Temele ait yarı uzunluk
L_b	: Dolgu-kanat duvarı etkileşim probleminde dolgu uzunluğu
L_1, L_2	: Kanat duvarı sisteminin en üst ve en alt kenar uzunluğu
L_w	: İdealleştirilmiş dalga boyu
m	: Rayleigh sönümü için sistemin kütlesi
m_1	: Dolgu zemininin kütlesi
m_2	: Menfez ve kanat duvarının dikkate alınan kütlesi
$\mathbf{M}$	: Zemin-yapı sistemi için hareket denkleminin kütle matrisi
M_1^*, M_2^*	: Etkin kütleler
N	: Toplam mod sayısı
N_n, N_{tl}, N_{t2}	: Sınırdaki tek bir viskoz elemanın ilgili doğrultuda maruz kaldığı kuvvet
N_s	: Kat sayısı
P	: Yapı (menfez, kanat duvarı) sisteminin tepesinden etki eden kuvvet
PGA	: Deprem kaydının en büyük yer ivmesi
PGV	: Deprem kaydının en büyük hızı
$P_1(t), P_2(t)$	: Dolgu ve kanat duvarı sistemine etki eden dış yükler
r_0	: Temelin eş değer yarıçapı
$R(t)$	: Zemin-yapı sisteminin zamana bağlı dış yükü
S_u	: Drenajsız kayma mukavemeti
S_{ybm}	: Menfez ve kanat duvarı arka yüzünün orta noktasında, y doğrultusundaki en büyük gerilme
S_{yfm}	: Kanat duvarı ön yüzünün orta noktasında, y doğrultusundaki en büyük gerilme
S_{zbc}	: Menfez duvarı arka yüzünün köşe noktasında, z doğrultusundaki en büyük gerilme

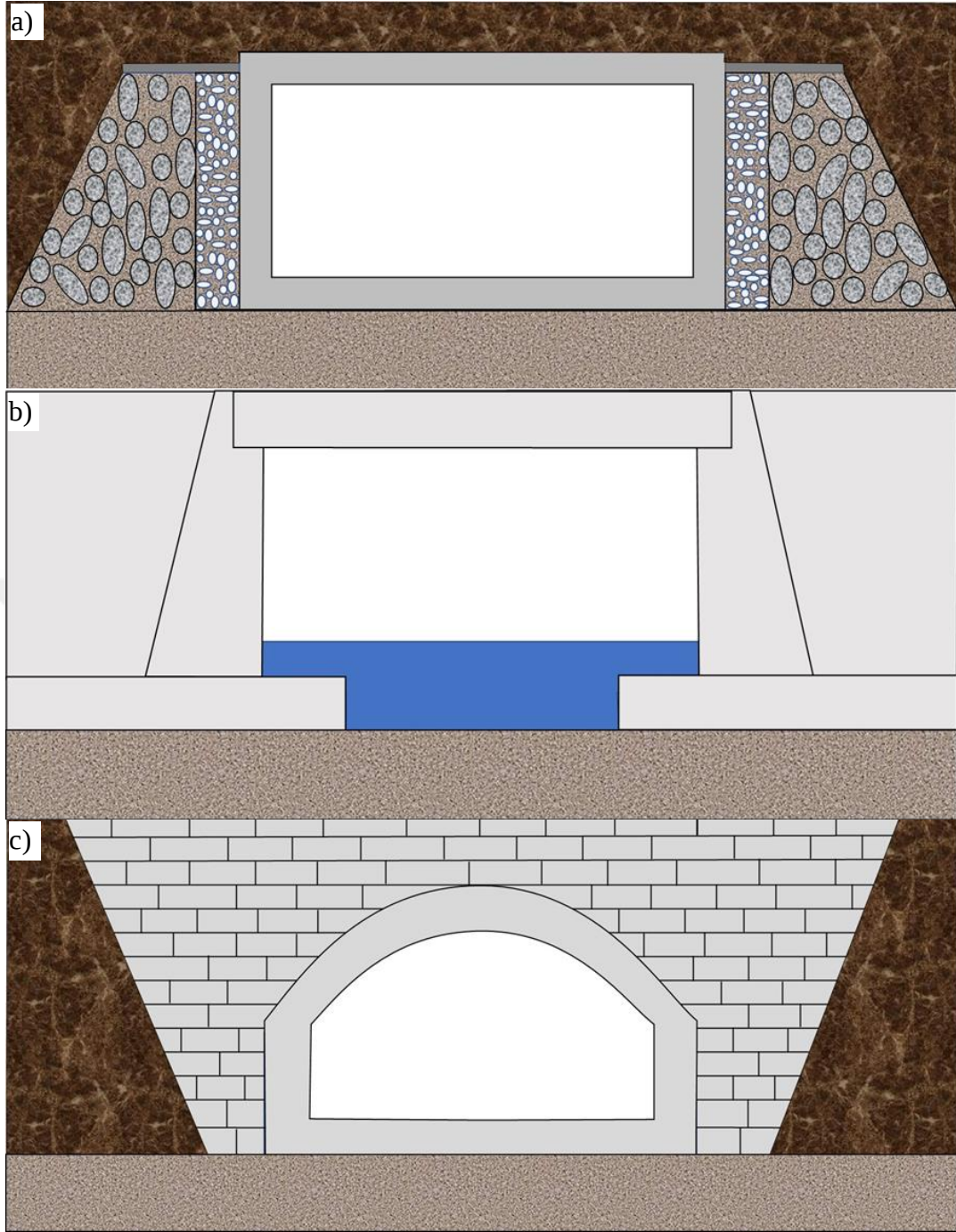
S_{zbm}	: Kanat duvarı arka yüzünün orta noktasında, z doğrultusundaki en büyük gerilme
S_{zfm}	: Menfez ve kanat duvarı ön yüzünün orta noktasında, z doğrultusundaki en büyük gerilme
S_{xbm}	: Menfez ve kanat duvarı arka yüzünün orta noktasında, x doğrultusundaki en büyük gerilme
S_{xfm}	: Menfez duvarı ön yüzünün orta noktasında, x doğrultusundaki en büyük gerilme
S_{xzbm}	: Menfez duvarı arka yüzünün orta noktasında, xz düzleminde z doğrultusundaki en büyük kayma gerilmesi
t	: Tepki gerçekleşme zamanı
T	: Zeminin temel periyodu
u	: Dolgu-kanat duvarı etkileşim problemi için en büyük yer değiştirme
u_t	: Menfez ve kanat duvarı tepe noktasındaki en büyük görelî yer değiştirme
$u(t, x)$	: Harmonik dalga yayılımı için yer değiştirme
$u(t)$	: Zemin-yapı sisteminin zamana bağılı yer değiştirmesi
$\dot{u}(t)$	: Zemin-yapı sisteminin zamana bağılı hızı
$\ddot{u}(t)$	: Zemin-yapı sisteminin zamana bağılı ivmesi
(u_1, u_2)	: Dolgu zemini ve kanat duvarının yer değiştirme vektörü
$(\dot{u}_1, \dot{u}_2)$	: Dolgu zemini ve kanat duvarının hız vektörü
$(\ddot{u}_1, \ddot{u}_2)$	: Dolgu zemini ve kanat duvarının ivme vektörü
ν	: Poisson oranı
ν_w	: Kanat duvarının Poisson oranı
V_s	: Kayma dalgası hızı
V_p	: Boyuna dalga hızı
$\varepsilon(x, t)$	: x doğrultusunda zamana bağılı şekil değiştirme
ε	: Şekil değiştirme
ε_x	: x doğrultusundaki şekil değiştirme
$\varepsilon_e, \varepsilon_p, \varepsilon_v$	: Elastik, plastik ve viskoelastik şekil değiştirme
ε_2	: Malzemenin üçüncü boyuttaki (düzlem içindeki) deformasyonu
ζ_n	: n. modun sönüm oranı
ϕ	: İçsel sürtünme açısı

ϕ_n	: n . mod vektörü
α, k	: Drucker-Prager kriteri için malzeme sabitleri
δ	: Sürtünme açısı
μ	: Sürtünme katsayısı
ρ	: Yoğunluk
$\dot{u}(t, x)$	: Parçacığın x noktasındaki hızı
σ	: Gerilme
$\sigma(x, t)$	: Şekil değiştirmeye karşılık gelen x doğrultusundaki gerilme
σ_n	: Sınırdaki oluşan normal gerilme
σ_x	: x doğrultusundaki gerilme
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	: Asal gerilmeler
τ_{t1}, τ_{t2}	: Sınırdaki oluşan kayma gerilmeleri
ψ	: Dilatasyon açısı
$\psi_\sigma, \psi_e, \psi_0$	: Poisson oranına bağlı fonksiyonlar
w	: Harmonik hareketin frekansı
w_n	: Etkileşim sisteminin açısal frekansı
w_n^2	: n . moda ait öz değer

1. GENEL BİLGİLER

1.1. Giriş

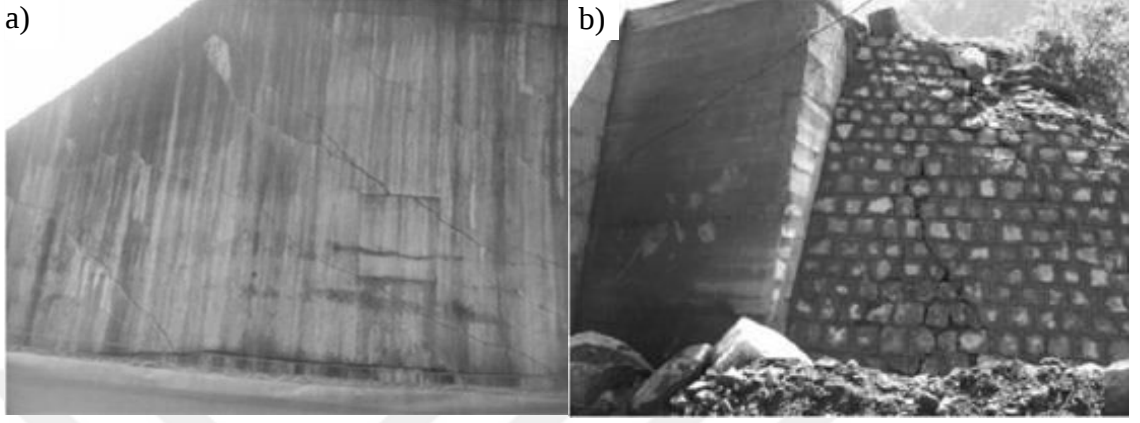
Menfez yapıları sürekli olarak akan ya da yağış sonucu oluşan yüzey sularının, araç, yaya, hayvan, elektrik ve boru tesisat sistemlerinin bir bölgeden başka bir bölgeye taşınmasına olanak sağlayan mühendislik yapılarıdır. Bir diğer tanımda ise menfez yapıları; “inşası gerçekleştirilecek yol yapısı ile akım çizgileri kesilen bölgenin, dere ve akarsulardaki akışı uygun şekilde devam ettirmek ve yola gelecek her türlü suyu, yolun işletme süresi boyunca yerine getireceği fonksiyonu zedelemeyecek şekilde yoldan uzaklaştırmak ve/veya taşıt, yaya ve hayvan geçişleri için inşa edilen ve açıklığı 10 m’ye kadar olan sanat yapılarıdır” şeklinde ifade edilmektedir (KGM, 2013). Kısmen ya da tamamen gömülü olma durumuna bağlı olarak statik ve dinamik tasarımı yapılan bu yapılar ülkemizde betonarme kutu menfezler, kemer menfezler ve tabliyeli menfezler olmak üzere üç başlık altında toplanmaktadır (KGM, 2013). Betonarme kutu menfez yapıları genellikle su ve zemin hareketine bağlı olarak, yapı giriş ve çıkışında bir nevi dayanma yapısını andıran ve kanat duvarı olarak tabir edilen yapılara da sahip olabilmektedir. Ayrıca bu yapılar; imalat kolaylığı, ekonomiklik ve birçok üretim şekline sahip olması sebebiyle ülkemizde en çok tercih edilen sanat yapılarından biri olmaktadır. Kemer menfez yapıları nispeten yüksek dolgu yüklerine maruz kalınacak durumlarda bir altyapı unsuru olarak tercih edilmekle birlikte kâgir veya beton kemerli olacak şekilde imal edilebilmektedir. Tabliyeli menfez olarak tasvir edilen menfez tipi ise beton veya kâgir kenar ayaklarının yanı sıra ricat duvarı ile ahşap veya betonarme tabliyeye sahiptir. Ayrıca bu yapıların kenar ayakları arasında mesafe 10 m’den küçük olarak dikkate alınmaktadır (KGM, 2013). Aksi durumda ifade edilen yapı sistemi köprü olarak nitelendirilmektedir. İfade edilen menfez çeşitleri Şekil 1’de şematik olarak gösterilmektedir.



Şekil 1. Menfez tipleri: a) kutu menfez, b) tabliyeli menfez, c) kemer menfez

Betonarme kutu menfez yapıları ülkemizde özellikle şehirler arası yolların önemli birer altyapı unsuru olarak karşımıza çıkmaktadır. Ayrıca köy ve şehir yollarında, hizmet verabilirliğin ve ekonomikliğin sağlanması için hızlı üretim olanağı sayesinde önemli ölçüde ön plana çıkmaktadır. Giderilecek mühendislik probleminin niteliğine göre tek veya iki açıklıklı olarak ülkemizde sıklıkla uygulanan kutu menfezlerin daha seyrek olmakla birlikte ikiden fazla açıklıklı olarak da inşa edilebildiği literatürden bilinmektedir. Öte yandan kısmen veya tamamen gömülü olarak tasarlanabilen bu yapıların hidrolik amaçlar doğrultusunda kullanımı durumunda öngörülemeyen

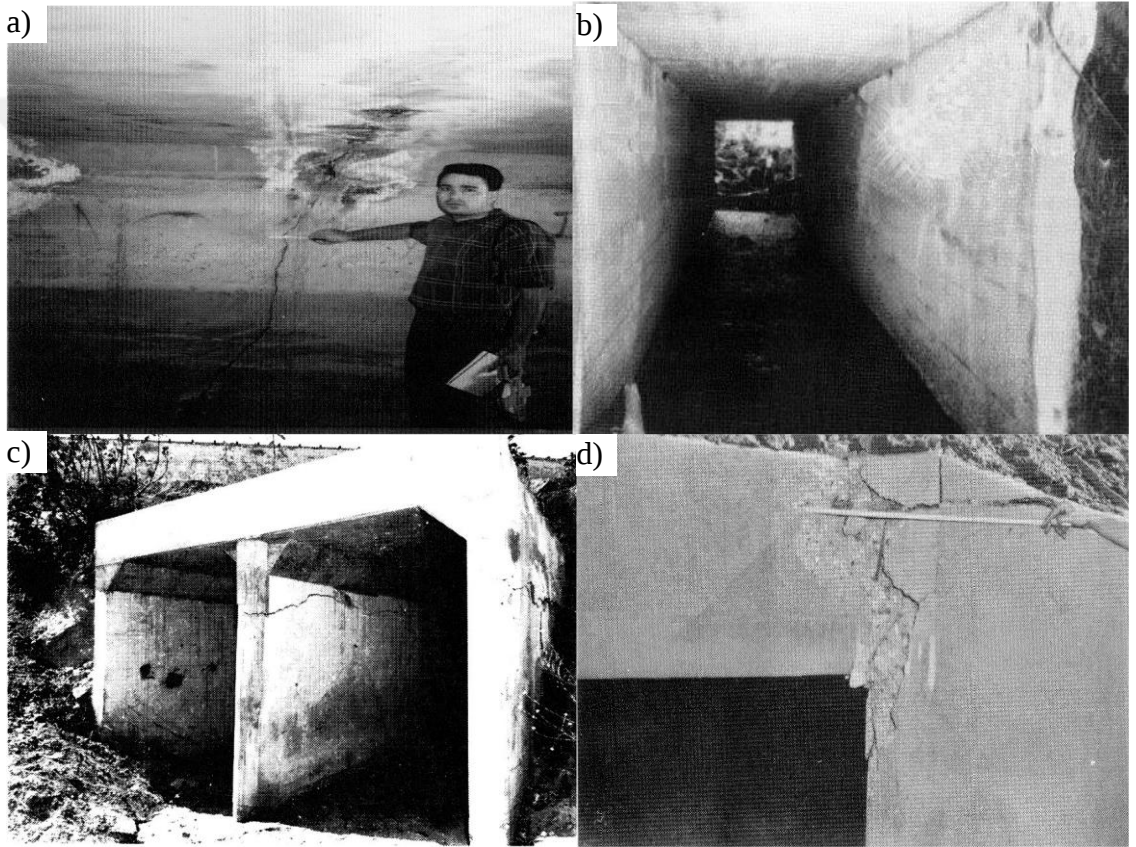
düzeylerde akışın gerçekleşmesi veya menfezin akışa yeterli düzeyde müsaade edecek şekilde tasarlanmaması bu yapıların tıkanmasına sebep olabilmektedir. Bu durumda karşılaşılan problemlerin çözümü iş gücü ve ekonomik maliyetler açısından işletmelere önemli kayıplar verdirebilmektedir.



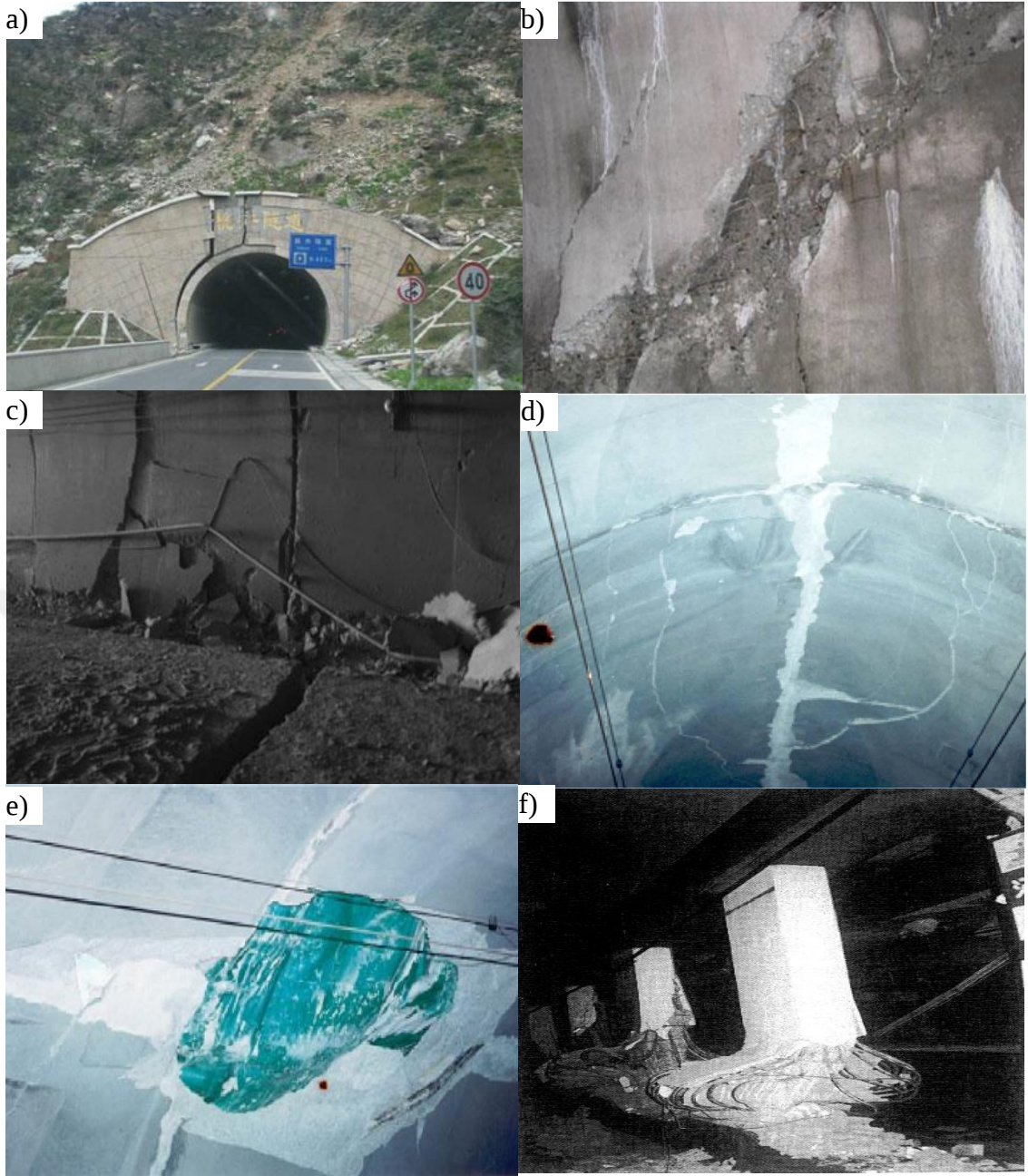
Şekil 2. Kanat duvarlarında meydana gelen çatlak tipleri (Z. Wang vd., 2009) a) betonarme kanat duvarı astar çatlağı, b) ağırlık kanat duvarı çatlağı

Karayolu ulaşımının sürekliliği, önemli doğal felaketlerden sonra hizmet verilebilirliğin sürdürülebilirliği açısından büyük önem arz etmektedir. Bu bağlamda menfez yapıları gibi kısmen veya tamamen gömülü yapıların, ulaşım ağlarının yapısal unsurları olmaları sebebiyle özellikle deprem sonrası büyük ölçüde kullanılabilir olması beklenmektedir. Aktif deprem kuşaklarında yer alan birçok ülkede meydana gelen çeşitli büyüklüklerdeki depremler, bu bölgelerde yer alan üstyapı unsurlarının yanı sıra kısmi ya da tam gömülü yapılarda çeşitli düzeylerde yapısal hasarlar meydana getirebilmektedir. Buna örnek olması bakımından 1971 San Fernando ($M_w=6.6$), 1989 Loma Prieta ($M_w=6.9$), 1994 Northridge ($M_w=6.7$) ve 2008 Wenchuan ($M_w=7.9$) depremleri sonrası gerçekleşen bazı yapısal hasarlar, kanat duvarları ve betonarme kutu menfez sistemleri için Şekil 2 ve 3'te sunulmaktadır (Z. Wang vd., 2009; Youd ve Beckman, 1996). Şekil 2a'da ve Şekil 2b'de tünel sistemlerinin kanat duvarı elemanları üzerinde meydana gelen sırasıyla astar çatlaması ve diyagonal yapı çatlağı örnekleri görülmektedir. Şekil 3a'da sıvılaşmaya bağlı olarak menfez ortası ve sonları arasındaki farklı oturmaya bağlı gelişen çevresel çatlama örneği görülmektedir. Şekil 3b'de kutu menfez sisteminin yan duvarlarında artan yanal zemin basınçlarına bağlı olarak uzunluk boyunca gelişen yatay çatlaklar görülmektedir. Bunlara ek olarak yapı sisteminin örtü yüküne bağlı olarak sismik etkiler altında ötelenebildiği ve çatlamlar meydana gelebildiği bilinen bir husustur. Bu duruma örnek olarak Şekil 3c'deki menfez sistemi gösterilebilir. Bu örnekte büyük örtü yükünden yapıya iletilen yanal atalet kuvvetlerine

bağlı olarak üst tabliyeye yakın bölgelerde orta duvar üzerinde menfezin uzun doğrultusunda gelişen çatlaklar açıkça gözlemlenebilmektedir. Şekil 3d'deki menfez sistemi ve kanat duvarı bağlantısında gözlemlenen çatlakların benzer şekilde deprem yüklemesine bağlı olarak tren yolu altında kalan ağır dolgu yükü ile gelişen atalet kuvvetlerinden kaynaklandığı düşünülmektedir. Menfez ve kanat duvarlarında meydana gelebilen bu yapısal hasarlar incelendiğinde, menfez yapılarının çeşitli koşullar altında dinamik yüklemelere duyarlı olabileceği açıkça anlaşılmaktadır. Bu bağlamda çeşitli durumlar ve etkenler göz önüne alınarak menfezlerin dinamik tepkilerinin irdelenmesinin bir gereklilik olduğu rahatlıkla ifade edilebilir.



Şekil 3. Betonarme kutu menfezlerde meydana gelebilen bazı hasar çeşitleri (Youd ve Beckman, 1996) a) çevresel çatlaklar, b) yan duvarın orta kısmında uzunlamasına yatay çatlaklar, c) orta duvarda üst tabliyeye yakın uzunlamasına yatay çatlaklar d) menfez-kanat duvarı bağlantı çatlağı



Şekil 4. Deprem etkisi altında tünellerde gelişebilen bazı yapısal hasarlar: a) Tünel portalı üzerindeki başlık duvarında meydana gelen gevşeme ve kırılma (T. Li, 2012), b) eğimli kırılma (T. Li, 2012), c) yanal kırılma (T. Li, 2012), d) uzun doğrultuda çatlama (C. C. Lu ve Hwang, 2018), e) taç bölgesinde kavlanma (C. C. Lu ve Hwang, 2018), f) orta kolonda kırılma (Iida vd., 1996)

Ülkemizde meydana gelen 1999 Kocaeli ($M_w=7.51$) ve 1999 Düzce ($M_w=7.2$) depremleri birçok yapı sistemine önemli zararlar vermiştir. 1999 Kocaeli depremi etkisi altında işlevini göremez hale gelen yapı taşıyıcı elemanları sebebiyle birçok üstyapı ya yıkılmış ya da kullanılamaz duruma gelmiştir. Bu büyük depremden yaklaşık üç ay sonra meydana gelen 1999 Düzce depremi de Bolu tüneli özelinde gömülü yapılarda meydana gelebilecek yapısal hasarlara açık bir örnek sunmuştur (Hashash vd., 2001; Kontoe vd., 2008). Ayrıca ülkemiz için son yüz yılın en büyük doğal felaketlerinden

biri olan 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş-Pazarcık ($M_w=7.7$) ve Kahramanmaraş-Elbistan ($M_w=7.6$) depremleri bölge de ve bölgeye yakın illerde binlerce üst yapının yıkılmasına, birkaç metreden yüzlerce metreye kadar değişen heyelanlara, tünel yapılarında kabuk dökülmesi veya portal yapılarında hareketliliğe sebep olmuştur (Çetin vd., 2023). Bunlara ilaveten dünya ölçeğinde önemli depremlerden olan 1995 Kobe ($M_w=6.9$), 1999 Chi-Chi ($M_w=7.6$) ve 2008 Wenchuan ($M_w=7.9$) depremleri nedeniyle bilhassa metro istasyonu ve dağ tünelleri gibi tam gömülü yapı sistemlerinde önemli hasarlar görülmüştür. İfade edilen bu yapısal hasarların birkaçı Şekil 4'te gösterilmektedir (İida vd., 1996; T. Li, 2012; C. C. Lu ve Hwang, 2018).

Deprem yükleri altında gerçekleşen yapısal hasarlar bazı tünel ve menfez yapılarında önemli boyutlara ulaşabilirken bazılarında onarım ve güçlendirme neticesinde düzeltilebilmekte veya ihmal edilebilir düzeylerde kalabilmektedir. Diğer yandan gelişebilecek bu yapısal hasarların büyük olmasının, altyapı hizmetlerinde önemli aksamalar meydana getirmesi ve hatta bazı ulaşım hatlarında taşımacılığı tamamen durdurarak lojistik hizmetlerin sürdürülememesine neden olması kuvvetle muhtemeldir. Bu durum Chi-Chi depremi sonrası açıkça gözlemlenmiş ve demir yolu trafiği birkaç gün kesintiye uğramıştır (C. C. Lu ve Hwang, 2018). Buradan hareketle kutu menfezlerin yaygın kullanımı dikkate alındığında bu yapıların deprem etkisine maruz kaldıktan sonra hizmet verebilir olmasının önemi açıkça ortaya çıkmaktadır.

1.2. Zeminlerin Özellikleri ve Davranışları

1.2.1. Zeminlerin Özellikleri

Yapılara etkileyen statik yükler taşıyıcı elemanlar vasıtasıyla temel sistemine, oradan da mesnetlendiği zemine aktarılmaktadır. Diğer yandan sismik kuvvetlerin etkimesi halinde deprem kaynağından yayılan dalgaların temel sistemi vasıtasıyla yapı sistemine etkidiği bilinmektedir. Bu bağlamda zeminlerin gerek statik gerekse dinamik yük etkisi altındaki davranışlarının tasarım aşamasında göz önünde bulundurulması temel bir zorunluluktur. Bu çerçevede saha gözlemlerinin ve deneylerinin yanı sıra laboratuvar deneylerinden elde edilen zemin parametrelerinin tasarım aşamasında dikkate alınarak öngörülen mühendislik ihtiyaçlarının karşılanması gerekmektedir.

Zeminler, kayaçların fiziksel olarak kuruma, ıslanma, termal genişleme, donmada çatlama ve/veya kimyasal olarak çözünme, oksitlenme, hidroliz gibi etkilere maruz kalması sonucunda oluşmaktadır (Briaud, 2013). Zeminlerin sınıflandırılmasına yönelik birçok yöntem bulunmakla birlikte, Tablo 1'de görüldüğü üzere zeminler en temel

düzeyde dane boyutlarına göre isimlendirilebilmektedir (Verruijt, 2018). Zemin grubu belirlendikten sonra zemin dayanım parametrelerinin elde edilmesi gerçekleştirilebilecek çeşitli laboratuvar testleriyle mümkün olmaktadır. Burada kastedilen dayanım parametreleri kohezyon ve içsel sürtünme açısı değerleridir. Örneğin; üç eksenli basınç deneyi kullanılarak ilgili zemin grubunun özelliklerini de dikkate almak suretiyle bu parametreler elde edilebilmektedir. Ayrıca bu deneyden elde edilen veriler kullanılarak elastisite modülü veya Poisson oranı değerleri de elde edilebilmektedir. Bu işlem için elde edinilmek istenilen elastisite modülünün tipi belirlenmelidir. Zemin mekaniği problemlerinde sıklıkla başlangıç elastisite modülü ve sekant elastisite modülü kullanılmaktadır. Ayrıca burada vurgulanması gereken bir diğer husus da zemin sisteminin elastik parametrelerinin; zemin tipi, su içeriği, yoğunluk, boşluk oranı, anizotropi, sıcaklık, zaman, gerilme, konsolidasyon basıncı, uygulanan kayma gerilmesi, başlangıç gerilme durumu, deformasyon oranı, numunenin örselenme derecesi, test koşulları, gerilme değişimlerinin doğrultusu gibi birçok faktöre bağlı olarak değişebildiğidir. İfade edilen bazı koşullar altında literatürde zemin gruplarının elastisite modülü ve Poisson oranı için önerilen değerler bulmak mümkündür. Fakat burada elastik parametreler için önerilen aralıklar, belli varsayımlar altında araştırmacıların derlediği ortalama değerleri yansıtabilmektedir. Bu bağlamda önerilen değerlerin araştırmacılara fikir sağlama gayesi taşıdığı unutulmamalıdır. Literatürden elde edilen elastik parametreler Tablo 2-8’de sunulmaktadır.

Tablo 1. Dane boyutu (Verruijt, 2018)

Zemin Grubu	En düşük (mm)	En büyük (mm)
Kil	-	0.002
Silt	0.002	0.063
Kum	0.063	2
Çakıl	2	63

Tablo 2. Farklı araştırmacılar tarafından önerilen elastisite modülü değerleri

		Ameratunga vd. (2016)	AASHTO (1996)	Budhu (2015)	Kulhaw ve Mayne (1990)	
Zemin Grubu	Zemin Tipi	Elastisite Modülü (MPa)	Elastisite Modülü (MPa)	Elastisite Modülü (Sekant) (MPa)	Elastisite Modülü (MPa)	
Kil	Çok Yumuşak	0.5-5	-	-	-	-
	Yumuşak	5-20	2.5-15	1-15	Drenajsız	1.5-4
	Orta katı	20-50	15-50	15-50	Drenajsız	4-8
	Katı, siltli	50-100	50-100	50-100	Drenajsız	8-21
	Kumlu	25-200	-	-	-	-
İnce Kum	Killi şist	100-200	-	-	-	-
	Gevşek	-	8-12	-	-	-
	Orta sıkı	-	12-20	-	-	-
Kum	Sıkı	-	20-30	-	-	-
	Gevşek	-	10-30	10-20	Drenajlı	10-20
	Orta sıkı	-	30-50	20-50	Drenajlı	20-51
	Sıkı	-	50-80	50-100	Drenajlı	51-101
Çakıl	Gevşek	-	30-80	20-75	-	-
	Orta sıkı	-	80-100	75-100	-	-
	Sıkı	-	100-200	100-200	-	-
Silt	-	-	2-19	-	-	-

Tablo 3. Farklı zemin grupları için derlenen yaklaşık elastisite modülü değerleri (Bardet, 1997)

Zemin Grubu	Zemin Tipi	Bowles (1988) (MPa)	Cernica (1995) (MPa)	Converse (1962) (MPa)	Hallam vd. (1978) (MPa)	Hunt (1986) (MPa)
Kil	Çok yumuşak	2-15	-	-	-	-
	Yumuşak	2-25	3	-	1-3	2-4
	Orta	15-50	7	-	-	-
	Katı	-	-	-	2.5-5	8-19
	Zayıf plastik	-	-	1.4-4	-	-
	Katı plastik	-	-	4.2-8	-	-
	Yarı sert	-	-	-	5-10	-
	Yarı katı	-	-	6.9-14	-	-
	Sert	50-100	14	-	-	-
	Kumlu	25-250	36	-	-	8.19
Silt	Buzul kili-katı	-	-	-	30-100	-
	Silt	2-20	-	-	3-10	2-19
	Yumuşak, çok az killi deniz silti	-	-	-	2-5	-
	Yumuşak, çok yoğun killi	-	-	-	0.5-3	-
	Yumuşak	-	-	-	4-8	-
Kum	Yarı sert	-	-	-	5-20	-
	Gevşek	10-25	15	10-21	20-80	10-29
	Orta sıkı	-	-	-	50-150	29-48
	Sıkı	50-81	80	52-83	49-78	48-77
Çakıl	Siltli	5-20	-	-	-	-
	Gevşek	50-150	100	-	-	29-77
	Sıkı	100-200	150	102-204	-	96-192
Çakıl	Kumsuz	-	-	-	100-200	-
	Keskin kenarlı kaba	-	-	-	150-300	-

Tablo 4. Kil zeminler için derlenen yaklaşık elastisite modülü, Poisson oranı ve drenajsız kayma dayanımı değerleri

Kil Tipi	Briaud (2013)		Drenajsız kayma dayanımı (kPa)	Coduto vd. (2018)		Barnes (1995)	
	Elastisite modülü (MPa)	Poisson oranı (-)		Drenajsız kayma dayanımı (kPa)	Drenajsız kayma dayanımı (kPa)	Drenajsız kayma dayanımı (kPa)	
Çok yumuşak kil	2.5-15	0.40	<12	<12	<20		
	2-15	0.35-0.45					
	3	0.40-0.50					
		Drenajsız					
	1-3	0.10-0.30					
		Doygun olmayan					
Yumuşak kil	2-4	0.20-0.30	12-25	12-25	20-40		
		Kumlu					
	0.5-5	-					
	2-25	0.15-0.25					
	1.8-3.5	0.40-0.50					
		Drenajsız					
Orta veya sıkı kil	5-20	0.10-0.30	25-50	25-50	40-50	Yumuşaktan sıkıya	
		Doygun olmayan					
		0.20-0.30					
		Kumlu					
	15-50	0.30					
	15-50	0.30-0.35					
Katı kil	7	0.20-0.50	50-100	50-100	100-150	Sıkıdan katıya	75-100
	5-10	0.40-0.50					
		Drenajsız					
	20-50	0.10-0.30					
		Doygun olmayan					
		0.20-0.30					
Çok katı kil		Kumlu	100-200	-	150-300		
	15-50	0.10-0.30					
	2.5-5	0.40-0.50					
		Drenajsız					
	8-19	0.10-0.30					
		Doygun olmayan					
Sert kil	4.2-8	0.20-0.30	200-400	100-200	>300		
		Kumlu					
	50-100	-					
	50-100	0.40-0.50					
		Drenajsız					
	-	0.10-0.30					
Çok sert kil		Doygun olmayan	>400	>200	-		
		0.20-0.30					
		Kumlu					
	50-100	0.25					
	14	0.40-0.50					
		Drenajsız					
Çok katı kil	8-19	0.10-0.30	100-200	>200	-		
		Doygun olmayan					
	6-14	0.20-0.30					
		Kumlu					
	100-200	0.40-0.50					
		Drenajsız					
Çok katı kil	-	0.10-0.30	>400	>200	-		
		Doygun olmayan					
		0.20-0.30					
		Kumlu					
	-	0.10-0.30					
		Doygun olmayan					

Tablo 5. Silt zeminler için önerilen yaklaşık elastisite modülü ve Poisson oranı değerleri (Briaud, 2013)

Silt tipi	Elastisite Modülü (MPa)	Poisson oranı (-)
Silt	2-20	0.30-0.35
	3-10	0.30-0.35
	2-19	0.30-0.35
	2-20	-
	2-20	-
Yumuşak silt	2-5	-
	0.5-3	-
	4-8	-
Sert silt	5-20	-

Tablo 6. Kum zeminler için önerilen elastisite modülü ve Poisson oranı değerleri (Briaud, 2013)

Kum Tipi	Elastisite modülü (MPa)	Poisson oranı (-)	SPT vuruş sayısı N (bpf)
Çok gevşek	-	-	<4
Gevşek	8-12 (ince)	0.1 kadar düşük	4-10
	10-28	0.25 (ince)	
	10-25	0.20-0.36	
	10-30	0.20	
	15	0.20-0.35	10-30
	10-21	0.35-0.40	
	20-80	0.20-0.40	
	10-29	-	
Orta sıkı	12-20 (ince)	0.25 (ince)	30-50
	30-50	0.30-0.35	
	50-150	0.25-0.40	
	29-48	-	
Sıkı	20-30 (ince)	0.25 (ince)	30-50
	50-80	0.30-0.40	
	35-70	0.30-0.45	
	50-81	0.30	
	80	0.30-0.36	
	52-83	0.30-0.40	
	49-78	0.25-0.30	
	48-77	-	
Çok sıkı	-	-	>50

Tablo 7. Çakıl zeminler için önerilen elastisite modülü ve Poisson oranı değerleri (Briaud, 2013)

Çakıl tipi	Elastisite Modülü (MPa)	Poisson oranı (-)	SPT vuruş sayısı N (bpf)
Gevşek	50-150	0.20-0.35	4-10
	50-150	0.20	
	100	-	
	29-77	-	
	30-80	-	
Orta sıkı	8-100	-	10-30
	100-200	0.30-0.40	30-50
Sıkı	100-200	0.30	
	150	-	
	102-204	-	
	96-192	-	

Tablo 8. Diğer zemin tipleri için önerilen elastisite modülü ve Poisson oranı değerleri (Briaud, 2013)

Diğer zeminler	Elastisite Modülü (MPa)	Poisson oranı (-)
Bataklık kömürü	0.10-0.30 (saf)	-
	0.40-1	-
	0.80-2 (biraz killi)	-
Lös	14-60	0.10-0.30
	15-60	0.10-0.30
	14-58	-
Buzul tili	10-150 (gevşek)	-
	150-720 (sıkı)	-
	500-1440 (çok sıkı)	-
Killi şist	100-200	0.25-0.33
	150-5000	-
	10000-40000 (örselenmemiş)	-

Statik problemlerle ilgilenilen klasik zemin mekaniği alanında temel problem, göçmeye karşı temel veya zemin yapılarının güvenlik derecesinin değerlendirilmesidir. Bu bağlamda ana prensip zeminin farklı yükler altındaki gerilme davranışlarının karşılaştırılması ve zeminin dayanım seviyesinin ortaya çıkartılmasıdır. Bir diğer problem ise zemin veya yapı sisteminin oturma düzeylerinin belirlenmesidir. Temel olarak yapı sistemi ve zeminin farklı seviyelerde oturması bilhassa büyük uzunluklara sahip yapılarda büyük bir problem teşkil etmektedir. Diğer yandan bir tasarım unsuru olarak zemin oturmalarının güvenlik açısından izin verilebilir seviyelerde tutulması gerekmektedir. Bu yüzden killi zeminlerin oturma düzeylerinin belirlenmesi klasik zemin mekaniği için temel bir araştırma konusudur. Klasik zemin mekaniğinin incelediği bu iki temel problem ele alındığında zeminin deformasyon miktarına bağlı olarak belli seviyelerde göçtüğü ortaya çıkan temel bir husustur. Basınç veya konsolidasyondan kaynaklanan oturma seviyeleri, çoğu zaman 10^{-3} veya daha büyük deformasyon seviyelerinin eşlik ettiği durumlarda gerçekleşmektedir (Ishihara, 1996).

Göçmeye karşı zeminin dayanımı ve oturma seviyesi sabit yükleme altında kritik bir öneme sahiptir. Diğer yandan zeminler hareketli yükler altında statik yükler altında gösterdiği davranış şekillerinden önemli düzeylerde farklılıklar gösterebilmektedir. Bu bağlamda zeminlerin sismik yükler altındaki davranışları zemin dinamiğinin konusunu oluşturmaktadır ve hareket altında gelişen atalet etkileri zemin dinamiğiyle önemli düzeyde ilişkilendirilmektedir. Atalet etkisi ihmal edilemez temel bir faktördür ve deformasyonun meydana geldiği zaman aralığı kısa olduğu için yükleme altında artan bir öneme sahiptir. Bu yüzden deformasyon seviyeleri çok küçük seviyelerde bile olsa, atalet kuvveti, harekette artan hız ile önemli ölçüde büyük olabilir ve mühendislik açısından göz ardı edilemez bir etkiye ulaşabilir. İfade edilen unsurlar göz önüne alındığında klasik zemin mekaniğinin tamamen önemsiz mertebelerde kabul ettiği 10^{-6}

seviyesinde deformasyona maruz kalan zemin davranışını incelemek zemin dinamiğinde yadsınamaz bir öneme sahip olmaktadır (Ishihara, 1996).

1.2.2. Zeminlerin Doğrusal Olmayan Davranışları

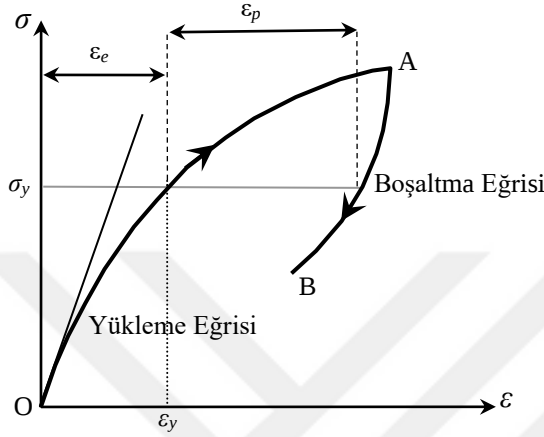
Zeminler ve kayalar doğada insan etkisine ve doğa olaylarına bağlı olarak birçok yüklemeye maruz kalmaktadır. Bu yüklemeler statik veya dinamik yükleme koşullarını içerebilmektedir. Zemin davranışını doğrudan etkileyebilen bu iki yükleme koşulu altında zeminler genel olarak farklı davranışlar sergiler. Zeminlerin bu yüklemeler altındaki davranışına bağlı olarak zeminde bazı geçici (elastik) veya kalıcı (plastik) deformasyonlar oluşabilmektedir. Özellikle dinamik yükleme koşullarında zeminlerin malzeme davranışı bakımından büyük deformasyon seviyelerine ulaşması yapı sisteminin dinamik davranışını önemli ölçüde etkileyebilir (Ishihara, 1996). Bu bağlamda çeşitli deneyler ile malzemelerin gerilme-şekil değiştirme ilişkilerinin elde edilmesi önem arz etmektedir. Bu amaç doğrultusunda kullanılabilen deneyler ile elde edilen birim kayma deformasyonu ve sonuçların uygulama alanları karşılaştırmalı olarak Tablo 9’da verilmektedir.

Tablo 9. Zeminlerde birim kayma deformasyonu aralıkları ve kullanım alanları (Özçep, 2009)

Deney	Birim Kayma Deformasyonu Aralığı	Kullanım Alanları
Rezonans Kolon Deneyi (İç Dolu Numune)	10^{-4} - 5×10^{-3}	Makine Temelleri, Küçük ve Orta Şiddette Depremler
Rezonans Kolon Deneyi (İç Boş Numune)	10^{-3} - 5×10^{-3}	Küçük ve Orta Şiddette Depremler
Laboratuvarda P ve S Dalga Hızlarının Ölçümü	10^{-4} - 5×10^{-4}	Makine Temelleri, Küçük ve Orta Şiddette Depremler
Devirli Üç Eksenli Deney, Devirli Basit Kayma Deneyi, Devirli Burulmalı Kayma Deneyi, Serbest Salınım Deneyleri	10^{-2} -1	Şiddetli Depremler, Nükleer Patlamalar

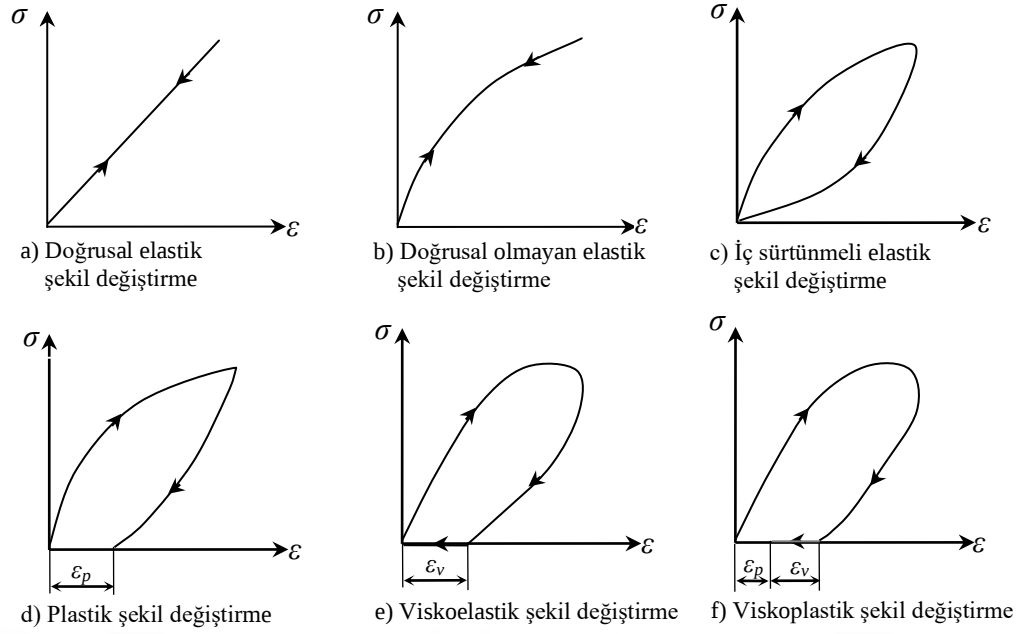
Şekil 5’te yükleme altında katı bir malzemenin gerilme(σ)-şekil değiştirme (ϵ) ilişkisi gösterilmektedir. Şekil üzerinde ifade edilen eğrinin “OA” kısmı yükleme eğrisini, “AB” kısmı ise boşaltma eğrisini tanımlamaktadır. Burada “OA” eğrisi oluşturulurken malzeme yüklemeye maruz bırakılmaktadır. Yükleme aşaması tamamlandıktan sonra yükün azaltıldığı “AB” eğrisi elde edilir. Malzeme yükleme altında şekil değiştirmeler açısından belli sınırları geçmektedir. Grafik incelendiğinde malzemenin orantılılık sınırı içerisinde elastik özellik gösterdiği ve yükleme eğrisinin doğrusal olduğu görülmektedir. Yükleme devam ettikçe malzemenin yükleme eğrisi doğrusallığını kaybeder ve akma sınırı (σ_y - ϵ_y) aşılır. Yükleme için limit noktaya geldiği kabul edilen malzemenin bu aşamadan sonra yük üzerinden azaltılır. Bu durumda

boşaltma eğrisi “O” noktasına geri dönememektedir. Yük boşaltma aşamasında malzemede meydana gelen elastik deformasyonlar (ϵ_e) geri dönebilirken akma sınırından sonra meydana gelen plastik deformasyonlar (ϵ_p) kalıcı olmaktadır. Burada vurgulanması gereken bir diğer husus da orantılılık sınırı ve akma sınırının birbirine çok yakın olması sebebiyle çoğu zaman bu iki sınırın aynı kabul edildiğidir (Livaoglu, 2005).



Şekil 5. Katı cisim için şematik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi (Livaoglu, 2005)

Malzemeler için gerilme-şekil değiştirme eğrileri farklılık gösterebilmektedir. Şekil 6'da bu durumu yansıtan çeşitli diyagramlar sunulmaktadır. Örneğin, Şekil 6a ve Şekil 6b'deki yüklemeye ve boşaltma eğrileri incelendiğinde sırasıyla doğrusal ve doğrusal olmayan elastik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi görülmektedir. Şekil 6c'de ise malzemenin yüklemeye ve boşaltma eğrileri doğrusal değildir, farklı yollar takip ederler ve malzemede kalıcı deformasyon gerçekleşmemiştir. Şekil 6d'de malzeme yüklemeye ve boşaltma eğrileri doğrusal değildir ve malzemede meydana gelen deformasyonlar tamamen geri dönmeyerek kalıcı deformasyonlar ortaya çıkmaktadır. Şekil 6e ve Şekil 6f'de ise sırasıyla viskoelastik ve viskoplastik şekil değiştirme davranışları görülmektedir. Burada her iki şekilde de yüklemeye ve boşaltma eğrilerinin doğrusal olmadığı gözükmemektedir. Ayrıca Şekil 6e'deki deformasyonun zamanla kaybolduğu, Şekil 6f'deki deformasyonun ise bir kısmının zamanla kaybolurken geri kalan kısmının kalıcı olduğu görülmektedir.

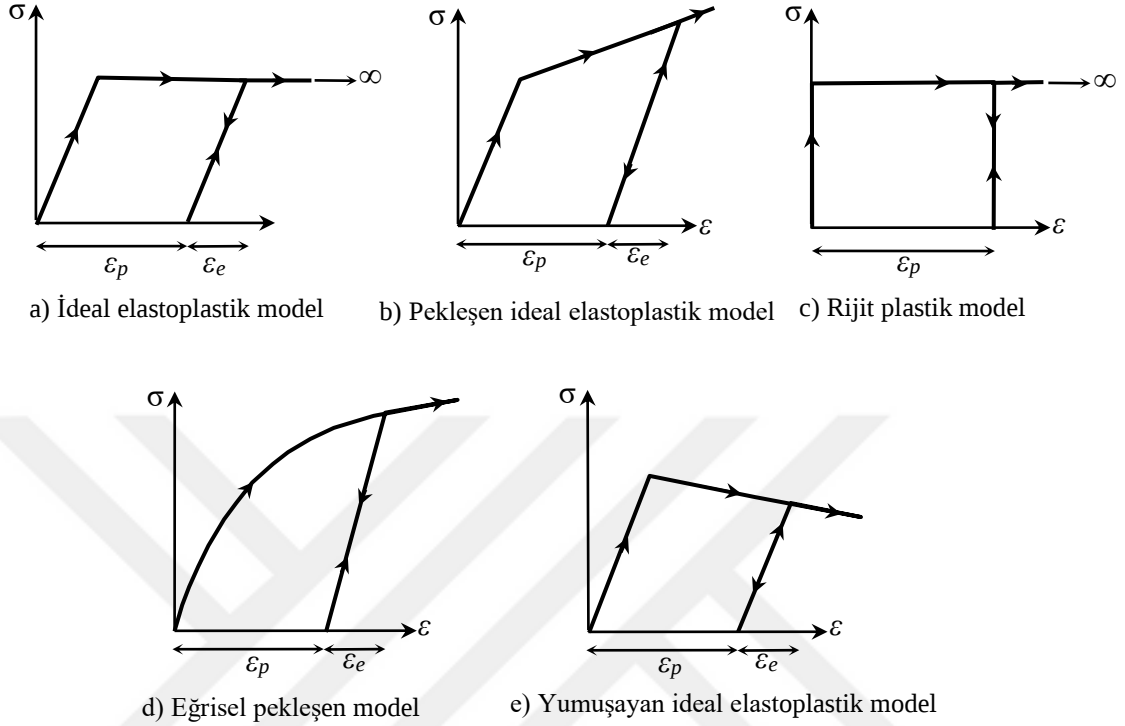


Şekil 6. Farklı malzemeler için şekil değiştirmeler (Çakıroğlu ve Özer, 1980)

Malzemelerde meydana gelen önemli deformasyonlar genel olarak elastik, plastik ve sünme deformasyonu olmak üzere üç tiptir. Malzeme üzerine neredeyse yük uygulanır uygulanmaz meydana gelen elastik olmayan deformasyon plastik deformasyon olarak adlandırılır. Sünme deformasyonu ise gerilme altında geçen zamandan sonra meydana gelecek deformasyondur ve bu deformasyon önemli ölçüde zaman bağımlı davranışın sebep olduğu mekanizmalarla gelişmektedir.

Mühendislik tasarımlarında ve analizlerinde gerilme-deformasyon ilişkisini tanımlayan eşitliklere ihtiyaç duyulmaktadır. Malzeme mekaniğinde doğrusal gerilme-deformasyon ilişkisine sahip elastik davranış basit kirişlerin gerilme ve deformasyon hesabı için kullanılabilir. Yükleme ve problem geometrisinin daha karmaşık olması durumunda ise elastisite teorisinin temel varsayımlarına benzer varsayımlarla sonlu elemanlar metodu kullanılarak çözümlerin elde edilmesi mümkündür. Diğer yandan daha gerçekçi bir yaklaşım için gerilme-deformasyon ilişkilerinin üç boyutlu veya iki boyutlu davranışı dikkate alması gerektiği oldukça açıktır. Ayrıca elastik şekil değiştirmelerin yanı sıra denklemlere plastik ve/veya sünme şekil değiştirmelerinin de dahil edilmesi gerekebilir. İfade edilen deformasyon türlerinin ise analiz aşamasında dikkate alınabilmesi için malzemenin gerilme-şekil değiştirme ilişkisini tanımlamada kullanılan bazı parametrelere ihtiyaç duyulmaktadır. Bu parametrelerin elde edilmesinde ve analiz aşamasında malzeme davranışının karmaşıklığına bağlı olarak gelişebilecek yakınsama problemleri sebebiyle birçok araştırmacı gerilme-şekil değiştirme ilişkileri açısından idealleştirilmiş modelleri kullanmaktadır. Şekil 7’de

literatürde yaygın bir şekilde kullanılan bazı gerilme-şekil değiştirme modelleri için örnekler gösterilmektedir (Çakıroğlu ve Özer, 1980; Chen vd., 2012; Dowling vd., 2019).



Şekil 7. Malzemeler için bazı idealleştirilmiş gerilme-şekil değiştirme ilişkileri (Çakıroğlu ve Özer, 1980; Chen vd., 2012; Dowling vd., 2019)

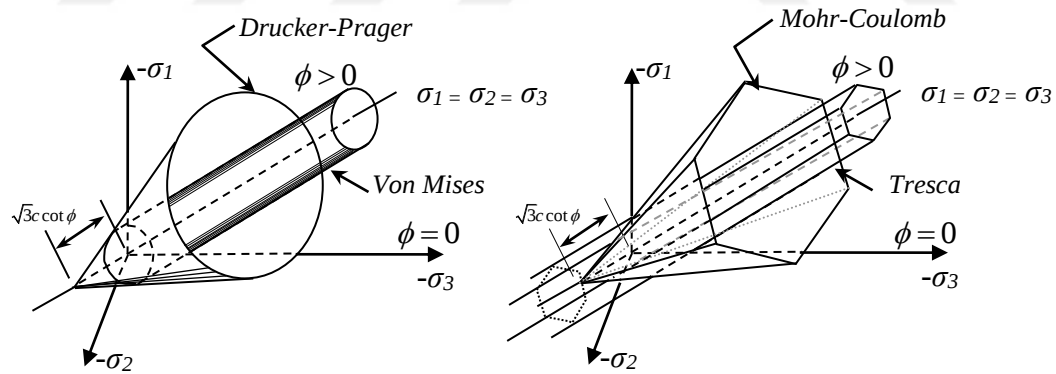
Gerçek zemin davranışı gerilme ve deformasyon davranışlarına önemli ölçüde bağlıdır ve bu davranışlar çoğu zaman doğrusal sınırlar içinde kalmamaktadır (Tablo 10). Geoteknik problemlerin doğru ve gerçekçi bir şekilde çözümlenebilmesi için oldukça karmaşık bünye modellerine ihtiyaç duyulabilmektedir. Zeminin yapısı itibariyle yük altında nispeten zayıf bir malzeme olması, kalıcı deformasyonların ve göçme yakınında veya ötesinde farklı davranışların meydana gelebilmesi sebebiyle zemin davranışını modellemek için nadiren tek başına elastik bir yapısal model yeterli olmaktadır. Böyle bir yaklaşımla sadece düşük gerilme altındaki çok katı killerin davranışının dikkate alınabileceği düşünülebilir (Lees, 2016). Bu sebeplerden dolayı zemin bünye modelleri hem elastik hem de plastik deformasyonları dikkate alarak yeterli düzeyde tahmin yapmaya çalışmaktadır. Mühendislik uygulamalarında bünye modellerinin uygulanabilirliğini göstermek ve zemin testslerinden elde edilen sonuçlara kıyasla onların geçerliliğini doğrulamak amacıyla sonlu eleman programlarını kullanmak araştırmacılar için yaygın bir yöntemdir. Diğer yandan daha büyük ölçekte bakıldığında geoteknik mühendisliği uygulamaları için sonlu eleman paket

programlarında var olan bünye modellerinin sayısı sınırlıdır (Brinkgreve, 2005). Bu modellerden bazıları; Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Duncan-Chang, Cam Clay, Soft Soil ve Hardening Soil modelleridir. Geoteknik mühendisliğinde pratiklikleri sebebiyle sıklıkla kullanılan Drucker-Prager ve Mohr-Coulomb bünye modelleri için asal gerilme uzayında göçme yüzeyleri Şekil 8’de gösterilmektedir.

Tablo 10. Dinamik yükleme altında deformasyonların sınıflandırılması (Özçep, 2009)

Deformasyon Oranı	Zemin Davranışı	Deformasyon Sınırı
10^{-5} - 10^{-4}	Lineer-Elastik	Küçük
10^{-4} - 10^{-3}	Yarı-Elastik	
10^{-3} - 10^{-2}	Elastik-Plastik	Orta
10^{-2} - 10^{-1}	Akma ve Kırılma	Büyük
10^{-1} -1		

Drucker-Prager bünye modeli (Drucker ve Prager, 1952), Mohr-Coulomb bünye modelindeki asal gerilme uzayındaki akma yüzeyinin altıgen olan şeklinin basit bir koni ile temsil edilmesidir. Bu durumda Drucker-Prager modelinde sürtünme parametresinin, göçme davranışının Mohr-Coulomb modelindeki göçme durumuna karşılık gelecek şekilde seçilmesi kolaydır (Brinkgreve, 2005).



Şekil 8. Bazı kırılma kriterleri için asal gerilme uzayında akma yüzeyleri

Şekil 8’de gösterilen Drucker-Prager göçme yüzeyi dairesel kesite sahip bir konidir ve Eşitlik 1 ile elde edilmektedir:

$$f(I_1, J_2) = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (\text{Eşitlik 1})$$

Burada I_1 ve J_2 terimleri sırasıyla gerilme tansörünün 1. invaryantını ve deviator gerilme tansörünün 2. invaryantını ifade etmektedir. α ve k terimleri ise malzeme

parametreleridir. Tablo 11’de ifade edilen bu parametreler çeşitli durumlar için eşitlikler yardımıyla tanımlanmaktadır.

Tablo 11. Drucker-Prager malzeme parametreleri

Test tipleri	α	k
Üç eksenli basınç: $\sigma_1, \sigma_2 = \sigma_3 = \text{sabit}$	$\frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)}$	$\frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)}$
Üç eksenli uzama: $\sigma_1 = \sigma_2, \sigma_3 = \text{sabit}$	$\frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 + \sin \phi)}$	$\frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 + \sin \phi)}$
Düzlem Deformasyon: $\varepsilon_2 = 0$ (Genel Durum)	$\frac{\sin \phi \sqrt{3 + \sin^2 \psi}}{\sqrt{3}(3 + \sin \phi \sin \psi)}$	$\frac{c \cos \phi \sqrt{9 + 3 \sin^2 \psi}}{3 + \sin \phi \sin \psi}$
Düzlem Deformasyon: $\varepsilon_2 = 0$ (Eğer $\phi = \psi$)	$\frac{\tan \phi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi}}$	$\frac{3c}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi}}$

ϕ : Malzemenin içsel sürtünme açısı, c : Malzemenin kohezyonu, $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: Asal gerilmeler, ε_2 :
Üçüncü boyuttaki deformasyon ve ψ : Malzemenin dilatasyon açısı

Yukarıda ifade edilen malzeme modellerinin şüphesiz birbirlerine göre bazı avantajları ve dezavantajları vardır. Drucker-Prager malzeme modelinin bazı üstün tarafları aşağıda sıralanmıştır:

1- Drucker-Prager akma yüzeyini oluşturan temel yasalar diğer zemin bünye modelleri için dikkate alınan yasalara benzerlik gösterir ve akma yüzeyi basınç bağımlıdır.

2- Modelde akma yüzeyini oluştururken dikkate alınan α ve k parametreleri, Mohr-Coulomb modelinde kullanılan zeminin kohezyonu, içsel sürtünme açısı ve hacimsel genişleme özellikleri cinsinden ifade edilir. Ayrıca kuvars kumu için hacimsel genişleme açısı Eşitlik 2 yardımıyla tahmin edilebilir (Brinkgreve, 2005):

$$\psi = \phi - 30^\circ \quad (\text{Eşitlik 2})$$

Bu korelasyon kalkerli kum ve killer için geçerli değildir. Böyle zeminler için hacimsel genişleme açısının 0 olarak dikkate alınması tavsiye edilmektedir (Brinkgreve, 2005).

Ayrıca Mohr-Coulomb ve Drucker-Prager malzeme modellerinin kullanılması durumunda başlangıç yüklemesine bağlı olarak sükunetteki zemin basıncı katsayısını kullanarak (K_0) Poisson oranının tahmin edilmesi mümkündür. Bu amaç doğrultusunda Eşitlik 3 ve 4 kullanılır (Brinkgreve, 2005):

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (\text{Eşitlik 3})$$

$$v = \frac{K_0}{1 + K_0} \approx \frac{1 - \sin \phi}{2 - \sin \phi} \quad (\text{Eşitlik 4})$$

3- Mohr-Coulomb ve Tresca akma yüzeylerinin altıgen (hexagonal) şekli, bu modellerin sonlu eleman analizlerine uygulanmasında bazı zorluklar oluşturmaktadır. Bu yüzden akma yüzeyinin dairesel şekle basitleştirilmiş hali bazı programlarda mevcuttur (Lees, 2016).

4- Geliştirilen bu daha basit yüzeyler üç eksenli sıkışma ve uzama gibi sadece basit gerilme izleri için doğru göçme tahminleri sağlarlar (Lees, 2016).

Farklı sonlu eleman programlarının arayüzlerinde farklı bünye modelleri bulunabilmektedir. Fakat söz konusu programlarda bu modellerin kullanılabilmesi için gereken temel parametrelerin sayısındaki artış, bünye modellerinin karmaşıklığını artırırken kullanıcıya bu parametrelerin elde edilebilmesi için deneysel analizlerin yapılması veya ampirik ifadelerin kullanılması gibi çeşitli yükler getirmektedir. Ayrıca birçok gelişmiş malzeme modeline rağmen Drucker-Prager bünye modelinin dinamik analizlerde birçok araştırmacı tarafından yaygın olarak tercih edildiği bilinmektedir (Badry ve Satyam, 2016; 2017; Bentley ve Naggar, 2000; Fathi vd., 2020; Homaei ve Yazdani, 2020; Liu, 2012; Qiu vd., 2022; Van Nguyen vd., 2020; K. Wu vd., 2022; Zhong vd., 2020). Buna istinaden bu çalışma kapsamında geliştirilen sayısal modellerde zemin sistemlerinin doğrusal olmayan davranışının Drucker-Prager malzeme modeliyle dikkate alınması uygun görülmektedir.

1.3. Zemin-Yapı Etkileşimi

Yer üstü ve yer altı yapılarının dinamik davranışları üzerinde zemin-yapı etkileşiminin etkileri, özellikle zemin ortamı yeterli rijitliğe sahip olmadığında büyük ölçüde önemli olabilmektedir. Deprem kaynağından yapıya doğru hareket eden sismik titreşimlere bağlı olarak gelişen zemin deformasyonları sebebiyle temel sistemini çevreleyen zemin sistemiyle yapı sistemi etkileşime girmektedir. Ayrıca bu deformasyonlar, yapı temelinin rijitliğine bağlı olarak yapı sisteminin temeline yakın bölgelerde serbest saha hareketinden farklı da olabilmektedir. Bu karşılıklı etkileşim yapının dinamik tepkisini değiştirebilmektedir. Öte yandan üstyapı sisteminin çok sıkı bir zemin ortam üzerine inşa edilmesi durumunda bu değişim küçük ve ihmal edilebilir düzeylerde kalabilir. Bu bağlamda ankastre taban varsayımı, sıkı veya çok sıkı bir zemin üzerine inşa edilecek bir üstyapı söz konusu olduğunda geçerli bir varsayım

olarak düşünülebilmektedir. Benzer şekilde gömülü boru sistemleri gibi çok uzun gömülü yapıların sıkı zemin sisteminde olması durumunda, yapı sistemi zeminin yer değiştirme tepkileriyle aynı profili alacağından etkileşim etkileri ihmal edilebilir düzeylerde olabilir (Datta, 2010). Bu açıklamalara ilişkin olarak Veletsos ve Meek (1974) dalga parametrelerine bağlı olarak aşağıdaki ilişkiyi önermiştir (Eşitlik 5):

$$\frac{V_s}{f H_y} \leq 20 \quad (\text{Eşitlik 5})$$

Bu ilişkinin sağlanması durumunda dinamik zemin-yapı etkileşiminin önemli olabileceği vurgulanmıştır. Burada; V_s , f ve H_y sırasıyla zeminin kayma dalgası hızını, ankastre koşulda yapının frekansını ve yüksekliğini ifade etmektedir. Yukarıdaki ifadede $f=1/T$ ve yapı periyodu $T=0.1N_s$ şeklinde alınırsa aşağıdaki ifade elde edilebilir (Eşitlik 6):

$$\frac{V_s N_s}{H_y} \leq 200 \quad (\text{Eşitlik 6})$$

Burada N_s kat sayısını göstermektedir. Bu ifadede kat yüksekliği $H_y/N_s=3.30$ m gibi ortalama bir değer olarak dikkate alınırsa Eşitlik 7 elde edilir (Chowdhury ve Dasgupta, 2019):

$$V_s \leq 660 \quad (\text{Eşitlik 7})$$

Görüldüğü üzere yaklaşık bir hesaplama ile zemine ait V_s değerinin 660 m/sn'den küçük olması durumunda zemin-yapı etkileşiminin önemli olabileceği düşünülmektedir.

Dinamik zemin-yapı etkileşim probleminin etkileri basit düzeyde yapı rijitliğine, kütlelerine, zeminin rijitliğine, zemin ve yapının sönüm özelliklerine bağlı olarak değerlendirilebilir. Bir başka deyişle zemin-yapı etkileşim sistemi iki etkileşim mekanizmasından oluşmaktadır. Bunlar kinematik ve atalet etkileşimleridir. Kinematik etkileşim yapı sisteminin rijitliğinin bir sonucu olarak atalet etkileşimi yapının kütlelerinin bir sonucu olarak ifade edilmektedir (Datta, 2010). Daha geniş bir tanımla, bir arazide yapı temel rijitliğinin, boyutlarının yeterince küçük ve yapı temelinin sığ olduğu kabul edilirse deprem dalgaları yüzeye doğru hareket ederken dalga şekilleri neredeyse bu temel sisteminden hiç etkilenmez. Böyle bir durumda yapı temeli, serbest saha ivmesine

bağlı olarak gelişen zeminin deformasyon şeklini takip eder. Bu durumda yapı temel sistemi, su yüzeyinde dalga hareketine bağlı olarak salınım yapan bir bot olarak düşünülebilir (Chowdhury ve Dasgupta, 2019). Diğer yandan yapı temelinin yeterli rijitliğe, büyüklüğe sahip ve yeterince derine gömülü olduğu kabul edilirse temel ve zemin sistemlerinin etkileşimine bağlı olarak temel seviyesinde elde edilecek dalga içeriği altında pik zemin tepkisi, serbest saha için elde edilen en büyük tepkiden önemli ölçüde farklı olacaktır. Zemin-yapı etkileşimi bağlamında gömülü temelin tepkisinde meydana gelen bu değişim kinematik etkileşim olarak dikkate alınır. Bu durum bilhassa kazıklı temele sahip yüksek katlı yapılarda önemli bir etki olarak ele alınmalıdır.

Zemin-yapı ortamının analitik ve sayısal yöntemler kullanılarak modellenmesi aşamasında sönümün zeminler için belli kabuller aracılığıyla dikkate alınması gerekmektedir. Zemin ortamı için enerji sönümleme mekanizmasının iki kaynağı bulunmaktadır. Bunların ilki geometrik sönüm (radyasyon sönümü) olarak ifade edilirken ikincisi malzeme sönümü (içsel sönüm, histeretik sönüm) olarak ifade edilmektedir.

Geometrik sönüm, yapıya yakın bölgeden uzaklaşan dalga enerjisinin mesafeye bağımlı olarak azalması veya uzaklaşan dalga enerjisinin ölçüsü olarak tanımlanabilir. Ayrıca bu tanım bir dalga boyu uzunluğunda kaybedilen enerji olarak da ifade edilebilir (Das ve Luo, 2016). Enerji, uzağa yayıldığı için dalganın eş zamanlı olarak etkilediği malzemenin hacminin, dalganın kat ettiği mesafe ile arttığı düşünülebilir (Bandyopadhyay vd., 2019). Elastik enerjide meydana gelen bu durum yer değiştirme ve gerilmelerin büyüklüklerinde azalmaya sebep olmaktadır. Dinamik tepkilerdeki bu azalım, dalganın belirgin enerjisindeki azalıma bağlı olarak gelişen geometrik sönüm mekanizmasıyla ilişkilidir ve bu yönüyle malzeme sönümünden açıkça ayrılmaktadır. Bir diğer deyişle geometrik sönüm, malzeme özelliklerinden bağımsız meydana gelmektedir.

Malzeme sönümü, malzemenin kendi içsel yapısına bağlı olarak kaybolan enerjinin bir ölçüsüdür. Zeminler, dalgalar vasıtasıyla ilettikleri enerjinin bir kısmını, zemin danelerinin hareketlerine bağlı olarak kalıcı deformasyonlar veya sıcaklık şeklinde kaybetmektedir. Başka bir ifadeyle dalga enerjisi doğada zemin ortamında yayılırken zeminin içsel kayıplarının bir sonucu olarak azalmaktadır. Böyle bir sönüm mekanizmasının en açık örneği olarak zemin veya yapı sisteminin serbest titreşim durumuna getirilmesi halinde titreşim büyüklüğünün her döngüyle birlikte azalacağı ve sonunda biteceği düşünülebilir. Sürtünmeye bağlı olarak kaybedilen bu enerji kaybı malzeme sönümü olarak ifade edilir. Farklı yapı ve zemin/kaya sistemleri göz önüne

alındığında malzeme özelliğine bağlı olarak malzeme sönümlerinin birbirlerinden büyük ölçüde farklı olabileceği ve bu sönüm değerlerinin ancak geniş bir aralıkta toplanabileceği açıktır (Tablo 12-13). Özellikle zemin-yapı etkileşimi ve zemin-yapı-sıvı etkileşimi gibi problemlerde birbirinden önemli ölçüde farklı seviyelerde sönümlere sahip olabilen iki veya daha fazla malzeme kısmı bulunmaktadır (Chopra, 2014; Clough ve Penzien, 2003). Diğer yandan zemin-yapı sistemi için sönüm mekanizmalarının ayrı olarak hesaplanmasında, elde edilmesinde veya uygulanmasında karşılaşılan çeşitli güçlükler nedeniyle pratik bir yaklaşım olarak zemin ve yapı için aynı sönüm oranlarının dikkate alınarak etkileşim analizlerinin yapıldığı da görülmektedir (Tablo 13). Burada her iki yaklaşımın da belli sınırlar çerçevesinde kullanılabileceği düşünülebilir. Çünkü dikkate alınan zemin-yapı sistemi için yükleme düzeyinin yanı sıra deformasyon büyüklüğü ve başlangıç gerilmeleri sönümü doğrudan etkileyebilmektedir. Bu bağlamda ortak sönüm oranı değerleri bazı yapı tipleri ve zemin grupları için literatürde sıklıkla görülmektedir.

Tablo 12. Bazı malzemeler için sönüm oranları (Chowdhury ve Dasgupta, 2019)

Kullanılan Malzeme	Sönüm Oranı
Beton	%5-10
Çelik	%2-5
Zemin	%10-30
Ahşap	%2-5

Zemin-yapı etkileşim problemlerinin analizi için geliştirilen yöntemleri genel olarak iki ana başlık altında toplamak mümkündür (ASCE, 2000; 2017). Bunların ilki, sonlu elemanlar veya sonlu farklar metodu gibi sayısal metotlar kullanılarak zemin ve yapı-temel sisteminin beraber modellenmesi şeklinde tanımlanmaktadır. İkincisi ise alt sistem yaklaşımı (dinamik rijitlik yöntemi) olarak nitelendirilmektedir. Bu yöntemde zemin sisteminin düşey, dönme, ötelenme ve burulma rijitliklerinin yanı sıra geometrik(radyasyon) sönümler de dikkate alınarak zeminin üstyapıya etkileri belli varsayımlar çerçevesinde kurgulanan analitik veya sayısal yapı modellerine dahil edilmektedir. İfade edilen bu iki yaklaşımın birbirine göre bazı üstünlükleri bulunmaktadır.

Tablo 13. Farklı yapı ve zeminler için sönüm oranı değerleri

Çalışma	Yapı Sistemi	Sönüm Oranı	Zemin Sistemi	Sönüm Oranı
Hatzigeorgiou ve Beskos (2010)	Betonarme dairesel tünel	%5	Yumuşak kaya	%10
Hacıfendioğlu (2012)	Rüzgar türbini	%10	Zemin	%10
Paultre (2013)	Öngermeli veya betonarme yapı	%2-5	Zemin	%20≤
Chopra (2014)	Tüm yapılar	%3-5	Zemin	%15-20
Güllü ve Pala (2014)	6 katlı betonarme bina	%8	Zemin	%8
Pitilakis vd. (2014)	Betonarme dairesel tünel ve toplanmış kütle (6 ve 8 katlı yapı)	%5	Zemin	%5
Tsinidis vd. (2016)	Dairesel tünel	-	Kum	%6-10
Tsinidis vd. (2016)	Betonarme kutu geometrili tünel	-	Kum	%18-24
Mirzaie vd. (2017)	Bina	%2-6	Zemin	%3-8
Güllü ve Karabekmez (2017)	Yığma cami	%5	Kireç taşı	%5
Tsinidis (2017)	Betonarme dikdörtgen ve kutu geometrili tüneller	-	Kum Kil	%5 %5
Tsinidis ve Pitilakis (2018)	Betonarme dikdörtgen geometrili tünel	-	Zemin	%5
Tsinidis (2018)	Toplanmış kütle (9 katlı yapı)	%5	Zemin	%0.8-19.1
Patil vd. (2018)	Betonarme farklı geometrilerde tüneller	-	Yumuşak kil	%10
Ada ve Ayvaz (2019)	3,6 ve 9 katlı betonarme çerçeve	%5	Yumuşak ve katı kil	%5
Güllü ve Özel (2020)	Yığma kemer köprü	%5	Zayıf kireçtaşı-killi	%5
Fathi vd. (2020)	Tuğla ve taştan yığma yapı	%5	Altı farklı zemin grubu	%5
H. Wang ve Zhang (2021)	10 katlı betonarme çerçeve	%5	Zemin	%5
Yang vd. (2022)	4 Katlı betonarme çerçeve	%2	Sacramento nehir kumu	%5
Qiu vd. (2022)	Betonarme tünel	%5	Kil	%10

1.3.1. Doğrudan Çözüm Yöntemi

Doğrudan çözüm metodu, etkileşim analizini gerçekleştirmek için zemin-yapı etkileşim sisteminin bir bütün olarak oluşturulması ve bu birleşik sistemin tek aşamada çözülmesi prosedürünü ifade etmektedir. Doğrudan çözüm metodunda süperpozisyon prensibi dikkate alınmamakta ve hem zaman hem de frekans ortamında çözümler elde edilebilmektedir. Bu çözüm yöntemi için sonlu elemanlar ya da sonlu farklar gibi sayısal yaklaşımlar modelleme kabiliyetleri sebebiyle oldukça uygundur. Bu tür sayısal yaklaşımlarla doğrudan çözüm yöntemi dikkate alınarak geliştirilen modellerde isteğe bağlı olarak zemin ve yapının doğrusal veya doğrusal olmayan malzeme davranışları çözüm sistemi içine dahil edilebilmektedir. Doğrudan çözüm metodunda zemin-yapı etkileşim problemi sayısal yöntemler ile inceleneceği zaman yapıya etkiyecek kuvvetlere bağlı olarak gelişecek yapı tepkilerinin gerçekçi olarak elde edilebilmesi için

literatürde farklı yaklaşımlar önerilmektedir. Burada yaygın olarak kullanılan iki yaklaşım, kütsüz temel modelinin uygulanması ve yansıtmayan (sanal) sınırların kullanılmasıdır.

Zemin-yapı etkileşim probleminin sayısal yöntemler vasıtasıyla iki veya üç boyutlu olarak ele alınabilmesi mümkündür. Sayısal metotlar yardımıyla gerçekte sonsuz hacme sahip olan zemin ortamı, sınırları belli bir model yardımıyla temsil edilmektedir. Bu temsili yaklaşımla modelleme işlemi yapılırken zemin ortamının iki bölgeden oluştuğu kabul edilmektedir (Livaoglu ve Dogangun, 2007a; Wolf ve Song, 1996a, 1996b). Bunların birincisi, genel olarak doğrusal olmayan davranışın hâkim olabildiği, yapıya yakın ve düzensiz olan “yakın bölge” dir. İkinci bölge ise zemin sisteminin izotropik ve homojen olduğu ve doğrusal davranış sergilediği “uzak bölge” olarak tanımlanmaktadır. Yakın bölge zemini nümerik yöntemler yardımıyla yeterli boyutlara sahip olacak şekilde modellenenilmektedir. Uzak bölge zemini ise nümerik metotlar yardımıyla temel olarak iki yaklaşım ile temsil edilebilmektedir. İlk yaklaşım, kutu etkisini (box effect) önlemek maksadıyla model hacmini yeterli seviyede genişleterek yer değiştirmelerin sıfıra eşit olduğu sınırların bulunmasını sağlamaktır. Böyle bir durumda model sınırlarında sıfır gerilme ve sıfır yer değiştirme şartları elementer sınırlar yardımıyla tanımlanmaktadır. İfade edilen bu yöntem yardımıyla problemin yeterli seviyelerde yakınsayabilmesi model zemin sınırlarının yapıya olan uzaklığına büyük ölçüde bağımlıdır. Diğer yandan büyütülen model zemin boyutları sebebiyle eleman ve çözülecek düğüm noktası sayısındaki artış, modelin zaman maliyetini önemli ölçüde artırmakta ve pratik uygulamalar için kullanılmasını güçleştirmektedir. Uzak bölgeyi temsil etmek için kullanılan ikinci yaklaşım ise sınırlarda yansıtmayan elemanlar yardımıyla yayılan dalgaların sönümlenmesini sağlamaktır. Literatürde sıkça tercih edilen bu yöntem, bu çalışma kapsamında araştırmaya konu olan zemin-yapı etkileşim problemlerini modellemek için kullanılmıştır.

Bu bilgiler ışığında aşağıda doğrudan analiz metodunun aşamaları kısaca özetlenmektedir:

- 1- Yapının malzeme özelliklerinin (doğrusal veya doğrusal olmayan) belirlenmesi ve modellenmesi
- 2- Yapının temel sisteminin modellenmesi (geometrisi, rijitliği ve ara yüzey özellikleri)
- 3- Zemin ortamın modellenmesi
- Zemin özelliklerinin (doğrusal veya doğrusal olmayan) belirlenmesi

- Zeminin modellenerek taban ve yanal sınırlarının belirlenmesi
- 4- Sınırlara uygulanacak girdi hareketinin düzenlenmesi
- 5- Zemin-yapı etkileşim analizinin yapılması ve yapı tepkilerinin elde edilmesi

1.3.1.1. Kütlesiz Temel Yaklaşımı

Üç boyutlu zemin-yapı etkileşim sistemini ele alabilmek için en yaygın olarak kullanılan yaklaşım, eklenmiş hareket formülüne dayalı olduğu için “Eklenmiş Hareket” veya “Kütlesiz Temel Yaklaşımı” olarak ifade edilmektedir (Clough ve Penzien, 2003; Livaoglu, 2005; Wilson, 2002). Bu metot temel olarak zemin-yapı etkileşimi hesabına girmeden temel taban seviyesinde serbest saha hareketinin elde edilmesini gerektirmektedir. Bu bağlamda bir boyutlu saha analizi yapabilen programlar yardımıyla temel taban seviyesindeki deprem içeriği ve ona bağlı olarak serbest saha yer değiştirmeleri elde edilebilmektedir. Buradan sonra yan sınırlarda ve temel zemin sisteminin tabanında rölatif (eklenmiş) yer değiştirmelerin sıfır olması durumunun sağlanması gerekmektedir.

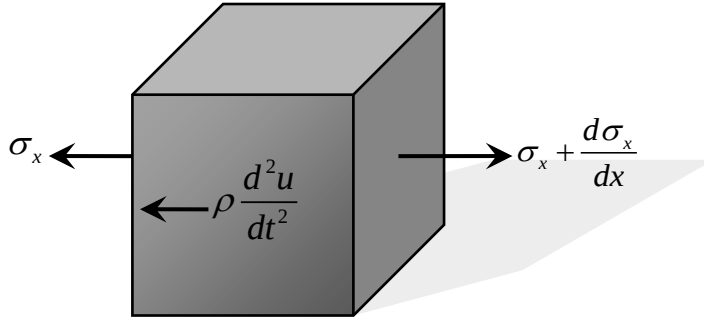
Çoğu yapısal analiz programının otomatik olarak sismik yüklemeyi modeldeki tüm noktalara uygulaması sebebiyle bu tip programlar ile zemin-yapı etkileşimi problemlerinin çözümünde dikkatli olunması gerekmektedir (Livaoglu, 2005; Wilson, 2002). Bu durumdan hareketle kütlesiz temel yaklaşımı geliştirilmiştir. Dikkate alınan bu yaklaşımda program yapı kütlesi sebebiyle sismik kuvvetlere bağlı olarak gelişen atalet etkilerini dikkate alırken temel zemin sisteminin kütlelerinin dikkate alınmaması sebebiyle temel zemin sistemi içinde atalet kuvvetleri yok sayılmaktadır. Bir başka deyişle burada temel zemin sistemi sadece rijitlik ifadeleriyle temsil edilmektedir.

Kütlesiz temel yaklaşımına bağlı olarak doğru sonuçların elde edilebilmesi, bir diğer deyişle hata payının kabul edilebilir seviyelerde kalabilmesi için temel zemin sisteminin boyutlarının yeterli büyüklükte seçilmesi gerekmektedir. Temel zemin sisteminin boyutlarındaki artışa bağlı olarak kütlesiz temel yaklaşımından elde edilen sonuçların yakınsaması artmaktadır. Burada temel zemin sisteminin yeterli boyutlarda alınmaması durumunda zemin ortamında ilerleyen sismik dalgalar tutulan sınırlardan modele tekrar geri dönmekte ve enerji modelin ağ sisteminde hapsedilmektedir. Enerjinin sistemde yeterli düzeyde sönmelenememesine bağlı olarak gelişen bu duruma kutu veya kafes etkisi adı verilmektedir (Kramer, 1996). Gelişebilen bu durum analiz sonunda gerçekçi olmayan sonuçlara sebep olmaktadır. Literatürde zemin-yapı etkileşiminin kütlesiz temel yaklaşımı ile dikkate alındığı birçok çalışma mevcuttur. Bunların birkaçında ayaklı su deposu ve baraj sistemleri ele alınmıştır (Chopra, 2020;

Livaoglu ve Dogangun, 2007a; 2007b; Sevim vd., 2011; Sevim vd., 2012; Wilson, 2002). Wilson (2002) bir baraj yapısının temel zemin sisteminin boyutlarının yeterli ölçülerde alınmaması durumunda sistemin temel periyotlarının yanı sıra maksimum ve minimum gerilme ile maksimum yer değiştirme tepkilerinde meydana gelen değişimleri karşılaştırmalı olarak göstermiştir. Livaoglu ve Dogangun (2007b) ayaklı su deposu için kütsüz temel yaklaşımı ve sanal sınırları kullanarak geliştirdikleri sonlu eleman modellerinden elde ettikleri en büyük sıvı salınım yer değiştirmesi, en büyük çatı yer değiştirmesi ve yükseklik boyunca rölatif yer değiştirme tepkilerini farklı zemin sistemleri için karşılaştırmalı olarak sunmuşlardır. Elde edilen sonuçlar bu iki yaklaşımın farklı zeminlerde önemli ölçüde birbirlerine yaklaşık sonuçlar üretebildiğini göstermiştir. Diğer yandan bu iki modelden elde edilen yer değiştirme farklarının zemin rijitliğindeki azalışa bağlı olarak genellikle arttığı gözlemlenmiştir. Sevim vd. (2011) kütsüz temel sistemini dikkate alarak geliştirdikleri kemer baraj-rezervuar-temel sisteminin sonlu eleman modellerini kullanarak bu yapının deprem davranışı üzerinde baraj suyu uzunluğunun ve yüksekliğinin etkilerini araştırmışlardır. Sevim vd. (2012) çevresel titreşim deneylerine dayanarak Berke barajının kütsüz temel kabulünü göre üç boyutlu sonlu eleman modelini geliştirmişlerdir. Geliştirilen bu modelin deneylere göre kalibrasyonu yapılmadan önce ve yapıldıktan sonra olmak üzere deprem etkisi altındaki tepkileri elde edilmiş ve bu tepkiler karşılaştırmalı olarak incelenmiştir.

1.3.1.2. Sonlu Elemanlar Modelinde Sanal Sınırların Kullanılması

Sonlu elemanlar modelinde zemin hacminin yeterince büyütülerek model sınırlarının tutulması yardımıyla zemin-yapı etkileşim problemi ele alınabilmektedir. Diğer yandan bu yaklaşımla doğru sonuçların elde edilebilmesi model zemin sınırlarının yapıya uzaklığı ile doğrudan ilişkilidir. İfade edilen yaklaşımda model hacminin büyütülmesi mümkün olmakla birlikte genişletilen zemin hacmi sebebiyle çözülmesi gereken düğüm sayısına bağlı olarak hareket denklemleri artmakta ve analiz süreleri önemli mertebelerde uzamaktadır. Bu bağlamda model sınırlarında sanal sınırlar kullanılarak optimum model boyutlarının belirlenmesi mümkündür. İfade edilen amaç için sınır koşullarının özelliklerini hesaplamada zemin ortamda x doğrultusunda yayılan bir düzlem dalgası ele alınmaktadır. Böyle bir durumda zemin ortamda dalga yayılımının sebep olduğu birim küp üzerine etkiyen kuvvetler Şekil 9'daki gibi gösterilebilir.



Şekil 9. x doğrultusunda birim küpe etkiyen kuvvetler

Şekil 9’da birim küp üzerinde gösterilen kuvvetlerden hareketle x yönündeki bir boyutlu denge eşitliği aşağıdaki gibi elde edilir (Eşitlik 8):

$$\rho \frac{d^2 u}{dt^2} - \frac{d\sigma_x}{dx} = 0 \quad (\text{Eşitlik 8})$$

Denge eşitliğinde σ_x , x doğrultusundaki gerilmeyi tanımlar ve aşağıda gösterildiği şekilde ifade edilebilir (Eşitlik 9):

$$\sigma_x = E_c \varepsilon_x = E_c \frac{du}{dx} \quad (\text{Eşitlik 9})$$

Burada, E_c ve ε_x sırasıyla hacimsel elastisite modülünü ve x doğrultusundaki şekil değiştirmeyi tanımlamaktadır. Bir boyutlu kısmi diferansiyel eşitlik, klasik dalga formunda aşağıdaki şekilde yazılabilir (Eşitlik 10):

$$\frac{d^2 u}{dt^2} - V_p^2 \frac{d^2 u}{dx^2} = 0 \quad (\text{Eşitlik 10})$$

Bu eşitlikte V_p zemin için dalga yayılım hızını göstermektedir ve Eşitlik 11 ile elde edilmektedir:

$$V_p = \sqrt{E_c / \rho} \quad (\text{Eşitlik 11})$$

Burada ρ malzemenin yoğunluğunu ifade etmektedir. Malzemenin hacimsel elastisite modülü (E_c) Eşitlik 12 ile elde edilmektedir:

$$E_c = E \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (\text{Eşitlik 12})$$

Yukarıdaki eşitlikte E ve ν sırasıyla malzemenin elastisite modülünü ve Poisson oranını tanımlamaktadır.

Pozitif x doğrultusunda harmonik dalga yayılımı için yer değiştirme ($u(t, x)$) ifadesi Eşitlik 13’de gösterildiği gibi tanımlanır:

$$u(t, x) = U \left[\sin \left(\omega t - \frac{\omega x}{V_p} \right) + \cos \left(\omega t - \frac{\omega x}{V_p} \right) \right] \quad (\text{Eşitlik 13})$$

Burada ω terimi harmonik hareketin frekansını tanımlamaktadır. Parçacığın x noktasındaki hızı, $\frac{du}{dt}$, Eşitlik 14’te gösterildiği gibi yazılabilir:

$$\dot{u}(t, x) = U \omega \left[\cos \left(\omega t - \frac{\omega x}{V_p} \right) - \sin \left(\omega t - \frac{\omega x}{V_p} \right) \right] \quad (\text{Eşitlik 14})$$

Şekil değiştirme, x doğrultusu için yeniden ele alınır ve zamana bağlı olarak yazılırsa Eşitlik 15 elde edilir:

$$\varepsilon(x, t) = \frac{du}{dx} = -\frac{\dot{u}(x, t)}{V_p} \quad (\text{Eşitlik 15})$$

Burada elde edilen şekil değiştirmeye karşılık gelen x doğrultusundaki gerilme, Eşitlik 16’daki gibi yazılabilir:

$$\sigma(x, t) = E_c \varepsilon(x, t) = -\rho V_p \dot{u}(x, t) \quad (\text{Eşitlik 16})$$

Yukarıda ifade edilen çıkarımlar basınç gerilmesi için basınç dalgası hızı kullanılarak elde edilmiştir (Wilson, 2002). Bu yaklaşımla elde edilen $V_p \rho$ ifadesi sınırda birim alana karşılık gelen sönüm ifadesidir. Benzer çıkarımların kayma dalgası için türetilmesi mümkündür. Serbest sınıra paralel yayılım sınır koşulu, birim sınır alanına karşılık gelen $V_s \rho$ değerinin elemanlara atanmasıyla kolaylıkla sağlanır. Bu amaç için kayma dalgası hızı aşağıdaki eşitlik yardımıyla dikkate alınır (Eşitlik 17):

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (\text{Eşitlik 17})$$

Burada G , zeminin kayma modülünü tanımlamaktadır.

Yukarıdaki ifadeler bir boyutlu dalga denklemi için türetilmiştir. Bir başka deyişle bu yaklaşım bazı kabuller altında P veya S dalgalarının ortamda yayılma hızlarına bağlı olarak geliştirilmiştir. Lysmer ve Kuhlemeyer (1969) tarafından dalga yayılım problemi iki boyutlu olarak ele alınmış ve homojen elastik bir zemine oturan kütsüz, rijit ve sürtünmesiz dairesel bir temelin düşey yönde harmonik titreşime maruz bırakılması problemi araştırılmıştır (Lysmer ve Richart, 1966). Araştırmacılar daha önceden çözülen bu problemi, geliştirdikleri viskoz sınırların bulunduğu nümerik modellerden elde edilen sonuçları kontrol etmek için kullanmışlardır. Önerilen yaklaşım için geliştirilen sayısal modelde standart viskoz sınırlar, modellerin uzak bölgesini tanımlamak için modelin düşey sınırlarına ve alt yatay sınırına yerleştirilmiştir. Önerilen nümerik modeller büyük ve küçük model olarak isimlendirilmiştir. Büyük modelde 682 düğüm noktası vardır ve dalga boyunun $\frac{3}{4}$ 'ü kadar mesafeye viskoz sınırlar yerleştirilmiştir. Küçük modelde ise 238 düğüm noktası vardır ve viskoz sınırlar 1-1/2 dalga boyu uzaklığa yerleştirilmiştir. Araştırmacılar, teorik çözümleri gerçekleştirilen modelden (Lysmer ve Richart, 1966) ve nümerik modellerden elde edilen yer değiştirme fonksiyonlarını karşılaştırmıştır. Yapılan karşılaştırmalar, büyük modelin küçük modele nazaran teorik çözümlerle daha uyumlu olduğuna işaret etmiştir. Bu bağlamda yeterli boyutlarda oluşturulan üç boyutlu sayısal bir modelin sınırlarında sanal sınırların kullanılabileceği açıkça anlaşılmaktadır. Bu amaç doğrultusunda model sınırlarında her bir doğrultu için yüzeyde oluşan gerilmeler Eşitlik 18'de ifade edildiği şekilde yazılabilmektedir:

$$\sigma_n + \rho V_p \dot{u}_n = 0; \tau_{t1} + \rho V_s \dot{u}_n = 0; \tau_{t2} + \rho V_s \dot{u}_{t2} = 0 \quad (\text{Eşitlik 18})$$

Bu eşitlikte ρ , V_p ve V_s terimleri sırasıyla zeminin yoğunluğunu, P dalgasının hızını ve S dalgasının hızını tanımlamaktadır. Sanal sınırlardaki doğrultular için n ve t indisleri kullanılmaktadır. Bu doğrultular dikkate alınarak sınırda oluşan normal gerilme (σ_n), kayma gerilmeleri (τ_{t1}, τ_{t2}) ve hız vektörleri ($\dot{u}_n, \dot{u}_{t1}, \dot{u}_{t2}$) kolaylıkla gösterilebilir (Şekil 10). A_n , A_{t1} ve A_{t2} ifadeleri, Şekil 10'da gösterilen sonlu eleman ağında viskoz elemanların ilgili doğrultularda çalışma alanlarını ifade etmektedir. Ayrıca N_n , N_{t1} ve N_{t2}

ifadeleri sınırdaki tek bir viskoz elemanın ilgili doğrultuda maruz kaldığı kuvveti tanımlamaktadır.

$$N_n = A_n \sigma_n$$

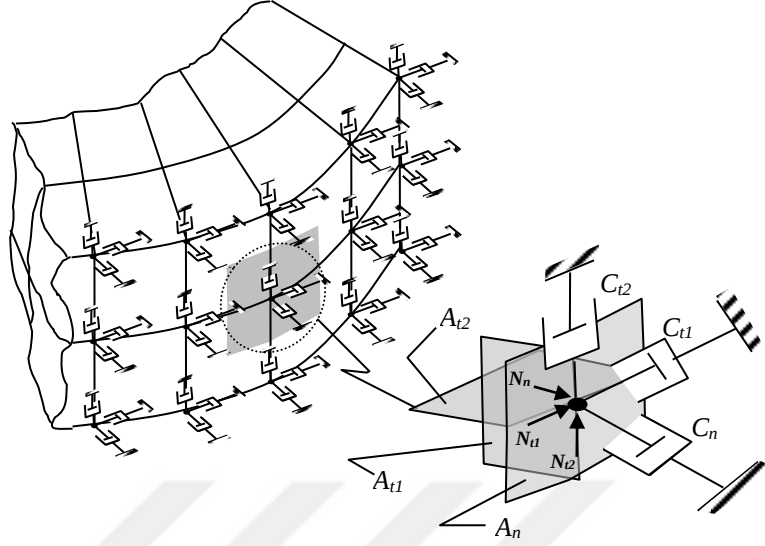
$$N_{t1} = A_{t1} \tau_{t1}$$

$$N_{t2} = A_{t2} \tau_{t2}$$

$$N_n + C_n \dot{u}_n = 0$$

$$N_{t1} + C_{t1} \dot{u}_{t1} = 0$$

$$N_{t2} + C_{t2} \dot{u}_{t2} = 0$$



Şekil 10. Sonlu elemanlar ağında viskoz elemanlarla sanal sınırların uygulanması (Livaoglu, 2005)

Şekil 10’da gösterilen viskoz elemanlar için tanımlanacak sönüm katsayıları, zemin-yapı sistemi için çözülecek hareket denkleminin sönüm matrisine (**C**), özel bir sönüm matrisinin eklenmesiyle dikkate alınabilmektedir. **C*** olarak tanımlanan özel sönüm matrisinin dahil edilmesiyle hareket denklemi aşağıdaki şekilde yazılır (Eşitlik 19):

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{u}(t)\} + [\mathbf{C}]\{\dot{u}(t)\} + [\mathbf{C}^*]\{\dot{u}(t)\} + [\mathbf{K}]\{u(t)\} = \{R(t)\} \quad (\text{Eşitlik 19})$$

Yukarıda ki eşitlikte yer alan **M** ve **K** ifadeleri sırasıyla zemin-yapı sistemi için hareket denkleminin kütlesi ve rijitliğini ifade ederken, $u(t), \dot{u}(t), \ddot{u}(t)$ ve $R(t)$ ifadeleri zemin-yapı sisteminin zamana bağlı yer değiştirmesini, hızını, ivmesini ve dış yükünü ifade etmektedir. Özel sönüm matrisi, viskoz elemanı oluşturacak düğüm noktalarının serbestlik kabiliyetine bağlı olarak tanımlanacak sönüm katsayılarından oluşmaktadır. Elemanın tek bir düğüm noktası için dikkate alınacak özel sönüm matrisi aşağıda ifade edildiği şekilde tanımlanmaktadır (Eşitlik 20):

$$[\mathbf{C}^*] = \begin{bmatrix} A_n \rho V_p & 0 & 0 \\ 0 & A_{t1} \rho V_s & 0 \\ 0 & 0 & A_{t2} \rho V_s \end{bmatrix} \quad (\text{Eşitlik 20})$$

Nümerik modellerde sanal sınırların kullanılması pratikliği sebebiyle tercih edilen bir uygulamadır. Diğer yandan sanal sınırların kullanılması, araştırmacıya her ne kadar model sınırlarını nispeten daha küçük boyutlarda seçebilme olanağı sağlasa da modelin yeterli doğrulukta yakınsayabilmesi sanal sınırların yerinin doğru belirlenmesiyle karşılanabilmektedir. Bu durum yukarıda açıklanan ve detaylı olarak Lysmer ve Kuhlemeyer (1969) tarafından ele alınan örnekte de açıkça görülmektedir. Model sınırlarının büyük olması ya da bir başka deyişle sanal sınırların yerinin yapıya olan uzaklığının artırılması modelin doğru sonuca yakınsama düzeyini artırırken aynı zamanda etkileşimden doğacak olan kusurların o oranda giderilmesini sağlamaktadır (Lysmer ve Kuhlemeyer, 1969; Wolf, 1988).

1.3.2. Alt Sistem Yaklaşımı

Alt sistem çözüm yöntemleri, uygun bir modelleme kurgusu ile zemin-yapı etkileşim problemlerini basitleştirerek gerçeğe yakın bir şekilde tasvir edebilmektedir. Bu çözüm yöntemleri, esasen ankastre temel varsayımına dayalı yapı sisteminin serbestliklerine, zeminin rijitlik ve sönüm mekanizmalarından kaynaklanan serbestliklerin dahil edilmesi şeklinde düşünülebilir. Bu serbestlikler, çoğu problem için zemin-yapı sisteminin ötelenme ve dönme serbestliklerine bağlı olarak dikkate alınmaktadır. En basit düzeyde böyle bir sistemin temsili, tek serbestlik seviyesine düşürülerek sistemin ötelenme modu ve dinamik tepkileri elde edilebilmektedir.

Dinamik rijitlik yöntemi veya alt sistem yaklaşımının temel olarak üç aşamadan oluştuğu söylenebilir (ASCE, 2000):

1- Yaklaşım için kullanılmak üzere temel seviyesinden uygulanacak titreşim hareketinin belirlenmesi gerekmektedir. Kinematik etkileşim veya yapı sisteminin kütlesiz temelinin tepkisinin belirlenmesi aşaması olarak adlandırılan bu adım, temel beklenen deformasyonunu modellemek için zemin-temel ara yüzeyi boyunca kinematik sınır koşullarının uygulanmasını içermektedir. Temel sisteminin yüzeysel olduğu ve deprem dalgalarının dikey olarak yayıldığı kabul edilirse temel sisteminin girdi hareketinin zemin yüzeyinde elde edilecek serbest saha hareketine benzer olacağı düşünülebilir. Diğer tüm durumlar için bu iki tepki birbirinden temel olarak iki sebepten dolayı farklı olacaktır. Bu durumun birinci sebebi, sismik dalgaların zemin-temel sistemi arayüzünden saçılmasıdır. İkincisi ise temel üzerindeki noktaların temel geometrisi ve rijitliğine göre hareket etmek üzere sınırlandırılmasıdır. Temelin efektif rijitliği zeminin rijitliğine kıyasla büyük olduğunda, rijit davranışın geçerli olacağı varsayılır. Böyle bir durumda temel sisteminin hareketi, üçü ötelenme ve üçü dönme

olmak üzere altı serbestlik derecesiyle tanımlanır. Temelin girdi hareketi; titreşim frekansına, temelin şekline, zemin özelliklerine, zemin davranışına, zemin katmanlarına ve serbest saha hareketinin dalga bileşimine bağlıdır.

2- Zeminin kuvvet-yer değiştirme karakteristiklerini ifade eden temel rijitliklerinin veya dinamik rijitliklerin tanımlanması gerekmektedir. Rijit bir temel sistemi için bu, yukarıda ifade edilen altı serbestlik derecesi ile kuvvetleri ve momentleri ilişkilendiren altıya altı bir matrisin tanımlanmasını gerektirir. Genel olarak rijitlik ifadeleri karmaşık değerli ve frekans bağımlı olmaktadır. Temelin dinamik rijitlikleri zemin katman sayısına, malzeme özelliklerine, titreşim frekansına ve temel sisteminin şekline bağlı olarak değişmektedir.

3- Oluşturulan hareket denklemlerinin çözülerek bağlaşıklık zemin-yapı sisteminin analiz edilmesi gerekmektedir.

Burada alt sistem yaklaşımı için unutulmaması gereken bir başka husus da bu yaklaşımın süperpozisyon prensibine dayalı olması nedeniyle doğrusal veya eş değer doğrusal analizle sınırlandırılmış olduğudur (ASCE, 2000, 2017).

1.4. Literatür Araştırması

Menfez yapıları; sulama, drenaj ve taşımacılık gibi birçok altyapı problemini ortadan kaldırmak için inşaat mühendisliği uygulamalarında sıklıkla kullanılmaktadır. Uygulamada yağışlar sonucu oluşan veya akan küçük akıntılarının yönlendirilmesinde kullanılan ve her ne halde olursa olsun iki kenar ayak açıklığı 10 m'den küçük olan bu yapılar hidrolik sanat yapıları arasında yer almaktadır (KGM, 2013). Genellikle zemine gömülü olarak tasarımı tercih edilen bu yapıların bazı durumlarda üzerinde örtü dolgusu olmadan direkt olarak araç geçişine müsaade edecek şekilde tasarlanabildiği de bilinmektedir. Bu bağlamda KGM (2013) teknik şartnamesinde menfez yapıları; betonarme kutu menfezler, kemer menfezler ve tabliyeli menfezler olmak üzere üç ana başlık altında toplanmaktadır.

Geleneksel olarak dayanma yapılarında olduğu gibi menfez duvarlarının sismik tasarımı da deprem esnasında gelişen ve yan duvarlara etkiyen sismik yüklerin tahmini üzerine dayandırılmaktadır. Gerçekte duvar üzerine etkiyen dinamik yüklerin dağılışı ve bu yüklerin büyüklüklerinin tahmin edilebilmesi zordur. Bu nedenle bu tür yapıların sismik tasarımında yüklerin tahmini için bazı basitleştirilmiş yaklaşımlar oldukça makul ve pratik çözümler sunabilmektedir. Menfezler dayanma yapıları içerisinde; ankrajlı palplanşlar, kazık perde duvarlar ve betonarme konsol istinat duvarları gibi esneyen duvarlar sınıfına giren dayanma yapılarının aksine kaya zemin üzerine oturan ağırlık taş

duvar ve rijit bodrum perdesi gibi duvar tepe hareketlerine bağılı olarak maksimum pasif ve minimum aktif kama durumlarının gelişmediğı rijit esnemeyen duvarlar sınıfında yer almaktadır. Bu nedenle menfezlerin dinamik tasarımında kullanılan analitik metotları esneyen duvarlar ve rijit esnemeyen duvarlar için önerilen metotlar olmak üzere iki ana başlık altında toplamak uygun olmaktadır (Kramer, 1996). Esneyen duvarların tasarımına yönelik ilk yaklaşımlardan biri Okabe (1924) ve Mononobe ve Matsuo (1929) tarafından önerilmiştir. Mononobe-Okabe (M-O) metodu olarak bilinen bu metotta, duvar arkasında gelişen Coulomb aktif veya pasif üçgen kamalarına sözde en büyük deprem ivmesi etki ettirilerek toplam itki kuvveti elde edilebilmektedir. Bu metot daha sonra Seed ve Whitman (1970) tarafından yapılan bazı basit kabuller doğrultusunda düzenlenmiş ve aktif durum için dinamik itkilerin elde edilış yöntemi gösterilmiştir. Araştırmacılar bu çerçevede çoğı pratik problem için toplam itki kuvvetinin statik ve dinamik bileşenlerden oluştuğı kabulünün yapılabileceğini ifade etmişlerdir. Benzer bir yaklaşım pasif dinamik itki hesabı için Towhata ve Islam (1987) tarafından sunulmuştur. Bu yaklaşımlara göre elde edilecek pasif veya aktif itki değerleri, ilk önce statik ve dinamik itki değerlerinin toplamı olarak hesaplanmaktadır. Bu aşamadan sonra dinamik itki değeri, statik itki değerinin toplam itki değerinden çıkartılmasıyla rahatlıkla elde edilebilmektedir. Bu yaklaşımlar sundukları kolaylıkların yanı sıra bazı temel dinamik karakteristikleri dikkate alamamaktadır. Gerçek durumda duvar arkasındaki dolgu içinde gelişen faz farkı ve büyütme etkileri bunlardan yalnızca bazılarıdır. Bahsedilen bu eksiklikler Steedman ve Zeng (1990) tarafından önerilen yöntem ile dikkate alınmıştır. Açıklanan bu yöntemlere ek olarak literatürde birçok araştırmacı tarafından esnek duvarların sismik tasarımına yönelik katkılar sunulmuştur (Evangelista vd., 2010; Mylonakis vd., 2007; Veletsos ve Younan, 1997; Younan ve Veletsos, 2000). Yukarıda ifade edildiğı üzere, rijit esnemeyen duvarlar üzerinde dinamik ve statik yüklemeler altında minimum aktif veya maksimum pasif kama durumu, dayanma duvarı tepesinde gerekli yer değıştirme mertebelerine ulaşamadığı için gelişmemektedir. Esneyen duvarların sismik tasarımında kullanılan basit yaklaşımları, esnemeyen rijit dayanma duvarlarının sismik tasarımında kullanmak pratik bir yaklaşım sunarken yapılacak tahminlerin geçerliliğini birçok yönüyle sorgulatacaktır. Buradan hareketle menfez yapıları gibi oldukça rijit, esnemeyen duvarların sismik analizine yönelik ilk çalışma 1970’li yılların başlarında Wood (1973) tarafından gerçekleştirilmiştir. Wood (1973), çoğı pratik problem için geçerli olabilen, düşük frekans içeriğinde duvara gelen zemin basınçlarının elastik bir çözüm yardımıyla elde edilebileceğini göstermiştir. Bu yöntem kullanılarak rijit sürtünmesiz bir duvar için

duvar temeli üzerindeki dinamik devrilme momenti ve dinamik itki değerleri rahatlıkla elde edilebilmektedir. Scott (1973), önerdiği kütle-yay sisteminden oluşan matematiksel modelde, rijit bir duvara gelen sismik basınçları elde etmek için uzak bölge zemin sisteminin hareketini temsil eden üniform konsol bir kayma kirişini, rijit bir duvara yüksekliği boyunca rijitlik ifadeleri değişen bir grup yay ile bağlamıştır. Bu yaklaşım Jain ve Scoot (1989) tarafından duvar esnekliğini dikkate almak için genişletilmiştir. Veletsos ve Younan (1994a, 1994b), tabandan sabitlenmiş ve dönmesi sınırlandırılmış bir rijit duvar sistemi ile tam yapışma halini dikkate aldığı yarı-sonsuz dolgu sistemini kullanarak, duvar üzerine gelen dinamik zemin basınçlarını ve kesme kuvvetlerini tahmin edebilen bir yaklaşım önermiştir. Benzer bir yaklaşım sunan Wolf (1997), rijit bir duvar üzerine gelen dinamik zemin basınçlarını tahmin edebilecek kütle-yay-sönümleyici elemanlarından oluşan matematiksel bir model önermiştir. Önerilen bu yaklaşım, malzeme sönümlerini doğrudan dikkate alabilmektedir. X. Li (1999), Veletsos ve Younan (1994a) tarafından rijit duvarların dinamik tepkilerini elde etmek için sunulan elastik çözümü, zemin esnekliği ve sönümünü dikkate alarak geliştirmiştir. G. Wu ve Finn (1999), rijit duvarların sismik tasarımında kullanılmak üzere modifiye edilmiş kayma kiriş modeli (G. Wu ve Finn, 1996) için sismik itkilere dayalı tablolar geliştirmiştir. Ostadan (2005), gömülü bina duvarlarına gelen sismik basınçların tahminine yönelik bir yöntem geliştirmiştir. İleri sürdüğü yaklaşım için geleneksel metotları kullanarak yapmış olduğu karşılaştırmalarda, önerilen metodun maksimum sismik basınçlar yönünden Wood (1973)'un çözümüyle oldukça yakın sonuçlar üretebildiğini göstermiştir. Burada özellikle ifade edilmesi gereken bir diğer husus da, M-O metodu kullanılarak elde edilen maksimum sismik basınçların, Wood (1973)'un yaklaşımı ve önerilen basitleştirilmiş metodun kullanılması ile elde edilen tahmin sonuçlarından oldukça küçük kaldığıdır. Yükleme frekansının içeriği, zemin rijitliği, yapı rijitliği, yarı-sonsuz zemin ortamın homojenliği gibi birçok faktörün rijit duvarlara gelen sismik basınçların büyüklüğünü etkilediği araştırmacılar tarafından gerçekleştirilen parametrik çalışmalarda açıkça görülmektedir. Bu bağlamda bazı araştırmacılar, rijit duvar-dolgu etkileşim probleminin kesin çözümlerini zemin ortamının doğrusal poroelastik (Papagiannopoulos vd., 2015), sürekli homojen olmayan (Vrettos vd., 2016) veya cross-anisotropic poroelastik (Beskou vd., 2018) olması koşulları için elde etmiştir. Yukarıda kısaca özetlenen analitik yaklaşımlar, esneyen ve esnemeyen duvarlar üzerine gelen sismik itkilerin tahminlerine yönelik olup deprem öncesi gerçekleştirilecek tasarım aşaması için genel olarak pratik ve faydalı bilgiler sunmaktadır. Ancak analitik yaklaşımlarda yapılan basitleştirici kabullerin, bu metotları

zemin-yapı etkileşimi gibi oldukça karmaşık problemlerin incelenmesi hususunda zaman zaman yetersiz kılabilirdi ifade edilebilir. Diğer bir deyişle, böyle problemlerin incelenmesi yapının sismik davranışları üzerinde önemli ölçüde etkili olabilen zemin-yapı sistemini birçok yönüyle dikkate almayı gerektirmektedir. Bu amaç doğrultusunda literatürde dayanma yapılarının ve dayanma yapısını andıran yapı sistemlerinin sismik davranışları üzerine sonlu elemanlar veya sonlu farklar yöntemleri kullanılarak yapılmış birçok araştırma bulunmaktadır (Al-Homoud ve Whitman, 1999; Al Atik ve Sitar, 2010; Athanasopoulos-Zekkos vd., 2013; Cakir, 2013; 2014a; 2014b; 2017; Cakir ve Livaoglu, 2013; Cakir ve Ozturk, 2020; Callisto ve Soccodato, 2010; Elgamal vd., 1996; Evangelista vd., 2010; Jadhav ve Prashant, 2020; Navarro ve Samartin, 1989; Ozturk vd., 2022; Ozturk vd., 2023; Salem vd., 2020; Siddharthan ve Maragakis, 1989; Siller vd., 1991; Srikar ve Mittal, 2020; Zamiran ve Osouli, 2018).

Dayanma duvarlarına gelen sismik kuvvetlerin elde edilmesinin yanı sıra tasarımda dikkate alınması gereken bir diğer önemli husus da deprem sonrası hizmet edebilirliğin ve lojistik hizmetlerin yürütülmesinin sağlanabilmesi bakımından gelişecek kalıcı yer değiştirmelerin tahminidir. Deprem esnasında gelişen nispeten büyük kalıcı yer değiştirmeler bazı duvarlar için önemsiz olabilirken, çok daha küçük yer değiştirmeler bazıları için toptan göçmeye sebep olabilmektedir. Bu doğrultuda Richards ve Elms (1979) izin verilebilir duvar kalıcı yer değiştirmelerinin tahminine yönelik ağırlık dayanma duvarları için bir yöntem önermiştir. Bu yöntem temel olarak ivmesinin denenerek elde edilmesine dayandırılmaktadır. Bahsedilen bu yöntem oldukça pratik olmasının bir sonucu olarak dinamik zemin basıncı problemini belli yönleriyle ihmal eden bazı varsayımlar üzerine kurulmaktadır. İfade edilen bu sebeplerden dolayı Whitman ve Liao (1985), Richards ve Elms (1979) tarafından kabul edilen basitleştirmelere bağlı olarak tahmin sonuçlarını etkileyen birçok modelleme hatasını tanımlamışlardır. Ayrıca Wong (1982) tarafından kayan blok analizinde 14 yer hareketi için elde edilen sonuçları kullanarak kalıcı yer değiştirmelerin tahminine yönelik bir formül geliştirmişlerdir. Kalıcı duvar yer değiştirmelerinin tahminine yönelik benzer bir deterministik yöntem, Cai ve Bathurst (1996) tarafından önerilmiştir. Araştırmacılar çalışmalarında ayrıca kalıcı yer değiştirmelerin tahminine yönelik olarak seçtikleri bazı metotları, boyutsuz yer değiştirme terimi ve standardize edilmiş yer değiştirme ifadeleri yönünden kritik ivme oranına bağlı olarak karşılaştırmışlardır.

Yer altı yapılarının sismik analizi ve tasarımı, sismik yükün tanımlanma ve modellenme şekline bağlı olarak üç temel yaklaşımla gerçekleştirilebilir (Pitilakis ve Tsiniadis, 2014). Bunlar kuvvete dayalı, yer değiştirmeye dayalı ve sonlu elemanlar veya

sonlu farklar gibi sayısal yöntemlere dayalı yaklaşımlardan oluşmaktadır. Nümerik metotların doğası gereği zemin-yapı etkileşimini dikkate alabildiği düşünülürse diğer iki yöntemin temel olarak zemin-yapı etkileşim sistemini dikkate alabilen veya dikkate alamayan yaklaşımlardan oluştuğu düşünülebilir. Zemin-yapı etkileşiminin dikkate alınmadığı yöntemlerde yapının serbest zemin deformasyonlarına maruz kalacağı kabul edilirken etkileşimin dikkate alındığı metotlarda yer değiştirmeler veya eş değer kuvvetler açısından girdi hareketi, yapının varlığını hesaba katmak için değiştirilerek kullanılmaktadır. Burada önemli olan en temel husus sismik analizlerde yapının enine ve boyuna olmak üzere iki yönde analize tabi tutulması gerekliliğidir. Enine doğrultudaki yöntemlerin içerikleri incelendiğinde, kuvvete dayalı yöntemlerde sismik yükün, statik olarak yapı üzerine hareket eden eş değer kuvvetler şeklinde uygulandığı görülmektedir. Böyle bir sismik analiz yönteminde yer altı yapısı genellikle kiriş elemanlar kullanılarak çerçeve bir sistem olarak ele alınmaktadır. Yer altı yapıları genellikle tamamen gömülü olarak tasarlandığından üzerindeki dolguya ve sismik yüklere dayanabilmesi beklenmektedir. Bu sebeple büyük boyutlara sahip, kalın kesitli elemanlardan oluşabilen bilhassa dikdörtgen yapılar üzerinde zemin-yapı etkileşimi daha önemli bir hal alabilmektedir. Bahsedilen bu durum, eğer gerçekleşirse zemin ötelenmesine kıyasla yapısal ötelenmede ciddi bir değişime sebep olabilir. Bu bağlamda sözde ötelenme oranını ifade ederek bu durumu dikkate alan bazı yaklaşımlar J. N. Wang (1993) ve Penzien (2000) tarafından önerilmiştir. Kuvvete dayalı yöntem olarak nitelendirilebilecek bir diğer yaklaşım, basitleştirilmiş eş değer statik analiz yöntemidir. Burada enine doğrultudaki analiz adımı zemin yaylarla (dinamik rijitliklerle) temsil edilirken yapı genellikle kiriş elemanla temsil edilmektedir (ISO, 2005; Pitilakis ve Tsiniadis, 2014). Sismik yükleme için sisteme statik olarak tanımlanacak yükler; yapının kendi ağırlığı ve üst tabakadan yapıya gelen efektif basınç nedeniyle oluşan ataletsel statik yükler, yapı çevresindeki sismik kayma gerilmeleri ve yapı duvarlarında gelişen dinamik zemin basınçlarından oluşmaktadır. Burada, eş değer ataletsel yükler yapı derinliğinde hesaplanan ortalama ivmeye bağlı olarak tahmin edilmektedir. Sismik kayma gerilmeleri ise eş değer doğrusal veya doğrusal olmayan malzeme modelleri kullanılarak bir boyutlu saha tepki analizlerinden elde edilebilmektedir (Schnabel vd., 1972). Dikdörtgen kesitli gömülü yapıların sismik duvar basınçları elde edilirken istinat duvarlarının sismik tasarımında kullanılan Okabe (1924) ve Mononobe ve Matsuo (1929) tarafından geliştirilen yaklaşımlar, rijit duvarlar için bazı yönetmeliklerde yer alan sismik tasarım yöntemleri veya çeşitli varsayımlara dayalı kabuller kullanılmaktadır (CEN, 2004; Resmi Gazete, 2020).

Yer değiştirmeye dayalı analiz yöntemlerinde sismik yükler, sismik yer değiştirmeler açısından tanımlanmaktadır. Bu yöntemler; a) serbest alan yaklaşımı, b) basitleştirilmiş eş değer statik analiz yöntemi ve c) dairesel tünellerde zemin-yapı etkileşimini dikkate alan basitleştirilmiş çözüm yöntemleri şeklinde sınıflandırılabilir. Serbest alan yaklaşımındaki temel varsayım yapının serbest alan zemin bozulmalarına maruz kalacağıdır. Böyle bir durumda dairesel gömülü yapılar için kapalı form çözümler geliştirilmişken dikdörtgen şekilli gömülü yapılarda basitleştirilmiş çerçeve analizi çözümü önerilmiştir. Dairesel gömülü yapılarda enine doğrultuda dalga geçişleri yapıda ovalleşme deformasyonlarına sebep olmaktadır. Bu deformasyonlar elastik zemin ortamında yapı ebatlarında bir boşluğun olması veya olmaması durumuna bağlı olarak yapılan analiz sonuçlarından serbest alan kayma deformasyonları kullanılarak elde edilebilmektedir. Öte yandan dikdörtgen şekilli gömülü yapılar için basitleştirilmiş statik çerçeve analizinde yapı, serbest alan zemin kayma bozulmalarına maruz kalan bir çerçeve olarak dikkate alınılmaktadır. Kayma deformasyonları burada bir boyutlu serbest alan zemin tepki analizlerinden rahatlıkla elde edilebilmektedir (Schnabel vd., 1972). Yer değiştirmeye dayalı basitleştirilmiş eş değer statik analizlerde, kuvvete dayalı eş değer statik analizlerden farklı olarak yan duvarlara gelen sismik basınç kuvvetleri değil, bir boyutlu sismik tepki analizlerinden elde edilen sismik zemin deformasyonları kullanılmaktadır. Zemin-yapı etkileşimini dikkate alabilen, dairesel tünellerin basitleştirilmiş çözümlerine yönelik literatürde birçok çalışma mevcuttur (Bobet, 2003; Park vd., 2009; Penzien, 2000; Penzien ve Wu, 1998; J. N. Wang, 1993). Araştırmacılar sundukları basitleştirilmiş yaklaşımlarda, dairesel gömülü yapıların sismik tepkilerini elde edebilmek için zemin-yapı etkileşim arayüzünü bazı kabuller çerçevesinde ele almışlardır. Bu kabuller, teğetsel doğrultuda zemin ve yapı arasında yapışmanın olmadığı tam kayma (full slip) durumu ile zemin ve tünel arasında mükemmel yapışmanın kabul edildiği ve kaymanın olmadığı durum (no slip) olarak ifade edilmektedir. Sismik yapı davranışlarının elde edilme aşamasında kullanılan ve zemin-yapı temas koşulları için iki limit durumu yansıtan bu kabullerin, gömülü yapıların gerçek temas durumunu yansıtmada zaman zaman geçerliliğini yitirebileceği söylenebilir. Gömülü yapılarda zemin-yapı arasındaki temas durumu çoğu zaman bu iki limit durumun arasında gerçekleşmektedir (Pitilakis ve Tsiniadis, 2014).

Günümüzde yer altı yapılarının enine dinamik davranışlarının elde edilmesine yönelik olarak kullanılan diğer yöntemler, sonlu elemanlar ya da sonlu farklar gibi sayısal yöntemlerden oluşmaktadır. Yukarıda bahsedilen enine doğrultudaki analiz yöntemleri, hesap ve süre maliyetleri bakımından önemli ölçüde tasarruf sağlarken

yöntemlerin temellerini dayandığı yanal zemin basınçlarının tahmini veya empedans fonksiyonlarının doğru belirlenmesi gibi bazı zorlukları içermektedir. Bu çerçevede nümerik metotların kullanılmasının diğer metotlara kıyasla sunduğu birçok kolaylık olduğu söylenebilir. Tasarım mühendisleri paket programlar veya genel amaçlı yapısal analiz programları yardımıyla iki boyutlu sayısal modeller geliştirebilmektedir. Böyle modellerde yer altı yapıları için giriş elemanlar kullanılırken onları çevreleyen zemin elemanları düzlem deformasyon özelliği barındıran kabuk veya katı elemanlardan oluşmaktadır. İki boyutlu olarak dikkate alınan zemin ve yapıdan oluşan model, doğası gereği zemin-yapı etkileşim sistemini dikkate alabilmektedir. Burada zemin ve yapı etkileşim sisteminin büyük ölçüde gerçek problemi yansıtabilmesi dikkate alınan model için birçok değişkene bağlı olmaktadır. Bu değişkenler; ağ boyutları, zaman tanım aralıkları, zemin ve yapı için kullanılan malzeme bünye modelleri, zemin ortamının boyutları ve zemin-yapı ara yüzeyi için tercih edilen yaklaşımlar olarak ifade edilebilir. Araştırmacılar iki boyutlu modellerin yanı sıra üç boyutlu modeller geliştirerek de detaylı analizler yapabilmektedir (Hung vd., 2009). Sayısal yöntemler, detaylı eş değer statik analiz ve tam dinamik zaman tanım analizleri olarak iki temel başlık altında ifade edilebilmektedir. Detaylı eş değer statik analizde sismik yük, geliştirilen zemin sisteminin yan sınırlarından statik olarak serbest alan sismik deformasyonları bakımından uygulanır. Burada uygulanan statik yer değiştirmeler bir boyutlu serbest alan analizi yapılarak elde edilen zemin tepkileridir. Sisteme uygulanacak yer değiştirmeler, zaman adımıyla bağımsız olarak her derinlik için elde edilen maksimum değerler veya yapı derinliğinde zemin kayma bozulmalarının maksimum olduğu zaman adımıdaki değerler olarak dikkate alınabilir. Sismik tasarımda kullanılmak üzere bu tepkiler birçok deprem kaydı için her derinlikteki ortalama değer dikkate alınarak elde edilmelidir. Diğer yandan Federal Highway Administration (FHWA) tasarım esasları (Hung vd., 2009), bir boyutlu zemin tepki analizlerinden elde edilen her derinlikteki yer değiştirme-zaman geçmişlerini statik olarak modele uygulamak için bir yöntem tanımlamaktadır. Burada eş değer statik analiz için önerilen yaklaşımların doğru sonuçlar üretebilmesi için yapının her iki tarafından da uygun uzaklığın seçilmesi büyük önem arz etmektedir. Yapı kesitinin geliştirilen modelin yan sınırlarına olan mesafeleri eğer yeterli uzaklıklarda alınmazsa uygulanan yüklerin sisteme, zemin-yapı etkileşim mekanizması aracılığıyla dağılımı doğru gerçekleşmemektedir. Sonuç olarak bu durum sayısal çözümün sonuçlarını önemli ölçüde etkileyebilmektedir. Eş değer statik analiz yöntemi araştırmacılara sunduğu kolaylıklar ve gerek zaman gerekse analiz sonuçlarının kapladığı yer

bakımından tam dinamik zaman tanım alanı analizine kıyasla daha tasarruflu olması sebebiyle tercih edilebilmektedir. Öte yandan yer altı yapılarının sismik analiz aşamalarında, zaman tanım alanında dinamik analiz yöntemlerinin eş değer statik analizlere kıyasla daha karmaşık ancak daha doğru sonuçları veren yöntemler olduğu söylenebilir (Hung vd., 2009; ISO, 2005). Zaman tanım analizinde, zemin-yapı etkileşim sistemi modelinin geliştirilmesi hem kinematik etkileşim hem de ataletsel (eylemsizliğe bağlı) etkileşim yönünde oldukça başarılı bir şekilde yansıtılabilmektedir. Ayrıca burada ifade edilmesi gereken bir diğer husus da bu analiz yaklaşımında yapı ve zemin ortamı için tercih edilen malzeme bünye modelleri ile zemin-yapı etkileşim sisteminde çözüm hassasiyetinin büyük ölçüde arttırılabildiğidir. Zemin davranışlarını yansıtılabilmek için kullanılan bu malzeme modelleri farklı kabuller yapmakla birlikte doğrusal olmayan gerilme deformasyon ilişkisinden de yararlanabilmektedir.

Gömülü yapıların sismik tasarımında yapı için boyuna sismik analizlerin gerçekleştirilmesi büyük önem arz etmektedir. Uzunluğu nispeten büyük yer altı yapılarının, sismik yükler altında kendi ataletsel davranışlarından kaynaklı gerçekleşebilecek zararların yanı sıra farklı oturmalar, fay kırılmaları ve titreşimlere bağlı olarak tetiklenen büyük zemin hareketlerinden kaynaklı ciddi yapısal hasarlara maruz kalabildiği bilinen bir husustur. Bu bağlamda araştırmacıların yer altı yapılarının boyuna sismik tasarımında kullandıkları analiz yöntemlerini Ptilakis ve Tsiniidis (2014) beş ana başlık altında toplamıştır. Bunlar; yer değiştirmeye dayalı tasarım yöntemleri, analitik çözümler, kütle-yay yöntemleri, basitleştirilmiş eş değer statik ve dinamik analiz yöntemleri ve tam nümerik üç boyutlu dinamik analiz yöntemleridir. Yer değiştirmeye dayalı tasarım metotları, sismik dalgaların geçişine bağlı olarak gelişen zemin deformasyonlarını girdi olarak dikkate almaktadır. Burada zemin, sönüm ve rijitlik elemanlarıyla temsil edilirken tünel bir giriş eleman yardımıyla temsil edilmektedir (Hindy ve Novak, 1979). Yer altı yapılarının tepkilerini elde etmek için oldukça pratik çözümler sunabilen analitik çözümler ise zemin-yapı etkileşim etkilerini hesaba katma veya katmama gibi birtakım kabuller çerçevesinde geliştirilmiştir. Yüzey ve hacim dalgalarının, yapı ve onu çevreleyen zemin çevresinde birtakım deformasyonlar meydana getirebildiği bilinmektedir. St John ve Zahrah (1987) S, P ve Rayleigh dalgalarına bağlı olarak gelişen çeşitli deformasyon ifadelerini tablo halinde sunmuş ve tünel tepki analizinde kullanılmak üzere bazı rijitlik ifadeleri önermişlerdir. Bu araştırmacılar sinüzoidal yükleme altında elastik zemine oturan elastik bir giriş durumunu dikkate alarak tünel kuvvetlerinin elde edilmesine yönelik çözümler önermişlerdir. Benzer bir yaklaşım yer altı otoparkları için JRA (1992) tarafından

sunulmuştur (Kawashima, 2000; Pitilakis ve Tsinidis, 2014). Bu yaklaşım zemin-yapı etkileşimi için Winkler modelini kullanmakta ve yapı önceden tanımlanan sismik deformasyonun etkitildiği bir kiriş olarak dikkate alınmaktadır. Üçüncü yöntem olan kütle-yay modeli, Kiyomiya (1995) tarafından batırılmış tüneller için önerilmiştir. Bu yöntem daha sonra tüm uzun yer altı yapılarının sismik tasarımı için genelleştirilmiştir. Basitleştirilmiş bu yaklaşımda tünel uzunluğu boyunca ana kaya üzerinde kayma modunda titrediği farz edilen yüzey katmanı birçok dilime bölünmektedir. Daha sonra her dilim bir eş değer kütle-yay sistemi ile temsil edilmektedir. Modelde kütle, dikkate alınan uzunluk boyunca bölünen her bir zemin diliminin kütlesini temsil ederken yaylar ve sönümleyiciler sırasıyla bu dilimlerin rijitliklerini ve sönümlerini temsil etmektedir. Burada bahsedilen dilim için kullanılan yaylar ana kayaya bağlanmaktadır. Ayrıca komşu dilimler arasındaki bağlantılar yine kütleden kütleye yay ve sönümleyici elemanlar aracılığıyla dikkate alınmaktadır. Tünel sistemi burada bir kiriş eleman olarak tanımlanmakta ve eş değer kütlelere rijitlik yayları kullanılarak bağlanmaktadır. Bu metoda benzer bir diğer kütle-sönümleyici-yay modeli yer altı tünellerinin düşey yöndeki sismik tepkilerini incelemek için sistemin ilk düşey modu dikkate alınarak Zhu vd. (2018) tarafından önerilmiştir. Araştırmacılar sundukları yaklaşımın geçerliliğini sonlu elemanlar yöntemini kullanarak oluşturdukları model aracılığıyla göstermişlerdir. Dördüncü grup yaklaşımlar iki analiz yöntemini içermektedir. Bunlardan ilki basitleştirilmiş eş değer statik analiz yöntemidir. Bu yöntemde sonlu elemanlar veya sonlu farklar kullanan bir paket program yardımıyla yer altı yapısı elastik bir zemin üzerindeki bir kiriş olarak modellenmektedir (ISO, 2005; Pitilakis ve Tsinidis, 2014). Sismik yük bu yöntemde üç boyutlu değişimi dikkate alabilen eş değer statik yük olarak en büyük zemin deformasyonları açısından uygulanmaktadır. Burada dikkat edilmesi gereken husus yaylar arasındaki mesafedir. Bir diğer analiz tipi olan eş değer basitleştirilmiş dinamik analizde ise eş değer statik analizden farklı olarak dinamik yükleme zaman tanım alanında gerçekleştirilmektedir (Anastasopoulos vd., 2007). Beşinci ve son grupta yer alan tam sayısal üç boyutlu dinamik analizlerde sonlu farklar yöntemi, sonlu elemanlar yöntemi veya toplanmış kütle yaklaşımı (ISO, 2005; Pitilakis ve Tsinidis, 2014) kullanılarak zaman tanım alanında tam dinamik analizler gerçekleştirilmektedir. Bu yaklaşım tarzında modelin üç boyutlu olarak geliştirilmesi sebebiyle analiz süresince yapının hem enine hem de boyuna davranışlarının elde edilmesine olanak sağlanmaktadır. Ayrıca geliştirilen model için malzeme bünye modellerinin dikkate alınabilmesinin yanı sıra zemin-yapı etkileşiminin gerçekleştiği ara yüzey davranışının yansıtılabilmesi, bu yöntemi yer altı yapılarının sismik

tasarımında en elverişli yöntemlerden biri yapmaktadır. Avantajlarının yanı sıra bu analiz yöntemini kullanmak analiz için gerekli süre ve elde edilen verilerin depolanması bakımından çeşitli maliyetler getirebilmektedir.

Depremlerin gömülü yapılara olan zararları birçok yönüyle farklılık göstermesine rağmen ortaya çıkan bu zararların zemin-yapı etkileşimine, derinlik etkisine, deprem yüzey ivmesi büyüklüğüne, deprem frekans içeriğine, deprem merkezine olan mesafeye ve yapı rijitliğine büyük ölçüde bağlı olduğu bilinmektedir (Hashash vd., 2001; Pitilakis ve Tsiniidis, 2014; J. N. Wang, 1993). Bu bağlamda, birçok bilinmeyi barındıran zemin-tünel veya zemin-menfez etkileşimi problemini yukarıda açıklanan çeşitli analitik veya yaklaşık metotlar ile yansıtırken dikkat edilmesi gereken bazı kritik hususlar vardır. Literatürdeki birçok araştırmacı özellikle bu hususlara dikkat çekmişlerdir. Nam vd. (2006), yer altı yapılarının sismik analizinin doğru yapılabilmesi için yapı ve onu çevreleyen zemin arasında, kalınlığa sahip bir elasto-plastik ara yüzey elemanı önermişlerdir. Doğrulamasını yaptıkları ara yüzey elemanını betonarme bir yer altı yapısında kullanmışlardır. Elde ettikleri sonuçlar, yüksek sismik dirençli yapılar için yer altı yapılarının kesme kapasitesi ve yorulmasının önemli faktörler olduğunu göstermiştir. Kontoe vd. (2011), 1999 Düzce depreminde ciddi zararlara maruz kalan Bolu ikiz tünellerini dikkate aldıkları çalışmada, sonlu elemanlar metodunu kullanarak zemin için dört malzeme bünye modelini dikkate almışlardır. Araştırmacılar analizlerde kullanılacak sönüm oranlarını bazı yöntemler kullanarak elde etmişlerdir. Rayleigh sönümünün dikkate alınmadığı modifiye edilmiş basit elasto-plastik model olan Cam-Clay modelinden elde edilen sonuçların zemin histeretik davranışlarını temsil etmede yetersiz kaldığını ve tünel kaplamasına etki eden dinamik yüklerin önemli ölçüde yüksek tahmin edildiğini belirtmişlerdir. Ayrıca çalışmalarında dikkate aldıkları kinematik pekleşme (hardening) malzeme modelinin, zemin histeretik davranışlarını yakalayabildiğini ve bu duruma bağlı olarak tünel kaplamasından elde edilen dinamik tepkilerin uygun olduğunu vurgulamışlardır. Debiasi vd. (2013), basitleştirilmiş analizlerin etkinliğini doğrusal olmayan statik zemin-yapı etkileşim analizini kullanarak araştırmışlardır. Araştırmacılar çalışmalarında zemin-yapı ara yüzeyinin sürtünmeli davranışı, kutu yapısının geometrisi, örtü dolgusu derinliği, en büyük yer ivmesi değeri ve derinlikle artan zemin rijitliği gibi önemli bazı parametrelerin etkilerini dikkate almışlardır. Elde edilen bulgular ışığında, sürtünmeli zemin-yapı arayüzünden dolayı gelişen doğrusal olmayan etkilerin, nispeten küçük ivme değerlerinde bile sığ gömülü yapılarda, derin gömülü yapılardaki durumun aksine önemli olduğunu vurgulamışlardır.

Gömülü yapılarda meydana gelen hasarlar üzerinde yapılan incelemeler değerlendirildiğinde, deprem bölgelerinde yer alan bu tip yapılarda sismik yüklemeler altında iki farklı zarar mekanizmasının oluşabileceği bilinmektedir (Tsinidis vd., 2020). Bir diğer ifadeyle, böyle yapıların dinamik tasarımında kuvvetli yer hareketleri veya bu hareketlerden dolayı gelişebilecek kalıcı zemin deformasyonlarını dikkate alarak analizler gerçekleştirmek büyük önem arz etmektedir. Bunların birincisi, farklı geometrik şekillere sahip tünel yapılarının dinamik etkiler altında kısa ve uzun doğrultularda gerçekleştirdiği hareketlere bağlı olarak meydana gelebilecek hasar seviyeleriyle ilişkili olarak dikkate alınabilmektedir (Hashash vd., 2001; J. N. Wang, 1993). Bu amaç doğrultusunda gerçekleştirilebilecek analizler yukarıda detaylı şekilde açıklandığı üzere analitik veya nümerik metotlardan oluşmaktadır. Diğer yandan, güçlü yer hareketlerine bağlı olarak gelişebilen zemin sıvılaşması, heyelan, şev göçmesi, fay tetiklenmesi gibi zeminde kalıcı büyük deformasyonlara sebep olabilen durumlar ise genellikle geliştirilen nümerik modeller yardımıyla dikkate alınabilmektedir (Anastasopoulos ve Gazetas, 2010). Ayrıca Anastasopoulos vd. (2008) tarafından batırılmış tünellerin dinamik tepkileri ifade edilen bu iki zarar mekanizmasının birlikte dikkate alınmasıyla araştırılmıştır. Burada ifade edilen zarar mekanizmaları, analiz yöntemlerinde araştırmaya konu olacak problemin sebeplerine bağlı olarak yapılacak seçim doğrultusunda kabaca sınıflandırılmaktadır. Buradan hareketle, gömülü yapılarda meydana gelmiş zarar mekanizmalarını anlayabilmek, yapıların dinamik tepkilerini inceleyebilmek ve gelişebilecek zararları önceden tahmin edilebilmek için literatürde birçok mühendis ve araştırmacı tarafından bu tip yapıların sismik davranışları üzerine çeşitli deneysel çalışmalar ve saha gözlemleri gerçekleştirilmiştir. Owen ve School (1981), 127 vaka üzerinde çalışarak sundukları büyük yer altı yapılarının dinamik zararları hakkındaki raporda; kaya tünellerinin 0.4g en büyük yer yüzey ivme değeri altındaki depremlerde hafif düzeyli zararlara maruz kaldığını ifade etmişlerdir. Sharma ve Judd (1991), gözlemlenmiş zararlar ve tünel sismik davranışını etkileyen tünel geometrisi, geoteknik koşullar ve deprem özellikleri gibi seçilmiş bazı parametreler arasında ilişkiler kurmuşlardır. Kurdukları bu parametrik ilişkilere dayanarak gömülme derinliğinin artmasının tünellerde meydana gelen hasarları azalttığını ancak deprem üssüne yaklaşma ve deprem büyüklüğünün artışının daha büyük zararlara sebep olabileceğini ifade etmişlerdir. Sismik hareketlerin sebep olduğu büyük deformasyonlara bağlı olarak gelişen göçmeler bilhassa dağ tünellerinde birçok kez tecrübe edilmiştir (Power vd., 1996; Tsinidis vd., 2020). Youd ve Beckmen (1996) deprem sırasında menfezlerin performansını değerlendirebilmek için altı deprem

raporunu incelemiş, dört deprem bölgesinde otoyol yetkilileriyle görüşmüş ve üç deprem merkez üssünde saha araştırmaları yapmışlardır. İnceledikleri beş adet betonarme kutu menfez ve bir adet donatısız beton boru menfezin örtü dolgusunun nispeten büyük olmasına bağlı olarak artan ataletsel kuvvetlerden dolayı önemli yapısal zararlara uğradığını vurgulamışlardır. Cilingir ve Madabhushi (2011), girdi özelliklerinin dairesel ve kare kesitli tünellerin sismik davranışları üzerindeki etkilerini araştırmışlardır. Santrifüj deneyleri için farklı büyüklük ve frekans içeriklerine sahip ivme kayıtları kullanmışlardır. Ayrıca ölçekli santrifüj modellerini kullanarak geliştirdikleri sonlu elemanlar modelleriyle de bu yüklemeler altında tünel kesitlerinde elde edilen eğilme momentlerini ve kaplama kuvvetlerini incelemişler ve deprem maksimum girdi ivmesi değerinin tünellerde gelişen en büyük ve kalıcı tünel kaplama kuvvetleri üzerinde büyük bir öneme sahip olduğunu göstermişlerdir. Abuhajar vd. (2015a), zemin-menfez etkileşiminin etkilerini incelemek için iki farklı menfez kalınlığı ve iki farklı zemin sıklığı durumunu sayısal model ve santrifüj deneylerini kullanarak araştırmışlardır. Gömülü yapılar için kinematik etkileşim etkilerinin en büyük yer ivmesi değerinin 0.1g değerini aştığı durumlarda görünür olmaya başladığını ifade etmişlerdir. Bir başka deyişle, 0.1g'den küçük en büyük yer ivmesine maruz kaldığında gömülü yapıların üzerinde kinematik zemin-menfez etkileşiminin etkilerinin oldukça küçük bir etkiye sahip olacağını vurgulamışlardır. Abuhajar vd. (2015b), sonlu farklar metodunu kullanarak menfez-zemin etkileşimini dikkate alabilen iki boyutlu sayısal bir model önermişlerdir. Sayısal model doğrulaması için yaptıkları santrifüj deneyi sonuçlarından, girdi hareketinin en büyük yüzey ivmesi değerinin ve menfez kalınlığının artışıyla sismik eğilme momentinin arttığını tespit etmişlerdir. Ertugrul (2016), Ülgen (2011) ve Ozkan vd. (2013) tarafından sunulan santrifüj deneylerinden elde edilen sonuçları kullanarak geliştirdiği ve doğruladığı sonlu farklar metoduna dayalı iki boyutlu zemin-kutu menfez etkileşim sistemini yansıtan modeller önermiştir. Harmonik titreşimlerin kullanıldığı etkileşim sisteminde kutu menfezin yan duvarları üzerindeki dinamik kuvvetin rijit örnek için sükûnet durumundaki yanal zemin basıncının 2.8 katı kadar olduğunu ifade ederken aynı değer esnek menfez örneği için 1.6 katı mertebesinde olduğunu belirtmiştir. Hushmand vd. (2016), yaptıkları çalışmada orta-sıkı kuru kumda rijit-akmayan gömülü yapıların sismik davranışlarını, yapı rijitliği ve deprem titreşim özelliklerine bağlı olarak santrifüj deneyleri yardımıyla incelemişlerdir. Gömülü bir rezervuar yapısını dikkate alarak ve Seed-Whitman, Mononobe-Okobe ve Wood çözümlerini kullanarak deneylerden elde ettikleri sonuçları dinamik itkiler yönünden karşılaştırmışlardır. Elde ettikleri sonuçlar, yer altı kutu

yapılarında eğilme rijitliğinin farklı kayıtlar altında ölçülen dinamik zemin itki dağılışını etkilediğini göstermiştir. Ayrıca çoğunlukla esnek yapılarda M-O metodu ile tahmin edildiği gibi üçgen basınç dağılışı elde ederken, daha rijit yapılarda ise daha yüksek mertebeli polinomal basınç dağılışı elde etmişlerdir. Bir başka çalışmada Hushmand vd. (2016), dört farklı santrifüj deneyi gerçekleştirdiği gömülü rezervuar yapılarında dolgu zemin özellikleri, dolgu eğimi ve örtü zeminin varlığının; ivmeler, yanal bozulmalar ve yanal zemin basınçları üzerindeki etkilerini araştırmıştır. Nevada kumunu kullanarak gerçekleştirdikleri iki model arasındaki karşılaştırmalarda rezervuarın sığ gömülü olması ve örtü zemini olmaması durumlarını dikkate almışlardır. Rezervuar duvarı üzerinde zemin örtüsü olması durumunda, olmadığı duruma kıyasla duvarın tepesine yakın bölgede dinamik zemin basınçlarının kısmen arttığını ve güçlü kayıtlar altında basınç merkezinin yukarıya doğru değiştiğini vurgulamışlardır. Fu vd. (2022) yer üstü ve yer altı yapılarının birbirlerine olan etkilerini sarsma tablası deneyi kullanarak doğruladıkları üç boyutlu sonlu eleman prosedürü yardımıyla incelemişlerdir. ABAQUS programı ile geliştirilen üç boyutlu sayısal modeller yardımıyla üstyapı yüksekliği, üstyapı sayısı, deprem tipi ve üstyapının yer altı yapısına olan yatay uzaklık değişimi gibi bazı temel parametreler kullanılarak gerçekleştirilen analizlerle hem üstyapı hem de yer altı yapı sisteminin dinamik tepkilerindeki değişimleri araştırmışlardır. Araştırmacılar, yer üstü yapısından kaynaklanan atalet etkisinin, metro istasyonunun sismik tepkisini etkileyebildiğini ve metro istasyonunun katlar arası ötelenme oranının, hem yer üstü yapılarının yüksekliğinin ve sayısının hem de yer altı yapıları arasındaki mesafenin azalması ile kademeli olarak artma eğiliminde olduğunu vurgulamışlardır. S. Lu vd. (2022), kum zeminde inşa edilen dikdörtgen tünellerin sismik tepkisi üzerine esneklik oranı etkisini araştırmışlardır. Üç boyutlu olarak geliştirdikleri nümerik modellerin doğruluğunu gerçekleştirdikleri bir takım sarsma tablası deneyleri ile karşılaştırmalı olarak göstermişlerdir. Farklı esneklik oranına sahip gömülü yapılar üzerinde yapılan parametrik analizlerden elde edilen sonuçlar, genellikle farklı sismik hareketler altında rijit bir yapı aracılığıyla oluşturulan yan duvar üzerindeki dinamik zemin basıncının esnek bir yapı aracılığıyla oluşturulan dinamik zemin basıncından daha düşük olduğunu göstermiştir. Jiang vd. (2022), yaptıkları çalışmada farklı saha koşuluna, rijitliğe, donatı oranına ve gömülme derinliğine sahip on sekiz adet metro istasyonunun, zemin-yapı etkileşimini dikkate alarak sismik zarar görabilirliklerini araştırmışlardır. Farklı metro istasyonlarının sismik kırılma eğrilerinin karşılaştırılmasından hareketle, yerel zemin koşulunun yer altı çerçeve yapılarının deprem öncesi göçme olasılığını etkileyen en önemli faktör

olduğunu ifade etmişlerdir. Zhang vd. (2022), atriyum ve çerçeve kutu tipi metro istasyonları arasında sismik davranışlar yönünden gelişebilecek olası farklılıkları araştırmak için bir dizi sarsma tablası deneyi gerçekleştirmişlerdir. Yaptıkları deformasyon karşılaştırmalarından hareketle atriyum tarzı metro istasyonuna kıyasla çerçeve kutu tipi metro istasyonunda önemli ölçüde daha büyük deformasyon elde edildiğini ifade etmişlerdir. Mayoral vd. (2023), yumuşak kil zemininde bulunan tünel-zemin-köprü etkileşim sistemini dikkate alan nümerik bir model önermişlerdir. FLAC programı yardımıyla geliştirilen üç boyutlu bir model kullanarak tünelin köprüye yakınlığının köprünün dinamik performansı üzerine etkilerini araştırmışlardır. Araştırmacılar köprünün temel kazıklarına etki eden eğilme momenti ve kesme kuvvetinde %25'e kadar artış olabileceğini, tünelin köprü altında olması durumunda bu etkinin daha önemli olduğunu, yükleme frekansı ile zemin saha frekansı ve köprü frekansının eşleştiği durumda bu etkinin arttığını, tünelin bilhassa köprü altından uzaklaşmasıyla ise azaldığını vurgulamışlardır. Waqas vd. (2023), ABAQUS sonlu eleman paket programını kullanarak prefabrik kutu menfezin yük taşıma kapasitesi üzerine guse ve ilave donatı etkisini araştırmışlardır. Araştırmacılar menfez sisteminin yük altında gerilme yığılmalarının yerlerini göstermekle birlikte guse ve ilave donatının menfez sisteminin yük taşıma kapasitesini önemli ölçüde etkilediğini orta koymuşlardır.

Menfez yapıları çoğu zaman zemine gömülü olarak tasarlanırken bazı durumlarda ihtiyaç doğrultusunda yalnızca yapı başlangıç ve bitiş noktalarında, kenar duvarları arkasında dolgu olacak şekilde de tasarlanabilmektedir. Genellikle tam gömülü ya da kısmen gömülü olarak tasarlanan bu yapılar, gömülme koşullarından dolayı üstyapılara kıyasla daha az ataletsel kuvvetlere maruz kalabilmektedir. Ortaya çıkan bu durum gömülü yapıların, üstyapılara kıyasla depremden daha az zarar gördüğü hatta zarar görmediği algısına sebep olmuştur. Fakat bu algının her koşulda doğru olmadığı son 30 yılda meydana gelen büyük depremlerle birlikte ortaya çıkmıştır. 1995 Hyoken-Nambu depreminde, Kobe bölgesinde yer alan 21 alt geçitin 6'sı ciddi zarar görmüştür (Wood, 2007). Bazı raporlarda yer altı yapısında orta kolon göçmeleriyle birlikte meydana gelen hasarların ehemmiyetine dikkat çekilmiştir (Iida et al., 1996; Samata vd., 1997). 1999 Chi-Chi depremi, Yeni Sanyi metro tünelinin yan duvarlarında eğimli çatlakların yanı sıra tünel kaplamasının tepe bölgesinde ezilmelere, dökülmelere ve tünel uzunluğu boyunca çatlaklara sebep olmuştur (C. C. Lu ve Hwang, 2018). Bir diğer büyük deprem olan, 12 Kasım 1999 Düzce depreminde ülkemizde yer alan ikiz tüplerden oluşan Bolu tünelinin doğu doğrultusundaki 300 m'lik kısımda her iki tüpte de göçme meydana gelmiştir (Hashash vd., 2001; Kontoe vd., 2008). Yakın zamanda gerçekleşen insanlık

tarihinin en büyük depremlerinden biri olan 2008 Wenchuan depremi ($M_w=7.9$) yer altı tünel yapılarında donatı bozulmalarına ve tünel kaplama yüzeyinde enlemesine ve boylamasına gelişen ciddi çatlaklara ve göçmelere sebep olmuştur (Guo ve Hamada, 2012; Shen vd., 2014; Z. Wang vd., 2009; Z. Z. Wang ve Zhang, 2013). Depremler ve bu tip yapılar üzerinde oluşan onarımı güç ciddi hasarlar, gömülü yapıların dinamik yüklemeler altındaki davranışlarının oldukça karmaşık olduğunu ortaya koymaktadır.

1.5. Çalışmanın Amacı, Kapsamı ve Gerekeçesi

Menfez yapıları çoğunlukla gömülü olarak tasarlanmakta ve farklı deprem yüklerine ve zemin koşullarına bağı olarak ciddi hasarlara maruz kalabilmektedir. Literatürden açıkça görülebileceğı üzere, araştırmacılar genellikle menfez yapılarının tam gömülü olması durumu üzerine odaklanmaktadır. Öte yandan bu yapılar, tasarım amacına yönelik olarak zaman zaman zemin örtüsü olmadan da doğrudan üzerinden araç geçişine müsaade edecek şekilde uygulanabilmektedir. Literatürde dikkat çeken bir diğ er husus da araştırmacıların oldukça kapsamlı iki boyutlu modeller geliştirerek menfezlerin dinamik davranışlarını irdelemesidir. Bu tarz bir yaklaşımla menfezlerin dinamik davranışı birçok yönüyle gerçekçi olarak incelenbilmesine rağmen üç boyutlu modelleme gerektiren özel durumlar dikkate alınamamaktadır. Örneğ in, iki boyutlu modeller, üç boyutlu problemlere ilişkin sönüm değ erini olduğ undan fazla tahmin edebilmektedir. Özellikle düşük frekanslı modlar ile ilgili sönümler fazla hesaplandığından yapının iki boyutlu model ile elde edilen deprem tepkisi düşük elde edilebilmektedir. Bu nedenle üç boyutlu sayısal modeller ile daha çok parametrik çalışmanın gerçekleştirilmesi gerektiğı söylenebilir. Ayrıca araştırmacıların geliştirdikleri sayısal modellerin doğruluğ unu, literatürde yer alan matematiksel-analitik modellemeye dayalı tekniklerin nispeten kısıtlı olması sebebiyle, kapalı formdaki analitik yaklaşımlara ya da deneysel çalışmalara dayandırdığı görülmektedir. Bu bağlamda konuya ilişkin literatüre katkı sağlamaya yönelik olarak:

- a. Kutu menfezlerin dinamik davranışlarını inceleyebilmek için zemin-yapı-dolgu etkileşimini dikkate alan üç boyutlu sayısal modeller geliştirmek,
- b. Önerilecek sonlu eleman modellerinin kullanılabilirliğini göstermek için incelenen probleme özgü kütle-yay-sönümleyici sistemlerinden oluşan analitik-matematiksel modeller önermek,
- c. Farklı frekans içeriğı ve zemin özelliklerinin kutu menfezlerin dinamik davranışları üzerindeki etkilerini ortaya koyabilmek için parametrik analizler gerçekleştirmek,

d. Tasarımcılara zemin-yapı etkileşiminin kutu menfezlerin dinamik davranışını ne ölçüde etkileyebileceği hususunda bir bakış açısı sağlayabilmek, bu tezin başlıca amaçlarını oluşturmaktadır.

Menfez yapıları, altyapı ihtiyaçlarının giderilmesi amacıyla birçok mühendislik yapısına doğrudan veya dolaylı olarak destek sağlamaktadır. Bu sebeple özellikle deprem sonrası hizmetlerin sürdürülebilirliği açısından bu tür yapıların kendilerinden beklenen fonksiyonları yerine getirebilmesi ve kullanılabilir kalması büyük önem arz etmektedir. Genellikle taşımacılık amacıyla kullanılan bu özel yapılar sıklıkla akarsu ya da dere yataklarının üzerinden geçen kara yolu kaplamalarının altına, dolgu zemini içine gömülü olarak tasarlanmaktadır. Bu tip yapılar ayrıca tasarım amaçları doğrultusunda kenar ayaklar arası açıklığın 10 m'den (KGM, 2013) küçük olması koşuluyla örtü zemini olmadan doğrudan üzerinden araç ve yaya geçişi için kullanılabilir. Menfezler KGM (2013) tarafından kutu menfezler, kemer menfezler ve tabliyeli menfezler olmak üzere üç ana başlık altında toplanmaktadır. Bu tez kapsamında kutu menfez yapılarının dinamik davranışı üzerine odaklanılmaktadır.

1990'lı yılların başlarına kadar menfez yapılarının üstyapılara kıyasla ciddi yapısal hasarlara uğramadığı düşünülmekteydi. Fakat yakın geçmişte meydana gelen bazı depremler menfez ve tünel yapılarında, bu durumun her zaman böyle olmadığını açıkça ortaya koymuştur (Guo ve Hamada, 2012; Hashash vd., 2001; Iida vd., 1996; Kontoe vd., 2008; C. C. Lu ve Hwang, 2018; Samata vd., 1997; Shen vd., 2014; Z. Wang vd., 2009; Z. Z. Wang ve Zhang, 2013). Deprem etkisi altında gelişen ciddi hasarlar ve araştırmacıların dikkat çektiği hususlar, menfezlerin dinamik davranışları hakkında aydınlatılması gereken birçok husus olduğuna işaret etmiştir.

Menfezlerin tasarımı, diğer yapılarda da olduğu gibi öngörülen statik ve dinamik yüklemelerin belli güvenlik katsayılarıyla artırılması yoluyla yapılmaktadır. Burada menfezin boyutlandırılması yapılırken dikkate alınan ana tasarım kriterleri, zemin taşıma gücü ve duvarlara gelecek yanal zemin basınçlarıdır. Fakat ifade edilen en basit düzeydeki bu tasarım kriterlerinin ötesinde; dolgu yüksekliği, yer altı ve yer üstü sularının varlığı, geçilmesi planlanan açıklık, zeminin sıvılaşılabirliği, faya veya heyelan bölgesine yakınlık gibi menfez tasarımını doğrudan veya dolaylı etkileyen unsurların da tasarımda mutlaka dikkate alınması gerekmektedir. Bu koşullardan bazılarının dikkate alınması, yalnızca menfez kesitlerinin büyütülmesi veya menfez tipinin değiştirilmesine sebep olabilirken bazılarının dikkate alınması mühendisin daha güvenli ve ekonomik başka bir yapıyı tercih etmesine sebep olabilmektedir. Bu bağlamda birçok araştırmacı, dinamik yüklemeler altında menfez ve tünel yapılarının

tasarımında bahsedilen hususların dikkate alınmamasından veya doğrudan bu yapıların ataletsel davranışlarından kaynaklı olarak oldukça ciddi yapısal hasarların gelişebildiğine dikkat çekmiştir (Owen ve Scholl, 1981; Power vd., 1996; Sharma ve Judd, 1991; Tsinidis vd., 2020; Youd ve Beckman, 1996).

Menfezlerin dinamik tasarımı yer hareketlerinin enine ve boyuna doğrultularda dikkate alınması yoluyla gerçekleştirilen analizlere bağlı olarak yapılmaktadır. Düşey yöndeki menfez dinamik davranışları araştırılırken genellikle menfez-zemin-taşıt (tren) etkileşim problemlerine odaklanılmaktadır. Böyle bir problemin çözümü için Choudhury vd. (2008) iki serbestlikli bir matematiksel modelin kullanılabilirliğini göstermiştir. Diğer yandan benzer yaklaşımla nümerik yöntemler kullanılarak zemin-menfez etkileşim problemi için düşey doğrultuda yapı dinamik davranışı, deprem yükünün düşey yönde sisteme uygulanması yoluyla da araştırılabilmektedir. Burada vurgulanması gereken bir diğer husus da enine doğrultudaki analizlerde özellikle menfezlerin dinamik davranışları incelenirken yan duvarlara gelen zemin itkileri sebebiyle depremin yatay yönde uygulanarak dikdörtgen yapılı menfezlerde ötelenme davranışının, taban kesme kuvvetinin, eğilme momentinin ve duvara gelen zemin itkilerinin incelenmesinin önemli olduğudur. Bahsedilen dinamik tepkilerin çeşitli sismik yüklemeler altında incelenmesi üzerine birçok araştırmacı sayısal, analitik ve deneysel çalışmalar gerçekleştirmiştir (Katona, 2010; Kheradi vd., 2017; 2018; Lee vd., 2016; Nam vd., 2006; Tsinidis, 2017; Tsinidis ve Pitilakis, 2018; J. N. Wang, 1993; Wood, 1973; Xu vd., 2019; Yatsumoto vd., 2019). Ayrıca yer altı yapılarının nispeten büyük uzunluklara sahip olması sebebiyle kendi ataletsel kuvvetlerinden gelişen zararların yanı sıra zemin sıvılaşması, farklı oturmalar, heyelan ve fay tetiklenmesi gibi zemin hareketlerine bağlı olarak da ciddi zararlara maruz kalabildiği bilinen bir husustur (Anastasopoulos ve Gazetas, 2010; Power vd., 1996; Tsinidis vd., 2020). Bu bağlamda literatürde yer altı yapılarının boyuna analizine yönelik olarak St John ve Zahrah (1987), Bilotta vd. (2007), Anastasopoulos vd. (2007), Anastasopoulos vd. (2008) ve Fabozzi vd. (2018) tarafından katkılar sunulmuştur. Üç boyutlu analizlerin menfezlerin boyuna davranışlarını irdelemek için kullanılmasıyla modelin doğası gereği dinamik yüklemelere maruz kalan yapının enine davranışı hakkında da bilgiler elde edilebilmektedir. Ayrıca sonlu elemanlar yöntemine dayalı paket programlar kullanılarak gerçekleştirilen analizler, analitik çözümlemelerde dikkate alınamayan veya çözümü çok zor olan birçok hususun yorumlanmasına imkân tanıyabilmektedir.

Sayısal model sonuçlarının denetlenmesi genellikle analitik yöntemler veya deneysel çalışmalar aracılığıyla sağlanmaktadır. Teknik literatür incelendiğinde gömülü

yapıların analitik modellerine yönelik önerilen oldukça az çalışma olması sebebiyle bu yaklaşımların doğrulama yaparken kullanılması araştırmacılar tarafından neredeyse hiç tercih edilmemektedir. Oysaki basitleştirilmiş kütle-yay-sönümleyici modelleri hesap hacmini ve zamanını oldukça kısalttığı için yapı/zemin dinamiği problemleri açısından oldukça pratik ve etkili çözümler sunabilmektedir. Bu bağlamda tez kapsamında önerilen sayısal modellerin kullanılabilirliği önerilen bazı analitik modeller yardımıyla irdelenmektedir. Farklı problemlere ait geliştirilen sonlu eleman modelleri ve analitik modeller modal analize tabi tutularak sistemlerin frekans/periyot değerleri elde edilmektedir. Buradaki en temel değerlendirme, yapı dinamik davranışını büyük ölçüde temsil eden hâkim mod frekanslarının irdelenmesidir. Karşılaştırma çalışmaları yapıldıktan sonra önerilen modeller aracılığıyla zemin-yapı etkileşimi probleminin incelenmesi için farklı temel zemini özellikleri ve deprem kayıtları kullanılarak zaman tanım alanında dinamik analizler gerçekleştirilmektedir. Analiz sonuçları, yükseklik boyunca rölatif yer değiştirmelerdeki değişimin yanı sıra seçili düğüm noktalarından elde edilen tepe yer değiştirmesi-zaman ilişkisi ve gerilme-zaman ilişkisi yönünden farklı zemin ve deprem kayıtları için karşılaştırmalı olarak irdelenmektedir. Deprem frekans içeriği ve temel zemini koşullarının değişiminin zemin-yapı etkileşimi yoluyla menfezlerin dinamik davranışlarında meydana getirebileceği değişimler tartışılmaktadır.

2. YAPILAN ÇALIŞMALAR

Kutu menfezlerin dinamik davranışlarının zemin-yapı etkileşimi dikkate alınarak detaylı olarak incelenmesi gerektiği, literatür araştırmasından ve bu tür yapısal sistemlerde meydana gelen zemin kaynaklı hasarlardan açıkça anlaşılmaktadır. Bu tip yapılara etkiyen dinamik zemin basınçlarının hesabı için çeşitli yönetmeliklerde dayanma yapılarının tasarımına yönelik olarak önerilen Mononobe-Okabe Yöntemi, Seed-Whitman Yöntemi veya rijit duvarlar için önerilen yaklaşımlar kullanılmaktadır (CEN, 2004; Pitilakis ve Tsiniidis, 2014). Diğer yandan rijit duvarlar için geliştirilen ve dolgu-duvar etkileşimini belli kabullerle dikkate alabilen bazı rijitlik ifadelerinin yer altı yapılarının sismik tasarımında kullanılabileceği AFPS/AFTES (2001) tarafından belirtilmektedir. AFPS/AFTES (2001), rijit duvarlar için Scott (1973) ve Veletsos ve Younan (1994a) tarafından geliştirilen rijitlik ifadelerinin kullanılabileceğine işaret etmektedir. Benzer şekilde menfez yapılarının tasarımında kullanılmak üzere ülkemizde yürürlükte olan Türkiye Karayolları ve Demiryolları Tünelleri İle Diğer Zemin Yapıları Deprem Yönetmeliği (Resmi Gazete, 2020) bünyesinde önerilen çeşitli analitik ve nümerik yaklaşımlar mevcuttur. İfade edilen yönetmelik her ne kadar gömülü yapıların sismik tasarımına yönelik olarak birçok yaklaşım önerse de bu yapıların duvarlarına gelen dinamik basınçların elde edilebilmesi için önerilen analitik bir yaklaşım yoktur. Dinamik basınçlar, ancak gömülü yapıların sayısal modelleri yardımıyla elde edilebilmektedir. Ayrıca çeşitli ülke yönetmeliklerine ve tasarım ilkelerine benzer olarak Türkiye Karayolları ve Demiryolları Tünelleri İle Diğer Zemin Yapıları Deprem Yönetmeliği'nde (Resmi Gazete, 2020) dayanma yapılarının deprem hesabı için kohezyonsuz dolgu zemini olması durumunda Mononobe-Okabe Yöntemi önerilirken, kohezyonlu dolgu zemini olması durumunda Prakash ve Saran (1966) tarafından ileri sürülen yaklaşım önerilmektedir. Bu bağlamda dayanma yapılarının sismik analizine yönelik olarak önerilen yaklaşımların gömülü yapıların sismik analizinde pratik bir yaklaşım sunacağı söylenebilir. Öte yandan daha ayrıntılı irdellemelerin de zaman tanım alanında dinamik analizler yardımıyla iki veya üç boyutlu sonlu eleman modelleri üzerinden yapılabileceği düşünülmektedir. Bir diğer deyişle ifade edilen bu modeller yardımıyla yapı geometrisi, zemin özellikleri, deformasyon modları ve yükleme frekans içeriği gibi çeşitli parametrelere bağlı olarak değişebilen göreceli tepkilerin irdelenebilmesi mümkün olmaktadır (Pitilakis ve Tsiniidis, 2014).

Çeşitli yapı sistemlerinin dinamik davranışlarının zemin-yapı etkileşimi özelinde araştırılması birçok çalışmaya konu olmuştur. Yapılan bu çalışmalar deneysel, analitik ve sayısal yöntemleri içermektedir. Bu yöntemlerden herhangi ikisinin kullanılarak elde edilen sonuçların birbirleriyle karşılaştırılması, önerilen modellerin geçerliliğinin değerlendirilmesi açısından önem arz etmektedir. Buradan hareketle çalışmanın bu bölümünde, literatürde zemin-yapı etkileşim problemlerini ele alırken yararlanılan bazı yaklaşımların kutu menfezler için kullanılabilirliğini gösteren analitik ve sayısal modeller tanıtılmaktadır.

Çalışma kapsamında kutu menfez yapıları için etkileşim problemleri ele alınırken sonlu elemanlar metodu kullanılarak üç boyutlu dolgu-kutu menfez ve dolgu-kutu menfez-temel zemini etkileşim sistemleri için sayısal modeller önerilmiştir. Önerilen modeller sonlu elemanlar metodunu kullanan ANSYS (ANSYS INC., 2015) paket programında oluşturulmuştur. Ayrıca literatürde iyi bilinen bazı yaklaşımlar kullanılarak aynı etkileşim sistemlerinin analizi için analitik modeller önerilmiştir. Burada dolgu-kutu menfez sistemi için sırasıyla Scott (1973), Veletsos ve Younan (1994a) ve St John ve Zahrah (1987) tarafından sunulan rijitlik ifadelerinin dikkate alındığı üç analitik model tanıtılmıştır. Bu yaklaşımların ilk ikisi rijit duvarların, St John ve Zahrah tarafından sunulan yaklaşım ise yer altı yapılarının tasarımına yönelik olarak geliştirilmiştir. Dolgu-kutu menfez-temel zemini etkileşim sistemi için ise Veletsos ve Younan (1994a) tarafından önerilen yaklaşıma ilaveten Gazetas (1991a, 1991b) tarafından önerilen yaklaşım ve Pais ve Kausel (1988) tarafından önerilen iki farklı yaklaşım dikkate alınmıştır.

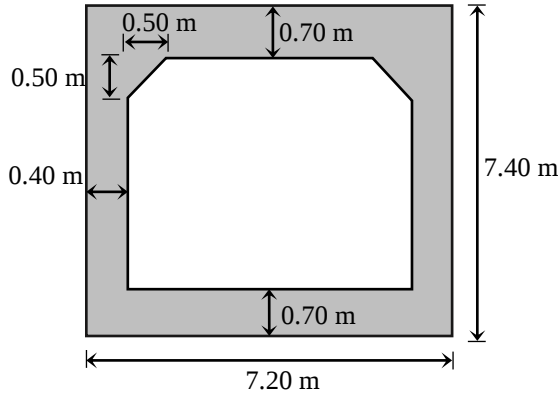
Kutu menfez ve kanat duvarı birleşiminden oluşan yapısal sistemin incelenmesi aşamasında da ilk olarak dolgu-kanat duvarı sisteminin sayısal modeli ve bu etkileşim sistemini dikkate alabilen üç farklı analitik model önerilmiştir. Analitik modellerde dolgu rijitliği için Veletsos ve Younan (1994a) tarafından önerilen rijitlik ifadesi kullanılmış ve duvar rijitliği için üç farklı yaklaşım (Kausel, 2017; Timoshenko ve Woinowsky-Krieger, 1959) dikkate alınmıştır. Daha sonra dolgu-menfez-kanat duvarı-temel zemini etkileşim sistemini dikkate alabilen bir sayısal model önerilmiştir.

2.1. Çalışmaya Konu Olan Kutu Menfez Yapılarının Yapısal Özellikleri

Çalışmaya konu olan menfezler, yerinde dökme betonarme kutu menfez sistemleridir. Bu menfezlere ilişkin yapısal özellikler aşağıda sunulmaktadır.

➤ Menfez-1

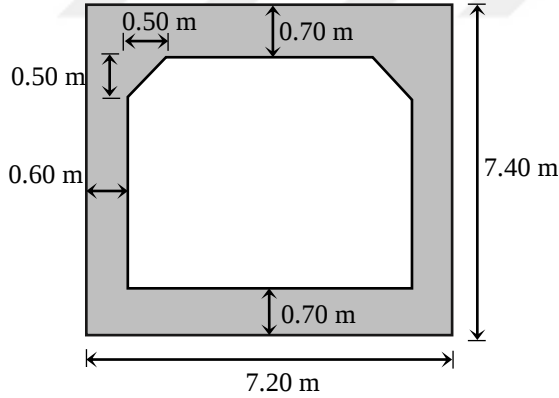
Menfez-1, duvar kalınlığı 0.40 m olan ve kesit özellikleri Şekil 11’de verilen kutu menfezi tanımlamaktadır.



Şekil 11. Menfez-1 kesiti

➤ Menfez-2

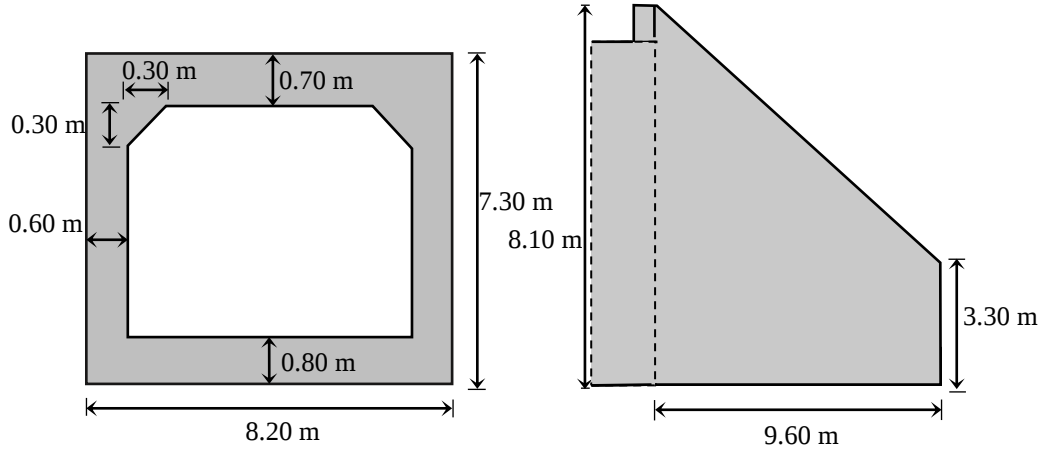
Menfez-2, duvar kalınlığı 0.60 m olan ve kesit özellikleri Şekil 12’de verilen kutu menfezi tanımlamaktadır. Menfez-2 kesiti, KGM (2012)’de önerilen bir tip proje ile aynıdır.



Şekil 12. Menfez-2 kesiti

➤ Menfez-3

Menfez-3, duvar kalınlığı 0.60 m olan ve kesit özellikleri Şekil 13’de verilen kutu menfezi tanımlamaktadır. Kutu menfez-kanat duvarı sisteminde kanat duvarının kalınlığı 0.45 m’dir.



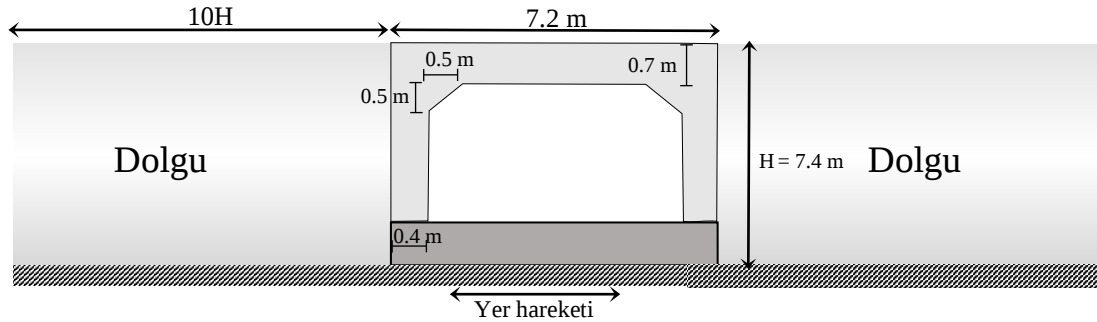
Şekil 13. Menfez-3 kesiti ve kanat duvarının ölçüleri

2.2. Menfez-1 İçin Önerilen Modeller

Menfez-1 dikkate alınarak önerilen sayısal ve analitik modeller aşağıda detaylı olarak sunulmaktadır.

2.2.1. Dolgu-Menfez Etkileşim Sistemi İçin Önerilen Sayısal Model

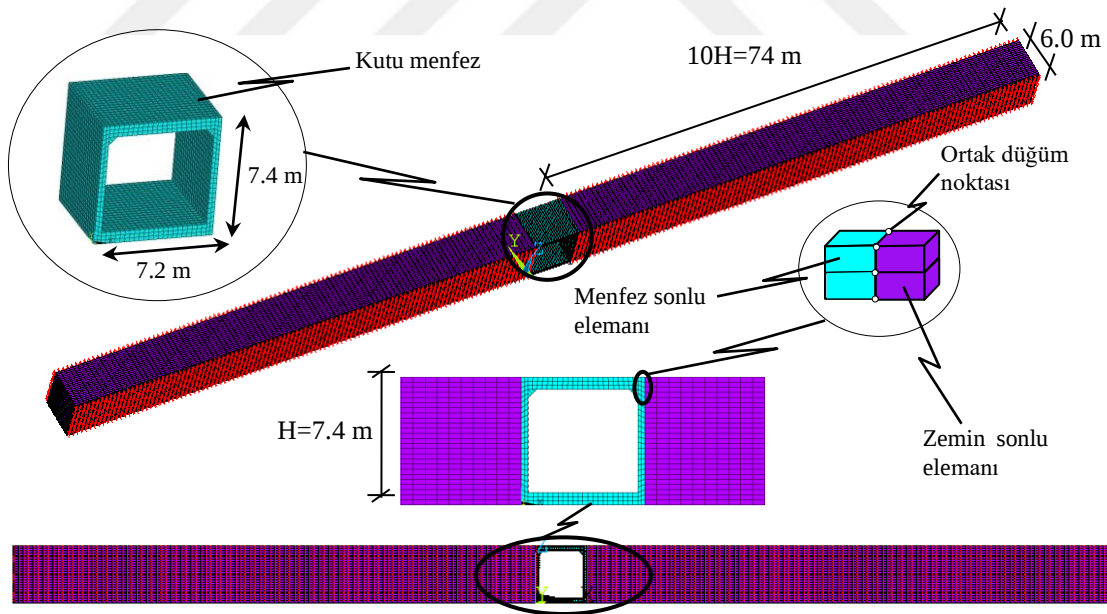
Çalışmaya konu olan menfez sisteminin kaya üzerine oturduğu kabulü yapılarak ankastre taban koşullarında dolgu-menfez etkileşim problemi ele alınabilir. Bu kabule dayanarak tabandaki dönme ve ötelenmeler kısıtlanmaktadır. İfade edilen durum için dolgu-menfez etkileşim sisteminin şematik gösterimi Şekil 14’te verilmektedir.



Şekil 14. Menfez-1 için dolgu-menfez etkileşim sisteminin şematik gösterimi

Önerilen sonlu elemanlar modeli Şekil 15’te gösterilmektedir. Bu modelde dolgu zemini SOLID45, yapı SOLID65 eleman tipleri kullanılarak oluşturulmuştur. Bu eleman tipleri her düğüm noktasında üç serbestliğe sahip sekiz düğüm noktalı elemanlardır. SOLID45 eleman tipinin plastisite, sünme, kabarma, gerilmeye bağlı sertleşme, büyük eğilme ve büyük deformasyon gibi kabiliyetleri mevcuttur. SOLID65 eleman tipi ise donatısız olarak çekmede çatlama ve basınçta kırılma (ezilme) gibi beton davranışlarını dikkate alabilecek yeteneklere sahiptir. Dolgu ve menfez tabanındaki

düğüm noktalarının tüm serbestlikleri tutulmuştur. Menfez sisteminin modal özelliklerinin ve dinamik tepkilerinin yarı sonsuz ortamın sınırlarından etkilenebildiği daha önce ifade edilmişti. Bu bağlamda modelde yarı sonsuz zemin ortamın sınırlarının yetersiz düzeylerde kalması halinde gelişebilecek olumsuz etkilerin giderilebilmesi için menfezin her iki tarafında yer alan dolgu uzunlukları, menfez yüksekliğinin ($H=7.40$ m) on katı ($10H=74$ m) olarak dikkate alınmıştır (Jain ve Scott, 1989; Psarropoulos vd., 2005; Veletsos ve Younan, 1994a). Bu değerin köprü kenar ayakları için $4-4.5H$ (Mahjoubi ve Maleki, 2020; Shamsabadi et al., 2010), gömülü kutu yapıları için ise yapı genişliğinin 4.5 katı (Hashash vd., 2010) olarak alınmasının yarı sonsuz zemin ortamı temsil için yeterli olacağı bilinmektedir. Ayrıca zemin ortamında dalga yayılımına bağlı olarak ortaya çıkan geometrik sönümün dikkate alınabilmesi için modelde sanal sınırlar (viskoz sönümleyiciler) uygulanmıştır. Zemin ortamın uzak bölge davranışını temsil etmek için uygulanan sanal sınırlar, Lysmer ve Kuhlemeyer (1969) tarafından önerilen yaklaşıma dayalı olarak geliştirilen viskoz sınır elemanlar yardımıyla temsil edilmektedir. Viskoz sınırlar için sayısal modelde MATRIX27 eleman tipi kullanılmıştır.



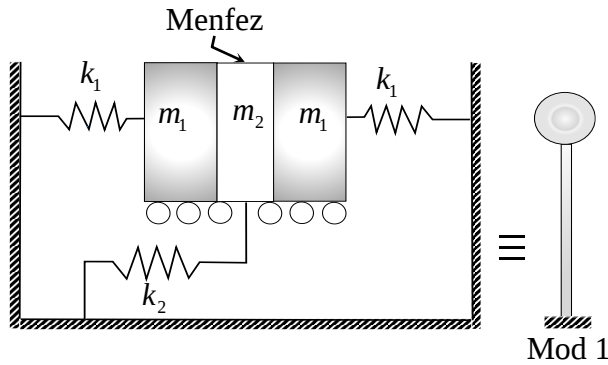
Şekil 15. Menfez-1 için önerilen dolgu-menfez etkileşim sisteminin sayısal modeli

Sayısal modellerde menfez ile zemin arasındaki ara yüzey, yay veya temas elemanlarının yanı sıra ortak (bağlı) düğümler yardımıyla da ele alınabilmektedir. Burada hem analitik hem de sayısal modeller için önemli ölçüde pratiklik sağladığından bağlı ara yüzey yaklaşımı tercih edilmektedir. Bu yaklaşımda menfez duvarları ve dolgunun temas eden yüzeylerindeki düğüm noktaları birleştirilmekte ve sistemlerin

beraber hareket etmesi sağlanmaktadır. Dikkate alınan bu yaklaşım literatürde çeşitli problemler için sıklıkla kullanılmaktadır (Hatzigeorgiou ve Beskos, 2010; Psarropoulos vd., 2005; Veletsos ve Younan, 1994a). Yükleme koşullarına bağlı olarak zemin ortamında gelişebilecek deformasyon seviyelerinin elastik sınırı aşması halinde ise sonlu elemanlar modelinde dolgu zemininin doğrusal olmayan davranışı Drucker-Prager elastoplastik malzeme modeli ile dikkate alınabilmektedir. Ancak ifade edilen viskoz sınırların ve malzemenin doğrusal olmayan davranışının serbest titreşim analizlerinde dikkate alınmadığını vurgulamakta yarar görülmektedir.

2.2.2. Dolgu-Menfez Etkileşim Sistemi İçin Önerilen Analitik Modeller

Şekil 14'te şematik olarak gösterilen sabit taban üzerinde olduğu varsayılan dolgu-menfez etkileşim problemi analitik olarak kütle-yay sistemleriyle modellenebilir (Şekil 16-18). Bu sistemlerde dolgu zemini serbest bir üst yüzeye sahip üniform bir tabakadır. Bu tür problemlerde dolgu uzunluğunu $10H$ olarak kabul etmenin, yarı sonsuz zemin tabakasının davranışını yeterince temsil edebileceği bilindiğinden (Jain ve Scott, 1989; Psarropoulos vd., 2005; Veletsos ve Younan, 1994a) önerilen analitik modeller de bu varsayıma dayanmaktadır. Ayrıca dolgu zemininin kütle yoğunluğu, ρ , elastisite modülü, E , kayma modülü, G ve Poisson oranı, ν ile temsil edilmektedir.



Şekil 16. Dolgu-menfez sistemi için önerilen Model 1 ve modal temsili

Yapı dinamik tepkisi, zemin-yapı etkileşim sisteminin titreşim modları ile doğrudan ilişkilidir. Burada dolgu-menfez etkileşim sisteminin modal frekansları modal analiz tekniği ile elde edilebilir. Bu işlem için menfez ve dolgu zeminine ait bazı fiziksel ve mekanik özelliklerin bilinmesi gerekmektedir.

Tek serbestlik dereceli Model 1, Model 2 ve Model 3 sırasıyla Veletsos ve Younan (1994a), Scott (1973) ve St. John ve Zahrah (1987) tarafından önerilen üç farklı rijitlik teriminin ilgili modellere entegrasyonu sağlanarak geliştirilmiştir. Ayrıca bu

modellerde dolgu zemininin kütlesi, Veletsos ve Younan (1994a) tarafından önerilen Eşitlik 21 yardımıyla dikkate alınmaktadır.

$$m_1 = 0.543 \psi_\sigma \rho H_{eff}^2 \quad (\text{Eşitlik 21})$$

Yukarıda ifade edilen eşitlikte H_{eff} , menfez sisteminin efektif yüksekliği olup $\psi_\sigma, \psi_e, \psi_0$ terimleri Poisson oranına (ν) bağlı olarak Eşitlik 22’de tanımlanmaktadır.

$$\psi_\sigma = \frac{\psi_0^2}{\psi_e}; \psi_0 = \sqrt{\frac{2}{1-\nu}}; \psi_e = \sqrt{\frac{2-\nu}{1-\nu}} \quad (\text{Eşitlik 22})$$

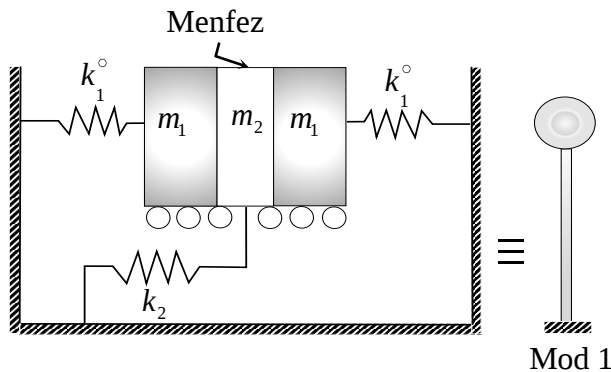
Model 1, Şekil 16’da gösterilen analitik model ile temsil edilmektedir ve dolgu rijitliği bu modelde Eşitlik 23 ile hesaplanmaktadır (Veletsos ve Younan, 1994a).

$$k_1 = m_1 \frac{\pi^2 G}{4 H_{eff}^2 \rho} = 1.339 \psi_\sigma G \quad (\text{Eşitlik 23})$$

Menfez yanal rijitliği Eşitlik 24 yardımıyla elde edilebilmektedir.

$$k_2 = \frac{2P}{\frac{PH_{eff}^3}{12E_w I_w} + \frac{1.2PH_{eff}}{0.40E_w bd}} \quad (\text{Eşitlik 24})$$

Yukarıda ifade edilen eşitlikte P, b, d, E_w ve I_w terimleri sırasıyla menfez üzerine etki eden kuvveti, menfez duvarının kalınlığını, menfezin genişliğini, elastisite modülünü ve atalet momentini tanımlamaktadır. Menfez sisteminin Young Modülü, Poisson oranı ve genişliği sırasıyla 30000 MPa, 0.2 and 6 m olarak dikkate alınmıştır.



Şekil 17. Dolgu-menfez sistemi için önerilen Model 2 ve modal temsili

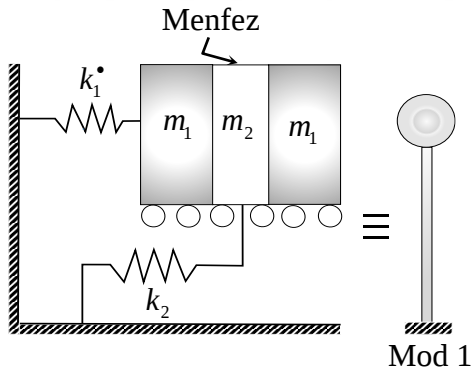
Model 2, Şekil 17’de gösterildiği gibi üç rijitlik ve ortak bir kütleden oluşmaktadır. Bu modelde rijitlik terimi olarak Scott (1973) tarafından geliştirilen rijitlik ifadesi kullanılmaktadır. Bu yaklaşımda duvar yüksekliği boyunca zeminin sabit veya değişen kayma modülü kullanılarak yanal yatak modülü (k_1') üretilmektedir (Eşitlik 25).

$$k_1' = \frac{0.8(1-\nu)G}{(1-2\nu)H_{eff}} \quad (\text{Eşitlik 25})$$

Winkler çözümü için geliştirilen bu yanal yatak katsayısı, zemin özelliklerinin duvar yüksekliği boyunca değişmediği varsayılarak Eşitlik 26’da ifade edildiği şekilde kolaylıkla kullanılabilir.

$$k_1^\circ = k_1' A \quad (\text{Eşitlik 26})$$

Bu eşitlikte k_1° ve A terimleri sırasıyla dolgu rijitliği ve dolgu ile menfez arayüzünde ortak olan temas yüzeyi alanını temsil etmektedir.



Şekil 18. Dolgu-menfez sistemi için önerilen Model 3 ve modal temsili

Model 3, Şekil 18’de gösterildiği gibi iki rijitlik ve ortak bir kütle sisteminden oluşmaktadır. Dolgu rijitliği, St. John ve Zahrah (1987) tarafından geliştirilen eş değer yay katsayısı kullanılarak elde edilebilir. Zemin için eş değer yay katsayısı (K_a), Eşitlik 27 vasıtasıyla hesaplanmaktadır.

$$K_a = \frac{16\pi G(1-\nu)H_{eff}}{(3-4\nu)L_w} \quad (\text{Eşitlik 27})$$

Bu eşitlikte L_w terimi idealleştirilmiş dalga boyunu tanımlamaktadır ve Eşitlik 28 yardımıyla elde edilmektedir.

$$L_w = V_s T = 4H_{eff} \quad (\text{Eşitlik 28})$$

Yukarıda ifade edilen eşitlikte V_s terimi kayma dalgası hızı olarak tanımlanmaktadır. Zeminin temel periyodu (T) ise Dobry vd. (1976) tarafından önerilen Eşitlik 29 yardımıyla elde edilebilmektedir.

$$T = \frac{4H_{eff}}{V_s} \quad (\text{Eşitlik 29})$$

Yukarıda açıklanan ifadeler yardımıyla eş değer yay katsayısı aşağıdaki şekilde dolgu için rijitlik terimine dönüştürülebilmektedir (Eşitlik 30).

$$k_1^* = K_a d \quad (\text{Eşitlik 30})$$

Son olarak dolgu-menfez etkileşim sisteminin frekansı önerilen üç farklı model için Eşitlik 31 yardımıyla elde edilebilmektedir.

$$w_n = \sqrt{\frac{k}{m_1 + m_2 + m_1}}; f_n = \frac{w_n}{2\pi} \quad (\text{Eşitlik 31})$$

Burada w_n , f_n , m_2 ve k terimleri sırasıyla etkileşim sisteminin dairesel frekansını (rad/sn), temel frekansını (Hz), menfezin dikkate alınan kütlelerini ve rijitliğini ifade etmektedir.

2.2.3. Dolgu-Menfez-Temel Zemini Etkileşim Sistemi İçin Önerilen Sayısal Modeller

Temel zemini ile yapı arasındaki karşılıklı etkileşim yapı dinamik tepkisini etkileyebilmektedir. Temel esneklik etkisi olarak da adlandırılabilen bu etki temel zemini ve yapı sisteminin rijitlikleriyle doğrudan ilişkilidir. Diğer bir deyişle sabit taban şartı, yapı ve zemin arasındaki rijitlik oranının sıfır olması durumunu ifade ederken zemin rijitliğindeki azalışa bağlı olarak bu oran birden büyük değerlere sahip olmaktadır. Rijitlik oranında elde edilen sıfırdan büyük değerler nispeten rijit yapıların

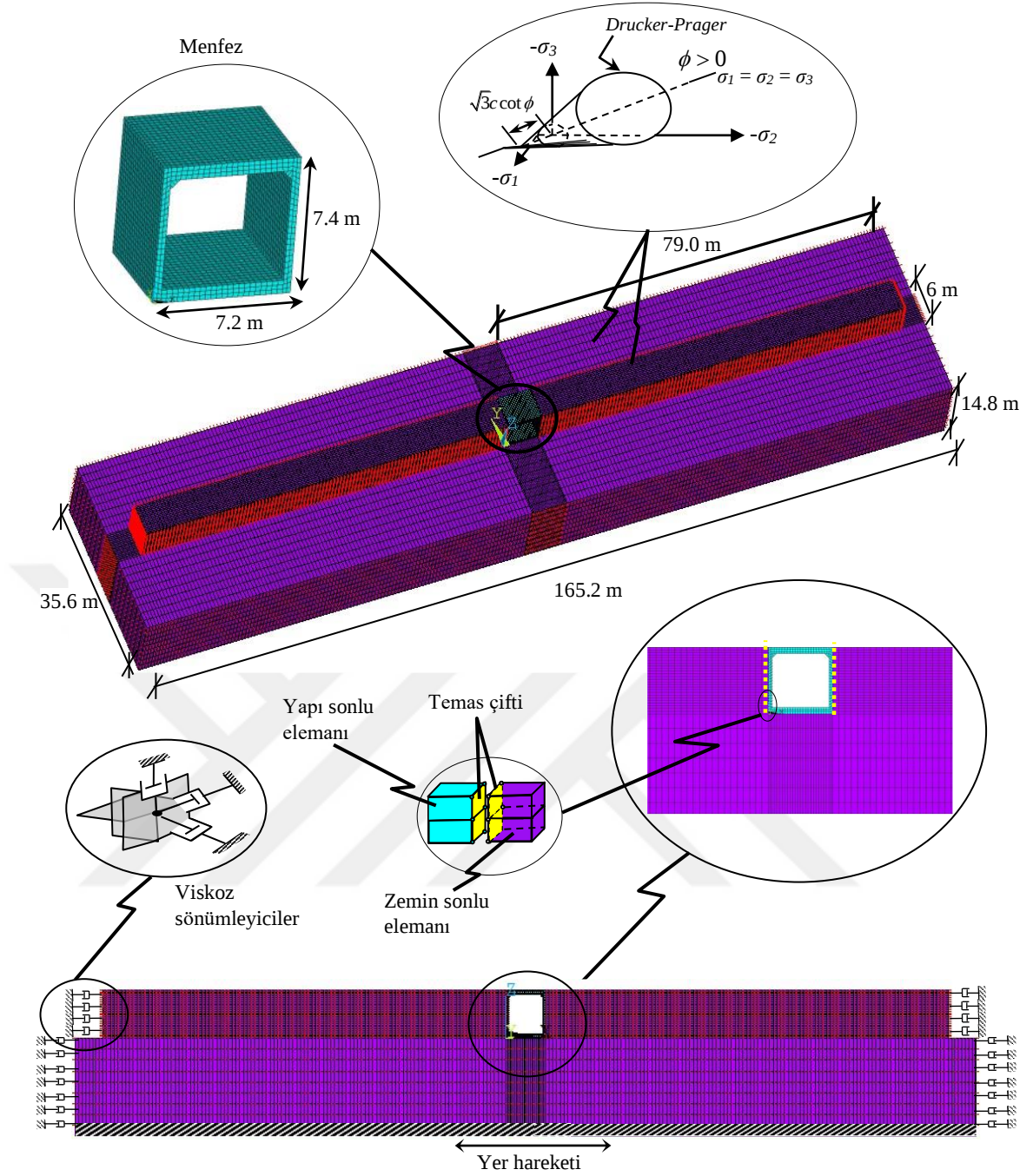
yumuşak zemin ortama oturması durumuna karşılık gelmektedir. Bu durum yapı sistemlerinin dinamik davranışlarında önemli değişimlere sebep olabilmektedir (Kramer, 1996). Bu değişimlerin, zemin-yapı etkileşim mekanizmasına bağlı olarak yapı dinamik tepkilerinde artış veya azalış şeklinde gözlenebileceği bilinmektedir (Jennings ve Bielak, 1973; Mylonakis ve Gazetas, 2000). Bu bilgiler ışığında, temel esnekliğinin dikkate alındığı dolgu-menfez-temel zemini sistemine ilişkin sayısal modeller aşağıda detaylı olarak sunulmaktadır.

➤ Dolgu-Duvar Arayüzünde Temas Etkisinin Dikkate Alındığı Sayısal Model

Temel zemini etkileşiminin dikkate alındığı bu sayısal modelde, dolgu ve menfez için yapılan modellemeler ankastre tabanlı sisteminkiyle benzerdir. Bu nedenle burada önerilen sayısal modelde ilave modelleme çalışmaları vurgulanmaktadır.

Menfez duvarı ve dolgu zemininin temas yüzeyleri arasındaki etkileşimin dikkate alınması, zemin ve yapı arasında meydana gelebilecek kayma ve ayrılmaların yansıtılabilmesi açısından oldukça önemlidir. Bu maksatla dolgu-menfez-temel zemini sistemi için önerilen sayısal modelde dolgu-menfez arayüzünde TARGE170-CONTA174 temas (kontak) eleman çifti kullanılmaktadır. Dolgu-menfez arasında tanımlanan temas elemanları, programda standart tip kontak seçilerek duvarın teğeti doğrultusunda kaymaya (sıyrılmaya) ve duvarın normali doğrultusunda ayrılmaya izin vermektedir. Bu yaklaşımı modele tanımlarken bazı temel ilkeler takip edilmiştir. Modelde rijitliği yüksek olan menfez yüzeyleri hedef yüzeyi olarak tanımlanırken nispeten daha küçük rijitliğe sahip dolgu yüzeyleri kontak yüzeyi olarak tanımlanmıştır. Temas elemanları yardımıyla dikkate alınan sürtünme modeli Coulomb sürtünme modelinin genişletilmiş bir halidir. Bu modelde ara yüzey sürtünme katsayısı ($\mu = \tan \delta$) ve temas kohezyonu girdi parametreleridir. Sürtünme katsayısı bulunurken beton duvarın sürtünme açısının $\delta = (0.6 - 0.8)\phi$ olarak dikkate alınması önerilmektedir (Bowles, 1997). Öte yandan bu değer için Seed ve Whitman (1970) $\delta = 0.5\phi$, Matsuzawa vd. (1985) ise $\delta = 0.667\phi$ değerini önermektedir. Duvar ve dolgu zemini arasındaki temas kohezyonu için, S_u drenajsız kayma mukavemeti olmak üzere, genellikle $(0.5-0.7)S_u$ aralığı dikkate alınmaktadır (Bowles, 1997). Çalışma kapsamında kontak elemanların dikkate alındığı tüm sayısal modellerde, tüm zeminler için temas kohezyonu 30 kPa ve μ ifadesi ortalama bir yaklaşımla 0.213 olarak kabul edilmiştir. İfade edilen temas girdi parametreleri, zaman tanım alanında gerçekleştirilen dinamik analizlerde tüm zeminler için $\phi = 20^\circ$ ve $c=60$ kPa olması sebebiyle aynı değere sahiptir.

Dolgu zemininde olduđu gibi, temel zemini de sekiz dűđűm noktasına sahip ve her dűđűm noktasında űű serbestliđűi olan SOLID45 eleman tipiyle modellenmiřtir. Temel zemininin depremin etkitileceđűi x dođrultusundaki boyutu, menfez yűzűnden itibaren her iki dođrultuda 10H deđerinden bir miktar fazla seűilerek 79 m olarak dikkate alınmıřtır. Bu bađlamda temel zemininin toplam uzunluđu 165.2 m'dir. Diđer yandan y dođrultusundaki boyutlar seűilirken, menfezin giriř ve űıkıř yűzlerinden itibaren 4H űlűűsű dikkate alınmıřtır. Temel zemininde yayılmaya bađlı sűnűm etkileri zemin sınırlarına yerleřtirilen MATRIX27 elemanlar ile dikkate alınmıřtır. Rijit taban sınır řartı dinamik zemin-yapı etkileřim problemlerinde anakayayı modellemek iűin yaygın olarak kullanılmaktadır (Cakir, 2013; Gűllű ve Jaf, 2016; Hatzigeorgiou ve Beskos, 2010; Reza Tabatabaiefar vd., 2013; Rostami vd., 2020; Yoo, 2013). Bu űalıřma kapsamındaki tűm sonlu elemanlar modellerinde anakaya seviyesi modellerin tabanında kabul edilmiřtir. Temel zemininin anakaya űzerine oturduđu varsayımına bađlı olarak taban dűđűm noktalarında tűm serbestlikler tutulmuřtur. Ayrıca zeminin dođrusal olmayan davranıřı dinamik analizlerde Drucker-Prager malzeme modeliyle temsil edilmiřtir. Bu űerűevede űnerilen sayısal model řekil 19'da gűsterilmektedir.



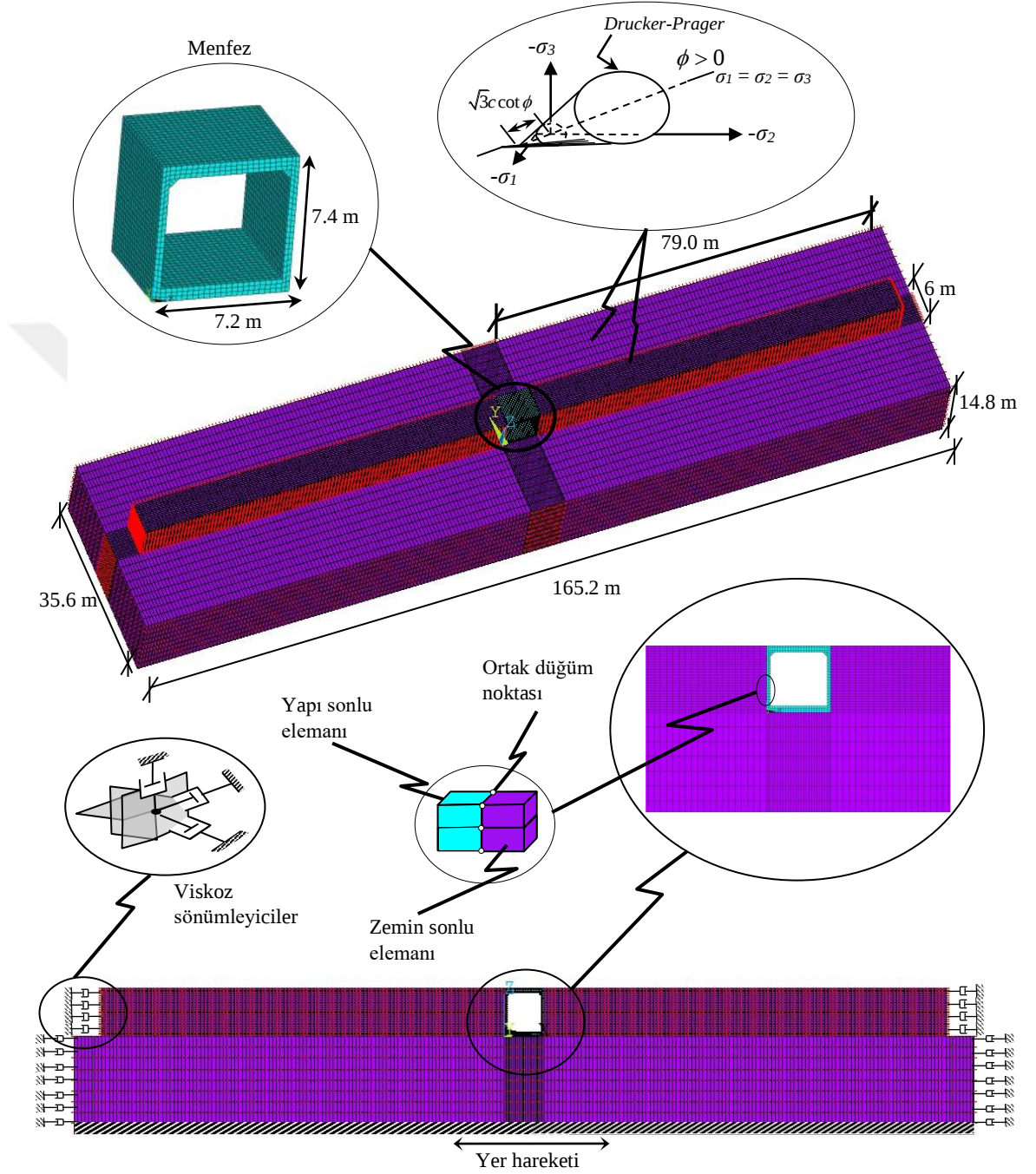
Şekil 19. Dolgu-menfez arayüzünde temas etkisi dikkate alınarak önerilen dolgu-menfez-temel zemini sistemi sayısal modeli

➤ Dolgu-Duvar Arayüzünde Ortak Düğüm Noktaları Kullanılarak Önerilen Sayısal Model

Bu kısımda önerilen model bir önceki bölümde tanıtılan modelle aynı boyutlara sahip olup dolgu-menfez ara yüzeyinde dikkate alınan temas elemanları dışında aynı elemanlar kullanılarak oluşturulmuştur. Bu nedenle modelleme aşamaları burada tekrarlanmamıştır.

Dolgu-menfez ara yüzeyi, iki sistemin temas eden yüzeylerinde aynı konumda bulunan düğüm noktalarının birleştirilmesi ile elde edilen ortak düğüm noktaları

kullanılarak dikkate alınmıştır. İfade edilen yaklaşım sebebiyle ortak düğüm noktalarında yapı ve zeminin serbestlik dereceleri aynıdır. Bu bağlamda ortak düğüm noktalarında elde edilecek yer değiştirmeler her iki sistem içinde aynı olmaktadır. Şekil 20’de önerilen sayısal model gösterilmektedir.

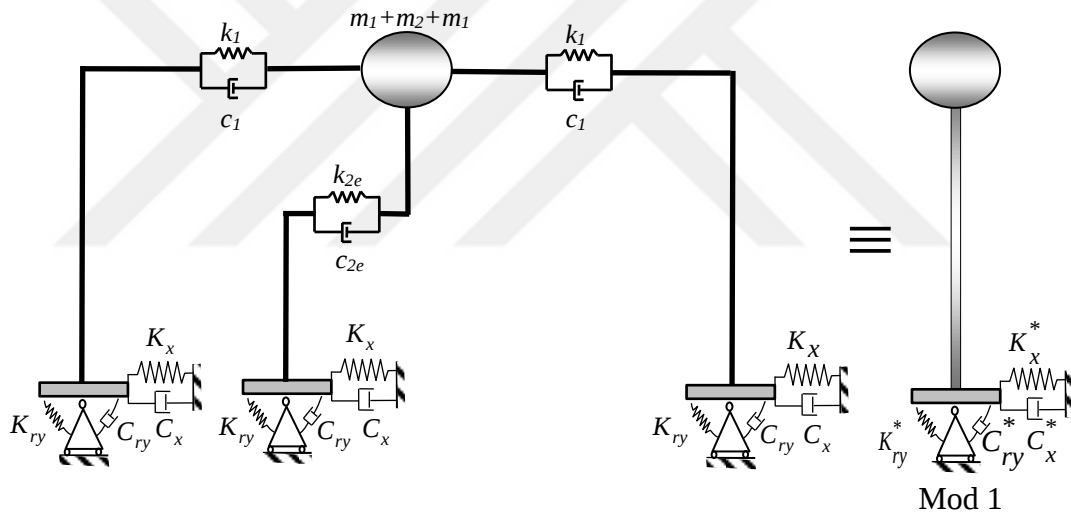


Şekil 20. Dolgu-menfez arayüzünde temas etkisinin dikkate alınmadığı durumda önerilen dolgu-menfez-temel zemini sistemi sayısal modeli

2.2.4. Dolgu-Menfez-Temel Zemini Etkileşim Sistemi İçin Önerilen Analitik Modeller

Dolgu-menfez sisteminin tabanında meydana gelebilecek ötelenme ve dönme serbestlik derecelerinin dikkate alınması suretiyle dolgu-menfez-temel zemini etkileşim sistemi birbirine seri bağlı yaylardan ve ortak bir kütleden oluşan analitik bir model yardımıyla temsil edilebilmektedir. Burada literatürden iyi bilinen bazı yaklaşımlar kullanılarak adı geçen etkileşim sistemi için analitik modeller önerilmektedir.

Söz konusu etkileşim modeli, kütle-yay-sönüm sistemlerinden oluşan tek serbestlikli toplanmış kütle modeli olarak ele alınabilir. Temel etkileşiminin hesaba katıldığı basitleştirilmiş analitik model Şekil 21’de verilmektedir. Bu şekildeki c_1 ve c_{2e} sırasıyla dolgu ve yapının malzeme sönümlerini ifade ederken, C_x ve C_{ry} sönümleri zemin ortamında dalga yayılımına bağlı olarak yapının ötelenme ve dönme modlarında gerçekleşecek sönümleri temsil etmektedir.



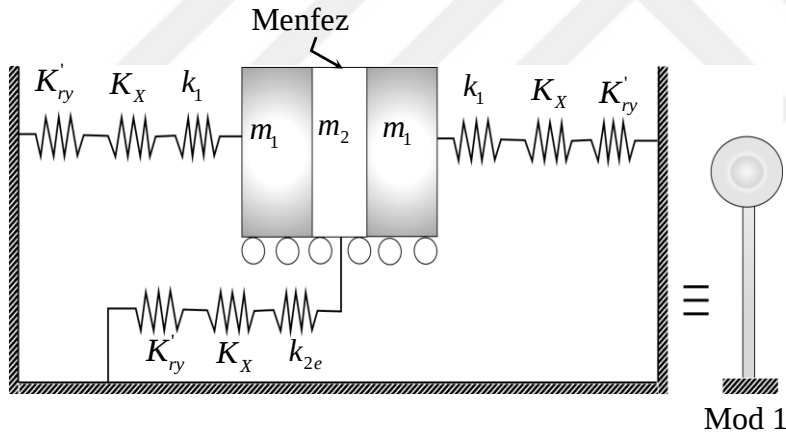
Şekil 21. Dolgu-menfez-temel zemin sistemi için önerilen çok serbestlikli analitik model

Modelde dolgu kütle ve rijitlikleri Veletsos ve Younan (1994a) tarafından önerilen ve bölüm (2.2.2)’de detaylı olarak bahsedilen yaklaşımla elde edilmektedir. Menfezin eğilme rijitliği (k_{2e}) de aşağıdaki bağıntıyla elde edilebilmektedir (Eşitlik 32):

$$k_{2e} = \frac{24E_w I_w}{H_{eff}^3} \quad (\text{Eşitlik 32})$$

Burada E_w , I_w ve H_{eff} terimleri sırasıyla menfezin elastisite modülünü, atalet momentini ve dikkate alınan yüksekliğini ifade etmektedir. Bu parametreler bölüm (2.2.2)'de tanımlanan değerler ile aynıdır.

Şekil 21'de gösterilen çok serbestlikli model bazı temel yapı dinamiği yaklaşımlarıyla tek serbestlikli eş değer bir analitik modele dönüştürülebilmektedir. Yapı dinamiği problemlerinin çözümünde birinci ötelenme modu temel bir parametre olarak değerlendirilmektedir. Titreşim altında özellikle dolgu kütlelerine bağlı olarak dolgu ve yapı kütlelerinin bir arada hareket edeceği bilindiğinden etkileşim sisteminin temel ötelenme mod frekansının elde edilmesi pratik bir yaklaşım çerçevesinde sistemin dinamik özelliklerini anlamak için yeterli olmaktadır. Bu yaklaşımdan hareketle önerilen tek serbestlikli analitik model Şekil 22'de gösterilmektedir. Çok serbestlikli ve tek serbestlikli bu modellerde temel etkileşimi için kullanılan terimler, homojen bir yarı sonsuz ortamın yüzeyine oturduğu varsayılan disk (Model 1), dikdörtgen (Model 2) ve düzensiz geometrik şekilli (Model 3) temeller için önerilen rijitlik ifadeleridir (Tablo 14).



Şekil 22. Dolgu-menfez-temel zemini sistemi için önerilen tek serbestlikli eş değer analitik model

Tablo 14. Eş değer analitik modelde kullanılan rijitlikler ve model adları

Temel şekli	Titreşim modu	Statik rijitlikler (K)	Model isimleri
Disk (Pais ve Kausel, 1988)	Yatay (x) (Boyuna doğrultuda)	$K_x = 8Gr_o / (2 - \nu)$	Model 1
	Dönme (r_y) (Yanal doğrultu etrafında)	$K_{ry} = 8Gr_o^3 / (3(1 - \nu))$	
Dikdörtgen (B<L) (Pais ve Kausel, 1988)	Yatay (x) (Boyuna doğrultuda)	$K_x = [GB / (2 - \nu)][6.8(L / B)^{0.65} + 2.4]$	Model 2
	Dönme (r_y) (Yanal doğrultu etrafında)	$K_{ry} = [GB^3 / (1 - \nu)][3.73(L / B)^{2.4} + 0.27]$	
Düzensiz geometrik şekilli (B<L) (Gazetas, 1991a)	Yatay (y) (Yanal doğrultuda)	$K_y = [2GL / (2 - \nu)](2 + 2.50\chi^{0.85})$ $\chi = A_b / (4L^2)$	Model 3
	Yatay (x) (Boyuna doğrultuda)	$K_x = K_y - [0.2 / (0.75 - \nu)]GL[1 - (B / L)]$	
	Dönme (r_y) (Yanal doğrultu etrafında)	$K_{ry} = [3G / (1 - \nu)]I_{by}^{0.75} (L / B)^{0.15}$	

r_o : Temelin eş değer yarıçapı, B, L : Sırasıyla temele ait yarı genişlik ve yarı uzunluk, ν : Zeminin Poisson oranı, G : Zeminin kayma modülü, A_b : Temelin oturum alanı, I_{by} : y eksenine göre atalet momenti, K_y : Temelin yanal ötelenme rijitliği.

Etkileşim sisteminin eş değer ötelenme mod frekansı sönümsüz serbest titreşim analizi ile bulunabilir. Burada kütle-yay sisteminin rijitlik terimlerinde bazı düzenlemeler yapmak gerekmektedir. Menfez taban tabliyesinin dönme serbestliği için dikkate alınacak rijitlik ifadesi (dönme rijitliği) (K_{ry}) aşağıdaki gibi düzenlenebilir (Eşitlik 33):

$$K'_{ry} = \frac{K_{ry}}{h^2} \quad (\text{Eşitlik 33})$$

Burada h ve K'_{ry} terimleri, sırasıyla zemin-yapı etkileşim sisteminin atalet merkezi ve menfez taban tabliyesinin dönme rijitliğinin menfezin ötelenme rijitliğine katkısı olarak tanımlanır. Eş değer basitleştirilmiş tek serbestlikli analitik model üç parça olarak kabul edilerek her parçanın eş değer rijitliği aşağıdaki gibi hesaplanabilir (Eşitlik 34):

$$K_{eq1} = K_{eqr} = \frac{K_x K_{ry}' k_1}{K_x k_1 + K_x K_{ry}' + K_{ry}' k_1}; K_{eqm} = \frac{K_x K_{ry}' k_2}{K_x k_2 + K_x K_{ry}' + K_{ry}' k_2} \quad (\text{Eşitlik 34})$$

Burada K_x , K_{eq1} , K_{eqm} ve K_{eqr} terimleri sırasıyla menfez taban tabliyesinin ötelenme rijitliğini, menfezin sol tarafının eş değer rijitliğini, menfez-temel zemini sisteminin eş değer rijitliğini ve menfezin sağ tarafının eş değer rijitliğini tanımlamaktadır. Türetilen bu eş değer yay rijitlikleri kullanılarak tüm sistemin eş değer rijitliği (K_{sys}) Eşitlik 35 kullanılarak hesaplanabilmektedir:

$$K_{sys} = K_{eq1} + K_{eqm} + K_{eqr} \quad (\text{Eşitlik 35})$$

Akabinde etkileşim sisteminin ötelenme frekansı (f_{sys}) Eşitlik 36 ile elde edilebilmektedir:

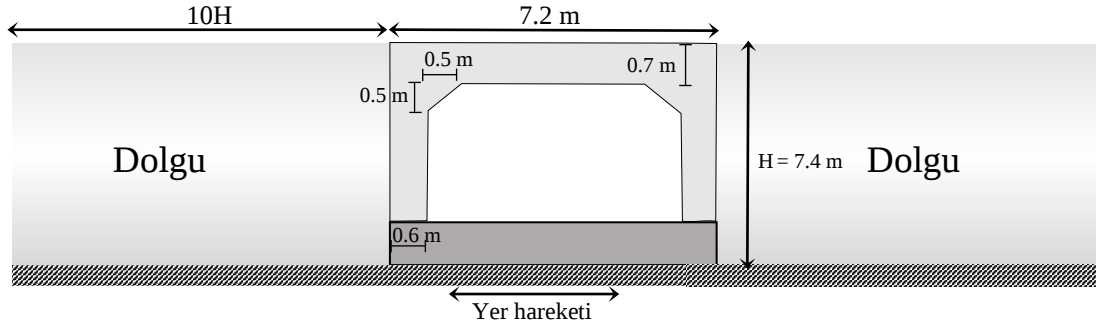
$$f_{sys} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_{sys}}{m_1 + m_2 + m_1}} \quad (\text{Eşitlik 36})$$

2.3. Menfez-2 İçin Önerilen Modeller

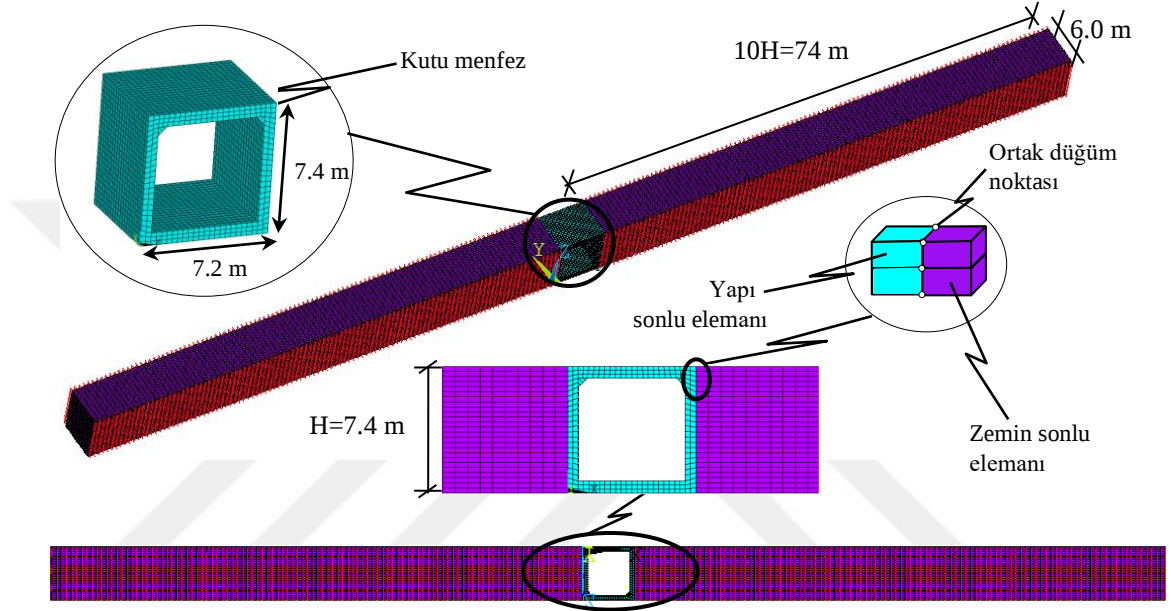
Etkileşim mekanizmasının birçok parametreye bağlı olarak yapıların dinamik davranışını değiştirebildiği ve bu parametrelerden birinin de rijitlik oranı olduğu daha önce ifade edilmişti. Burada rijitlik oranındaki farklılığın menfez davranışında meydana getireceği değişimlerin mertebesinin ve yönünün irdelenebilmesi maksadıyla Menfez-1'e kıyasla daha rijit olan Menfez-2 için de sayısal ve analitik modeller önerilmiştir. Menfez-2'nin duvar kalınlığı, Menfez-1'inkinden 0.2 m daha fazladır.

2.3.1. Dolgu-Menfez Etkileşim Sistemi İçin Önerilen Sayısal Model

Etkileşim problemi için dikkate alınan boyutlar ve problemin şematik gösterimi Şekil 23'te görülmektedir. Bu probleme özgü sonlu elemanlar modelinde de dolgu SOLID45 ve yapı SOLID65 elemanlarla modellenmiştir. Modelde dolgu uzunlukları yine 10H=74 m'dir. Viskoz sınırlar MATRIX27 elemanlar ile dikkate alınmıştır. Elastoplastik malzeme davranışı Drucker-Prager malzeme modeli ile temsil edilmiştir. Şekil 24'te ilgili sonlu elemanlar modeli sergilenmektedir.



Şekil 23. Menfez-2 için dolgu-menfez etkileşim sisteminin şematik gösterimi



Şekil 24. Menfez-2 için önerilen dolgu-menfez etkileşim sisteminin sayısal modeli

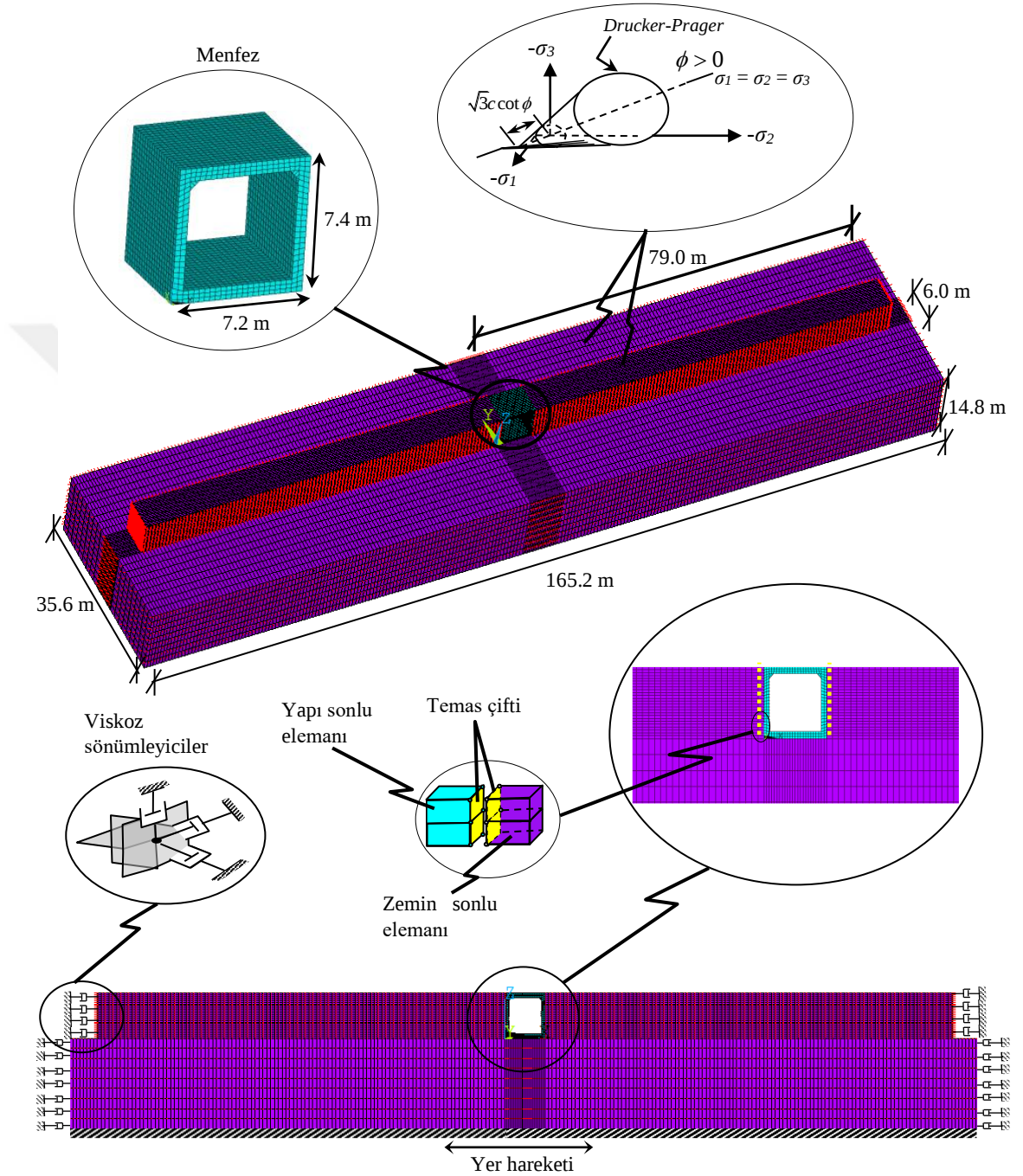
2.3.2. Dolgu-Menfez Etkileşim Sistemi İçin Önerilen Analitik Modeller

Burada Menfez-2 dikkate alınarak önerilen analitik modeller, çalışmanın (2.2.2) bölümünde detaylı olarak tanıtılan modeller ile özdeştir. Bu modellerde Menfez-2'ye ilişkin yapısal özelliklerin hesaba katılması suretiyle model çözümlmeleri gerçekleştirilebilmektedir.

2.3.3. Dolgu-Menfez-Temel Zemini Etkileşim Sistemi İçin Önerilen Sayısal Model

Menfez-2 dikkate alınarak dolgu-menfez-temel zemini sistemi için önerilen sayısal model Şekil 25'te gösterilmektedir. Modelde temel zemininin uzunluğu 165.2 m, genişliği 35.6 m ve kalınlığı 14.8 m'dir. Bu ölçüler, çalışmanın (2.2.3) bölümünde sunulan sayısal modellerin ölçüleriyle aynıdır. Dolgu ve temel zemini SOLID45 elemanlarla, menfez SOLID65 elemanlarla modellenmiştir. Dolgu ve temel zemininin yanıl sınırlarına MATRIX27 elemanları yerleştirilerek geometrik sönüm etkileri dikkate

alınmıştır. Dolgu-menfez arayüzünde temas yüzeylerinin birbirinden ayrılma, kapanma ve sıyrılma davranışlarını dikkate alabilmek için TARGE170 ve CONTA174 eleman tipleri kullanılmıştır. Dolgu ve temel zemininin elastoplastik davranışı Drucker-Prager akma kriteri ile temsil edilmiştir.



Şekil 25. Menfez-2 için önerilen dolgu-menfez-temel zemini etkileşim sistemi sayısal modeli

2.3.4. Dolgu-Menfez-Temel Zemini Etkileşim Sistemi İçin Önerilen Analitik Modeller

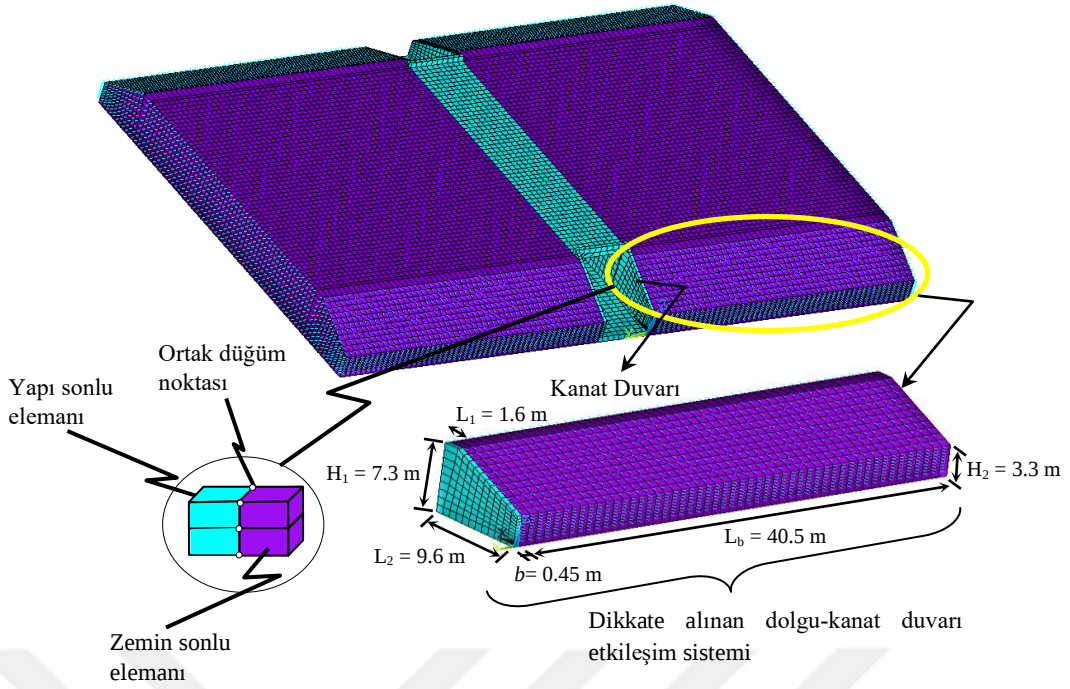
Burada Menfez-2 dikkate alınarak önerilen analitik modeller, çalışmanın (2.2.4) bölümünde detaylı olarak tanıtılan modeller ile özdeştir. Bu modellerde Menfez-2'ye ilişkin yapısal özelliklerin hesaba katılması suretiyle model çözümlmeleri gerçekleştirilebilmektedir.

2.4. Menfez-3 İçin Önerilen Modeller

Kutu menfez yapılarında yan duvarlar, alt ve üst tabliyeler ve kanat duvarları gibi yapısal elemanlar bulunmaktadır. Bu yapısal elemanlar hem geometrik ve konumsal farklılıklara hem de yük transfer mekanizmasına bağlı olarak farklı davranışlar gösterebilirler. İlgili yükler genellikle menfez yan duvarlarına ve kanat duvarlarına etkiyen zemin basınçları, üst tabliye üzerindeki sürsaj ve dolgu yükleri, üst tabliye üzerinden araç geçişine bağlı olarak etkiyen araç yükleri veya dikkate alınan deprem doğrultusuna bağlı olarak etkiyen sismik yükler olabilmektedir. Çalışmanın (2.2) ve (2.3) bölümlerinde duvar kalınlıkları farklı iki menfez (Menfez 1 ve Menfez 2) ele alınmıştır. Burada dikkate alınan Menfez-3 ise örtü dolgusuz menfez ve kanat duvarı birleşiminden oluşan bir yapısal sistem olarak ele alınmakta ve sadece kanat duvarının sismik davranışına odaklanılmaktadır. Bu çerçevede önerilen sayısal ve analitik modeller aşağıda sunulmaktadır.

2.4.1. Dolgu-Kanat Duvarı Etkileşim Sistemi İçin Önerilen Sayısal Model

Dolgu-kanat duvarı etkileşim sistemi için önerilen sonlu elemanlar modeli Şekil 26'da görülmektedir. Dolgu ve yapı sırasıyla SOLID45 ve SOLID65 elemanlarla modellenmiş ve radyasyon sönümü etkileri MATRIX27 elemanlar kullanılarak dikkate alınmıştır. Dolgu uzunluğunun, duvar yüksekliğinin veya menfez genişliğinin dört-dört buçuk katı kadar alınmasının davranış temsili için yeterli olabileceği çalışmanın (2.2.1) bölümünde belirtilmişti (Hashash vd., 2010; Mahjoubi ve Maleki, 2020; Shamsabadi vd., 2010). Buradan hareketle dolgu uzunluğu (L_b), giriş başlığı dahil olmak üzere kanat duvarı yüksekliğinin (8.1 m) beş katı (40.5 m) dikkate alınmıştır. Ayrıca modelde kanat duvarının düşey doğrultudaki uzun ve kısa kenarı (H_1, H_2) ile en üst ve en alt kenarının (L_1, L_2) uzunlukları sırasıyla 7.3 m, 3.3 m, 1.6 m ve 9.6 m olarak dikkate alınmıştır.



Şekil 26. Dolgu-kanat duvarı etkileşim sistemi

2.4.2. Dolgu-Kanat Duvarı Etkileşim Sistemi İçin Önerilen Analitik Modeller

Dolgu-kanat duvarı sistemi burada kütle-yay-sönüm sistemlerinden oluşan üç analitik model ile temsil edilmektedir (Şekil 27-29: Model 1-3). Bu modellerde dolgu zemini, dikey sınırlarından biri kanat duvarı tarafından tutulan, rijit bir tabana bağlı, üst yüzeyi serbest, yarı sonsuz ve düzgün bir lineer elastik ortamdan oluşmaktadır. Burada ele alınanlara benzer bazı problemlerde, duvarlar tepede serbest veya basit mesnetli olarak kabul edilebilir. Örneğin, basit mesnet veya mafsal sınır koşulu bodrum duvarları için daha uygunken serbest sınır koşulu konsol istinat duvarları için daha elverişli olabilmektedir (Younan ve Veletsos, 2000). Buradan hareketle analitik modelleme çalışmalarında davranışı temsil edebilen bazı formüller ve yaklaşımlar (Chopra, 2014; Kausel, 2017; Timoshenko ve Woinowsky-Krieger, 1959; Ugural, 2017; Veletsos ve Younan, 1994a) ilgili problemlere uyarlanmıştır. Bunlar aşağıda ayrıntılı olarak ifade edilmektedir. Dolgu kütlesi ve rijitliği (Veletsos ve Younan, 1994a) üç modelde de aynıdır ve modellerde duvar kütleleri dikkate alınmaktadır. Bu kapsamda önerilen modeller arasındaki farklılık, farklı kabuller altında dikkate alınan duvar rijitliklerinin değişiminden kaynaklanmaktadır. Bu rijitlik ifadeleri; eğilme kirişi, plak veya kayma kirişi gibi tipik inşaat mühendisliği sistemlerinin temsilinde yaygın bir şekilde kullanılmaktadır.

Önerilen modeller sabit duvar ve dolgu yüksekliği için uygulanabilir olduğundan dolgu basıncının etkidiği duvar yüzeyi eş değer dikdörtgene çevrilmektedir. Eş değer yükseklik Şekil 26'dan aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

$$H = \frac{\left[(L_1 \times H_1) + \left(\frac{H_1 + H_2}{2} \right) \times (L_2 - L_1) \right]}{L_2} = 5.63m \quad (\text{Eşitlik 37})$$

Dolgu kütlesi Eşitlik 38 kullanılarak hesaplanmaktadır (Veletsos ve Younan, 1994a):

$$m_1 = 0.543 \psi_\sigma \rho H^2 \quad (\text{Eşitlik 38})$$

Burada tanımlanan m_1 , ρ ve H sırasıyla dolgu kütlesini, yoğunluğunu ve duvarın eş değer yüksekliğini tanımlamaktadır. $\psi_\sigma, \psi_e, \psi_0$ terimleri ise aşağıdaki eşitlikler yardımıyla tanımlanan Poisson oranına (ν) bağlı fonksiyonları ifade etmektedir (Eşitlik 39).

$$\psi_\sigma = \frac{\psi_0^2}{\psi_e}; \psi_0 = \sqrt{\frac{2}{1-\nu}}; \psi_e = \sqrt{\frac{2-\nu}{1-\nu}} \quad (\text{Eşitlik 39})$$

Dolgu rijitliği (k_1) Eşitlik 40 kullanılarak elde edilebilir (Veletsos ve Younan, 1994a):

$$k_1 = m_1 \frac{\pi^2 G}{4H^2 \rho} = 1.339 \psi_\sigma G \quad (\text{Eşitlik 40})$$

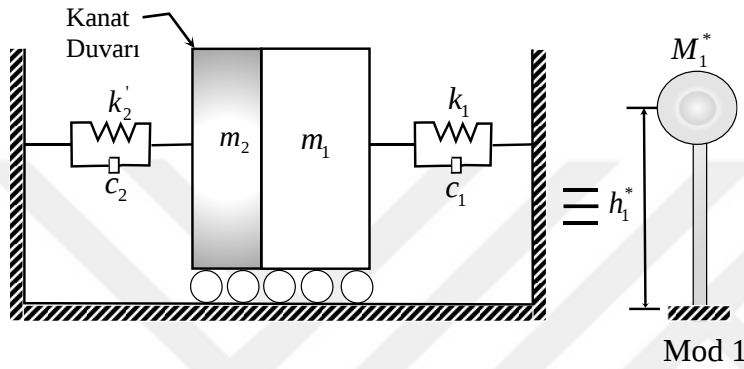
Burada G dolgu zemininin kayma modülüdür.

Yukarıda verilen parametrelere bağlı olarak önerilen Model 1 Şekil 27'de gösterilmektedir. Bu model iki rijitlik, iki sönüm ve tek bir kütleden (dolgu kütlesi (m_1) ve kanat duvarı kütlesinin (m_2) toplamı) oluşmaktadır. Kanat duvarı Model 1'de konsol bir eğilme kirişi olarak kabul edilmektedir. Bu yaklaşım için kanat duvarının ötelenme rijitliği yükün duvarın üst kısmına etkidiği varsayımıyla elde edilmekte ve bu rijitlik $k_2' = 3E_w I_w / H^3$ olmaktadır (Kausel, 2017). Burada E_w ve I_w sırasıyla kanat duvarının

elastisite modülü ve atalet momentidir. Böyle bir tek serbestlikli modelin doğal frekansı sönümsüz serbest titreşim analizi ile kolaylıkla belirlenebilmektedir (Eşitlik 41).

$$w_n = \sqrt{\frac{k_1 + k_2}{m_1 + m_2}}; f_n = \frac{w_n}{2\pi} \quad (\text{Eşitlik 41})$$

Burada, w_n ve f_n sırasıyla dolgu-kanat duvarı etkileşim sisteminin açısal frekansını ve doğal titreşim frekansını ifade etmektedir.

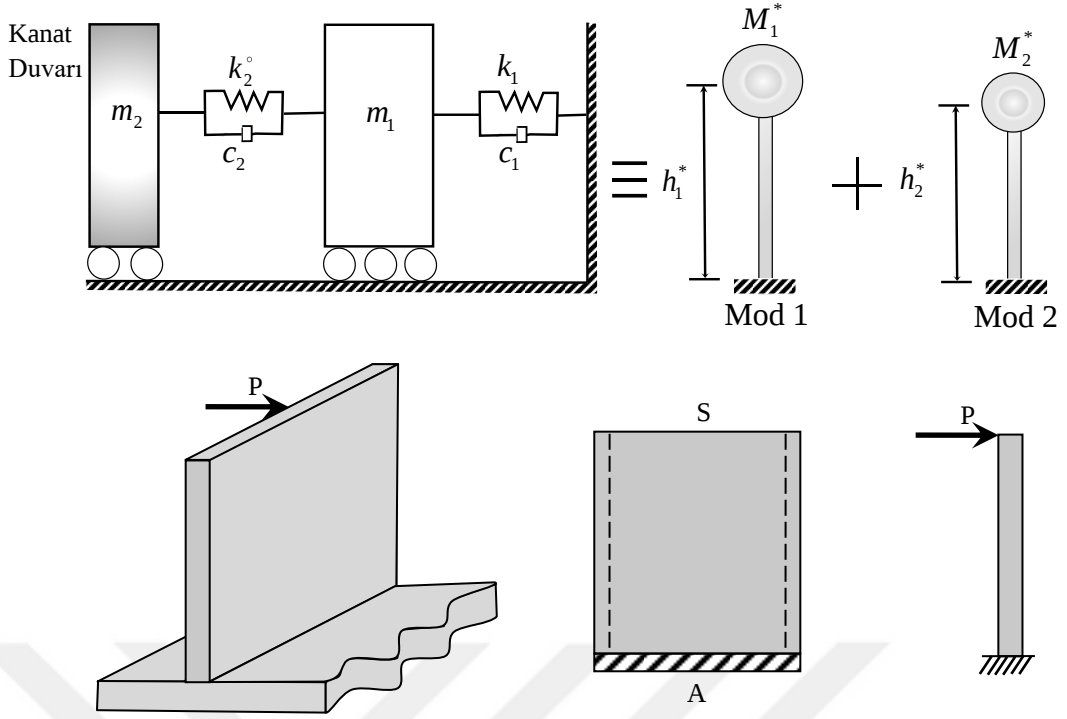


Şekil 27. Model 1

Şekil 28’de sergilenen Model 2, iki serbestliğe sahip dolgu-kanat duvarı etkileşim sistemini tanımlamaktadır. Modelde kanat duvarı konsol bir plak olarak ele alınmaktadır (Timoshenko ve Woinowsky-Krieger, 1959). Böyle bir plak modelinde kanat duvarı bazı sınır koşullarının birleşimine sahiptir. Bir diğer deyişle karşılıklı iki kenar basit mesnetli iken diğer iki kenardan biri ankastre (A), biri ise serbesttir (S). Bu şekliyle sınır koşulları Model 2’de duvar kenarlarında ankastre-basit mesnet-serbest-basit mesnetli olarak dikkate alınmıştır (Timoshenko ve Woinowsky-Krieger, 1959; Ugural, 2017). Bu kabuller altında duvar yanal rijitliği, serbest kenarın ucunda ve bu kenarın ortasında yoğunlaştırılmış birim yükleme için Eşitlik 42 ile ifade edilmektedir (Timoshenko ve Woinowsky-Krieger, 1959):

$$k_2 = \frac{0.496 E_w b^3}{H^2 (1 - \nu_w^2)} \quad (\text{Eşitlik 42})$$

Burada b ve ν_w sırasıyla kanat duvarının kalınlığını ve Poisson oranını ifade etmektedir.



Şekil 28. Model 2

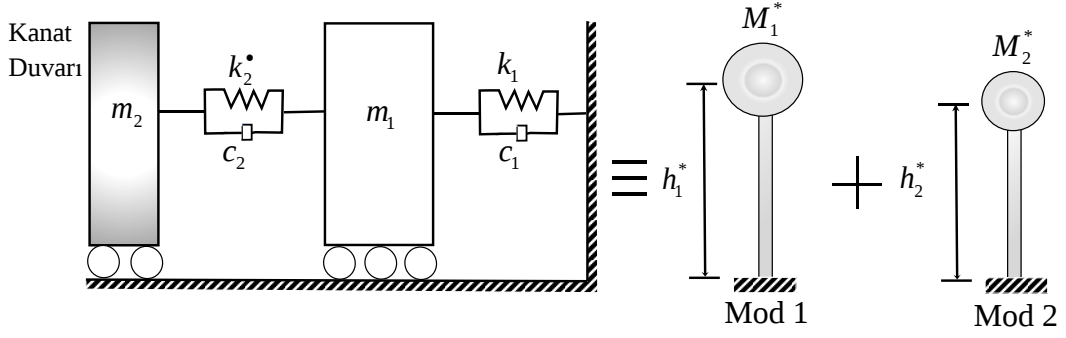
Model 3'te kanat duvarı konsol bir kayma kirişi olarak tanımlanmaktadır (Şekil 29). Buradaki kayma kirişi, sadece kaymada deforme olabilen geleneksel kirişlerin bir sınıfı olup eğilme deformasyonu sergilememektedir. Kayma kirişi eğer uçlarından birinde ankastre mesnestli ise rijit cisim olarak dönemez ancak serbest kayma kirişi rijit cisim olarak dönebilir. Bu problem için kanat duvarının ötelenme rijitliği aşağıda tanımlanan Eşitlik 43 yardımıyla elde edilebilir (Kausel, 2017):

$$k_2^* = G_w A_{es} / H \quad (\text{Eşitlik 43})$$

Yukarıdaki eşitlikte G_w ve A_{es} terimleri sırasıyla kanat duvarının kayma modülünü ve kayma alanını ifade etmektedir. A_{es} aşağıdaki eşitlik yardımıyla elde edilebilir (Kausel, 2018):

$$A_{es} = 5A_s / 6 \quad (\text{Eşitlik 44})$$

Burada A_s kanat duvarının kesit alanıdır.



Şekil 29. Model 3

Dolgu ve duvarın malzeme sönümleri, analitik modellerde sırasıyla c_1 ve c_2 terimleri ile tanımlanmıştır. Modal analiz aşamasında sönümsüz serbest titreşim analizleri yapıldığından modal frekanslar bulunurken yalnızca kütle ve rijitlik matrisleri dikkate alınmaktadır.

Yukarıda belirtildiği üzere Model 1 tek serbestlikli bir model olup mod frekansının elde edilmesi kolaydır. Diğer yandan Model 2 ve Model 3'ün mod frekanslarının elde edilebilmesi ve dinamik analizlerin gerçekleştirilebilmesi için önerilen modellerin serbest cisim diyagramları kullanılarak hareket denklemleri yazılmalıdır. Model 2 ve Model 3'ün dinamik hareket denklemleri D'Alembert prensibi yardımıyla oluşturulabilmektedir. Burada D'Alembert prensibine dayalı olarak Model 2 için dinamik hareket eşitlikleri Eşitlik 45 ve Eşitlik 46'da verildiği gibidir:

$$m_1 \ddot{u}_1 + (c_1 + c_2) \dot{u}_1 + (k_1 + k_2^\circ) u_1 - c_2 \dot{u}_2 - k_2^\circ u_2 = P_1(t) \quad (\text{Eşitlik 45})$$

$$m_2 \ddot{u}_2 - c_2 \dot{u}_1 - k_2^\circ u_1 + c_2 \dot{u}_2 + k_2^\circ u_2 = P_2(t) \quad (\text{Eşitlik 46})$$

Bu eşitlikler matris formunda da yazılabilir (Eşitlik 47):

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2^\circ & -k_2^\circ \\ -k_2^\circ & k_2^\circ \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_1(t) \\ P_2(t) \end{Bmatrix} \quad (\text{Eşitlik 47})$$

Yukarıdaki eşitlikler Model 2 için üretilmiştir. Model 3'ün çözümü için k_2° yerine $k_2^\bullet$ yazılması yeterlidir.

Matris formunda ifade edilen eşitlikte, $(\ddot{u}_1, \ddot{u}_2), (\dot{u}_1, \dot{u}_2), (u_1, u_2)$ terimleri sırasıyla dolgu zemini ve duvarın ivme, hız ve yer değiştirme vektörlerini temsil etmektedir. $P_1(t)$ ve $P_2(t)$ terimleri ise dolgu ve kanat duvarına etki eden dış yükleri tanımlamaktadır.

İlgili hareket denklemleri modal analiz prosedürü takip edilerek çözülebilmektedir. Bu çözüm için etkin kütlelerin (M_1^*, M_2^*) , yüksekliklerin (h_1^*, h_2^*) ve rijitliklerin (k_1^*, k_2^*) elde edilmesi yeterli olmaktadır. Eşitlik 48 ve Eşitlik 49 ifade edilen parametrelerin elde edilmesi için kullanılmaktadır:

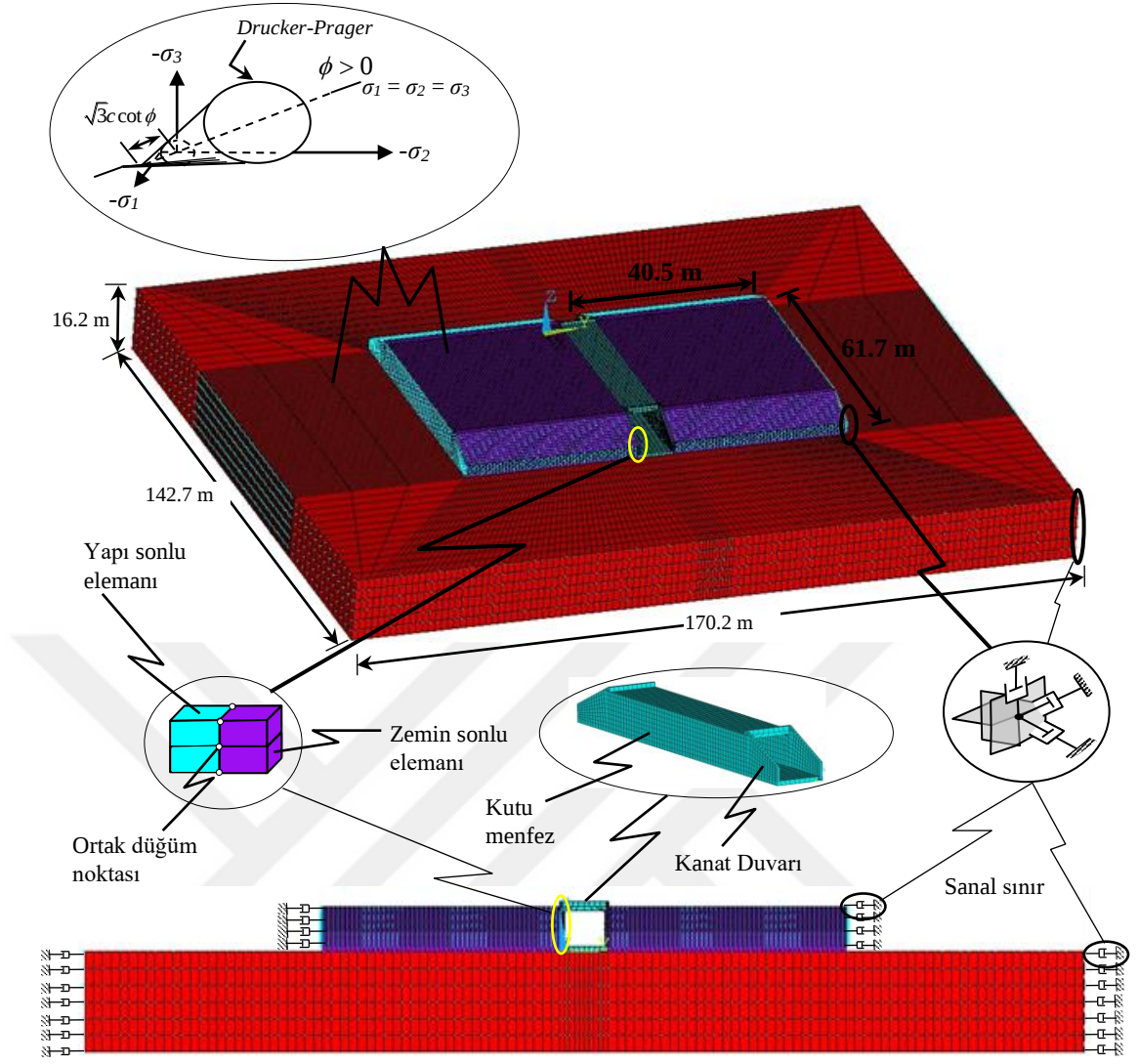
$$M_n^* = \Gamma_n L_n^h = \frac{(L_n^h)^2}{M_n}; h_n^* = \frac{L_n^\theta}{L_n^h}; k_n^* = \omega_n^2 M_n^* \quad (\text{Eşitlik 48})$$

$$M_n = \phi_n^T m \phi_n = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{jn}^2; \Gamma_n = \frac{L_n^h}{M_n}; L_n^h = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{jn}; L_n^\theta = \sum_{j=1}^N h_j m_j \phi_{jn} \quad (\text{Eşitlik 49})$$

Burada N , ϕ_n ve w_n^2 ifadeleri sırasıyla toplam mod sayısını, n . mod vektörünü ve n . moda ait öz değeri tanımlamaktadır.

2.4.3. Dolgu-Menfez-Kanat Duvarı-Temel Zemini Etkileşim Sistemi İçin Önerilen Sayısal Model

Önerilen sonlu elemanlar modeli Şekil 30'da sunulmaktadır. Söz konusu modelde menfez ve kanat duvarı SOLID65 elemanlarla, dolgu ve temel zeminleri SOLID45 elemanlarla modellenmiştir. Yayılmaya bağlı sönüm etkileri Lysmer ve Kuhlemeyer (1969) tarafından geliştirilen ve birçok çalışmada (Cakir, 2013; Güllü ve Karabekmez, 2017; Livaoglu, 2014) kullanılan viskoz sınırlarla dikkate alınmıştır. Ayrıca dinamik etkileşim problemlerinde dolgu uzunluğunun ve temel zemininin uzunluk ve genişliğinin belirlenmesinin kritik bir öneme sahip olduğu belirtilmiştir. Genel olarak, dolgu ve yakın alanın yeterli boyutlarına duvar yüksekliği, yapının uzunluğu ve genişliği ve/veya temel yarıçapına bağlı olarak karar verilebilmektedir (Güllü ve Jaf, 2016; Güllü ve Karabekmez, 2017; Hashash vd., 2010; Mahjoubi ve Maleki, 2020; Shamsabadi vd., 2010; Veletsos ve Younan, 1994a, 1994b). Buradaki modelde dolgu ve temel zemini uzunlukları her iki yönde sırasıyla 5H ve 10H olarak dikkate alınmıştır. Ayrıca dolgu ve temel zemininin doğrusal olmayan davranışının temsili için Drucker-Prager elasto-plastik malzeme modeli tercih edilmiştir.



Şekil 30. Dolgu-menfez-kanat duvarı-temel zemini etkileşim sistemi için önerilen sayısal model

3. BULGULAR VE İRDELEME

Bu bölümde çalışmaya konu olan menfezler için önerilen sayısal ve analitik modeller kullanılarak modal ve sismik çözümler gerçekleştirilmekte ve elde edilen bulgular ayrıntılı olarak tartışılmaktadır.

3.1. Menfez-1 İçin Gerçekleştirilen Analizler

3.1.1. Menfez-1 İçin Gerçekleştirilen Modal Analizler

Önerilen modellere ilişkin temel mod frekanslarının elde edilebilmesi ve karşılaştırılabilmesi için bir dizi sönümsüz serbest titreşim analizi yapılmıştır. Bu analiz sonuçları aşağıda detaylı olarak sunulmaktadır. Burada ilgili tablo ve grafiklerde sunum kolaylığı sağlamak için dolgu-menfez arayüzünde kontak elemanlar ile ayrılma, kapanma ve sıyrılma davranışını dikkate alabilen etkileşim modeli (Şekil 19) FEM-1A, dolgu-menfez arayüzünde ortak düğüm noktaları ile tam yapışma davranışı kabulü yapılarak önerilen model (Şekil 20) ise FEM-1B olarak adlandırılmıştır.

3.1.1.1. Dolgu-Menfez Etkileşim Sisteminin Modal Analizi

Menfez-1 ve Menfez-2 için önerilen sayısal ve analitik modellerin modal ve dinamik analizlerinde kutu menfezlerin dikkate alınan Young modülü, 30000 MPa, Poisson oranı, 0.2, yoğunluğu, 2500 kg/m³ ve dolgu/temel zemini özellikleri Tablo 15'te verilmektedir.

Tablo 15. Dikkate alınan zemin özellikleri

Zemin Koşulu	E , kPa	G , kPa	c , kPa	ν	ϕ (°)	ρ , kN/m ³	V_s , m/s	V_p , m/s
S1	300000	115384	60	0.30	20	20	240	449
S2	150000	57692	60	0.30	20	19	174	326
S3	75000	27777	60	0.35	20	18	124	259
S4	35000	12963	60	0.35	20	17	87	182

E : Elastisite modülü, G : Kayma modülü, c : Kohezyon, ν : Poisson oranı, ϕ : İçsel sürtünme açısı, ρ : Yoğunluk, V_s : Kayma dalgası hızı, V_p : Boyuna dalga hızı

Ankastre tabanlı dolgu-menfez etkileşim sistemi için önerilen modellerin çözümünden elde edilen temel mod frekansları ve sadece dolgu katmanına ait frekans değerleri Tablo 16'da verilmektedir. Buradaki sonuçlar dolgunun duvara yapışık olduğu varsayımıyla elde edilmiştir. Elde edilen sonuçlardan farklı zemin koşulları için model duyarlılıklarının değiştiği görülmektedir. Örneğin, S1 zemini koşullarında Model 1 ve

Model 3 için frekanslar sırasıyla 8.48 ve 8.46 Hz olarak elde edilirken, FEM frekansı 8.23 Hz olarak elde edilmektedir. Ayrıca sadece zemin katmanına ait frekans 8.96 Hz iken, menfezin dahil edilmesiyle birlikte farklı modelleme yaklaşımlarına bağlı olarak frekans değerlerinin 6.46-8.48 Hz aralığında değiştiği görülmektedir. Bir diğer deyişle yapının modellenmesiyle periyodun uzadığı anlaşılmaktadır. FEM frekansı, Model 1 ve Model 3'ten elde edilen frekanslardan sırasıyla %2.95 ve %2.72 mertebesinde farklılık gösterirken, aynı fark Model 2 için %27.40 mertebesinde elde edilmektedir. Dikkate alınan bu örnek için en iyi uyumun FEM ile Model 3 arasında gerçekleştiği görülmektedir. Bir başka örnek olarak S4 zemini için FEM ile Model 2 kıyaslandığında, frekanslar arasındaki farkın yaklaşık %9.25 olduğu görülürken, Model 1 ve Model 3 için aynı farkın sırasıyla %6.97 ve %6.40 seviyelerinde gerçekleştiği görülmektedir. Yapılan karşılaştırmalardan tüm zemin sistemlerinde FEM ile en uyumlu modellerin sırasıyla Model 3 ve Model 1 olduğu söylenebilir. Diğer yandan FEM ile Model 2 arasındaki örtüşmenin zemin rijitliğindeki azalışa bağlı olarak arttığı ve en iyi performansın S4 zemininde gerçekleştiği dikkat çekmektedir. Elde edilen sonuçların tamamı göz önünde bulundurulduğunda dolgu rijitliğindeki azalmayla frekans değerlerinin düştüğü açıkça görülmektedir. Ayrıca farklı yaklaşımlar dikkate alınarak geliştirilen Model 1 ve Model 3'ün dikkate alınan bütün zemin koşullarında birbirlerine oldukça yakın sonuçlar üretebildiği belirgindir.

Tablo 16. Ankastre taban koşulunda Menfez-1 dikkate alınarak dolgu-menfez etkileşim sistemi için önerilen sayısal ve analitik modellerden elde edilen temel frekanslar (Hz)

	Önerilen Modeller								
	Zemin	Dolgu	FEM	Model 1	Fark (%)	Model 2	Fark (%)	Model 3	Fark (%)
Birinci Mod Frekansı (Hz)	S1	8.96	8.23	8.48	2.95	6.46	27.40	8.46	2.72
	S2	6.50	6.01	6.20	3.06	4.76	26.26	6.19	2.91
	S3	4.64	4.32	4.51	4.21	3.76	14.89	4.48	3.57
	S4	3.26	3.07	3.30	6.97	2.81	9.25	3.28	6.40
FEM: Ankastre taban koşulunda dolgu-menfez etkileşim sistemi için önerilen sayısal model									
Fark (%) = $100 \times (\text{Analitik} - \text{FEM}) / \text{Analitik} $									

3.1.1.2. Dolgu-Menfez-Temel Zemini Etkileşim Sisteminin Modal Analizi

Tablo 17'de dolgu-menfez-temel zemini etkileşim sistemi için önerilen modellerin çözümüyle belirlenen temel mod frekansları karşılaştırmalı olarak sunulmaktadır. Bu tablodan sayısal model sonuçlarının analitik model sonuçları ile genel olarak uyumlu olduğu ve frekanslar arasındaki farkın %0.37-%6.71 arasında değiştiği görülmektedir. Ayrıca modeller arasındaki en iyi uyumun S3 zemini koşullarında gerçekleştiği açıktır.

Tablo 17. Menfez-1 dikkate alınarak dolgu-menfez-temel zemini etkileşim sistemi için önerilen sayısal ve analitik modellerden elde edilen temel frekanslar (Hz)

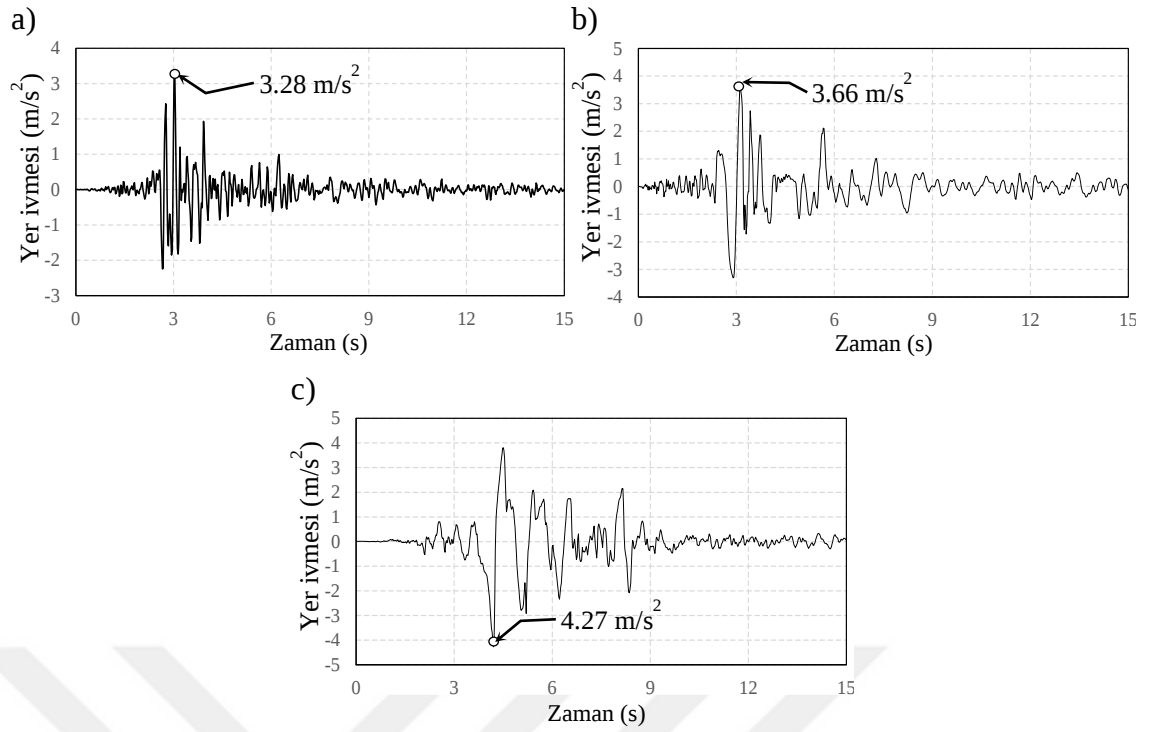
	Zemin	Önerilen Modeller						
		FEM-1B	Model 1	Fark (%)	Model 2	Fark (%)	Model 3	Fark (%)
Birinci	S1	5.25	4.96	5.85	4.98	5.42	4.92	6.71
Mod	S2	3.82	3.67	4.09	3.69	3.52	3.65	4.66
Frekans	S3	2.74	2.72	0.74	2.73	0.37	2.70	1.48
(Hz)	S4	1.93	2.00	3.50	2.01	3.98	1.98	2.53
FEM-1B: Dolgu-menfez-temel zemini etkileşim sistemi için önerilen sayısal model								
Fark (%) = $100 \times (\text{Analitik} - (\text{FEM-1B})) / \text{Analitik} $								

3.1.2. Menfez-1 Dikkate Alınarak Önerilen Dolgu-Menfez-Temel Zemini Etkileşim Sistemi Sayısal Modellerinin Dinamik Analizi

Bu bölümde FEM-1A ve FEM-1B modellerinin doğrusal olmayan dinamik analizleri dört farklı zemin sistemi dikkate alınarak üç farklı deprem kaydı için zaman tanım alanında gerçekleştirilmiştir. Deprem kayıtlarını en büyük yer ivmesi (PGA) ve en büyük hız (PGV) değerlerini kullanarak frekans içeriği açısından sınıflandırabilmek mümkündür. Burada dikkate alınan deprem kayıtları frekans içeriği yönünden; yüksek ($\text{PGA/PGV} > 1.2$), orta ($1.2 \geq \text{PGA/PGV} \geq 0.8$) ve düşük ($0.8 > \text{PGA/PGV}$) frekans içeriğine sahip deprem kayıtları olarak sınıflandırılmaktadır. İlgili deprem kayıtlarının özellikleri Tablo 18’de ve ivme-zaman grafikleri Şekil 31’de gösterilmektedir.

Tablo 18. Dikkate alınan deprem kayıtları (PEER, 2020)

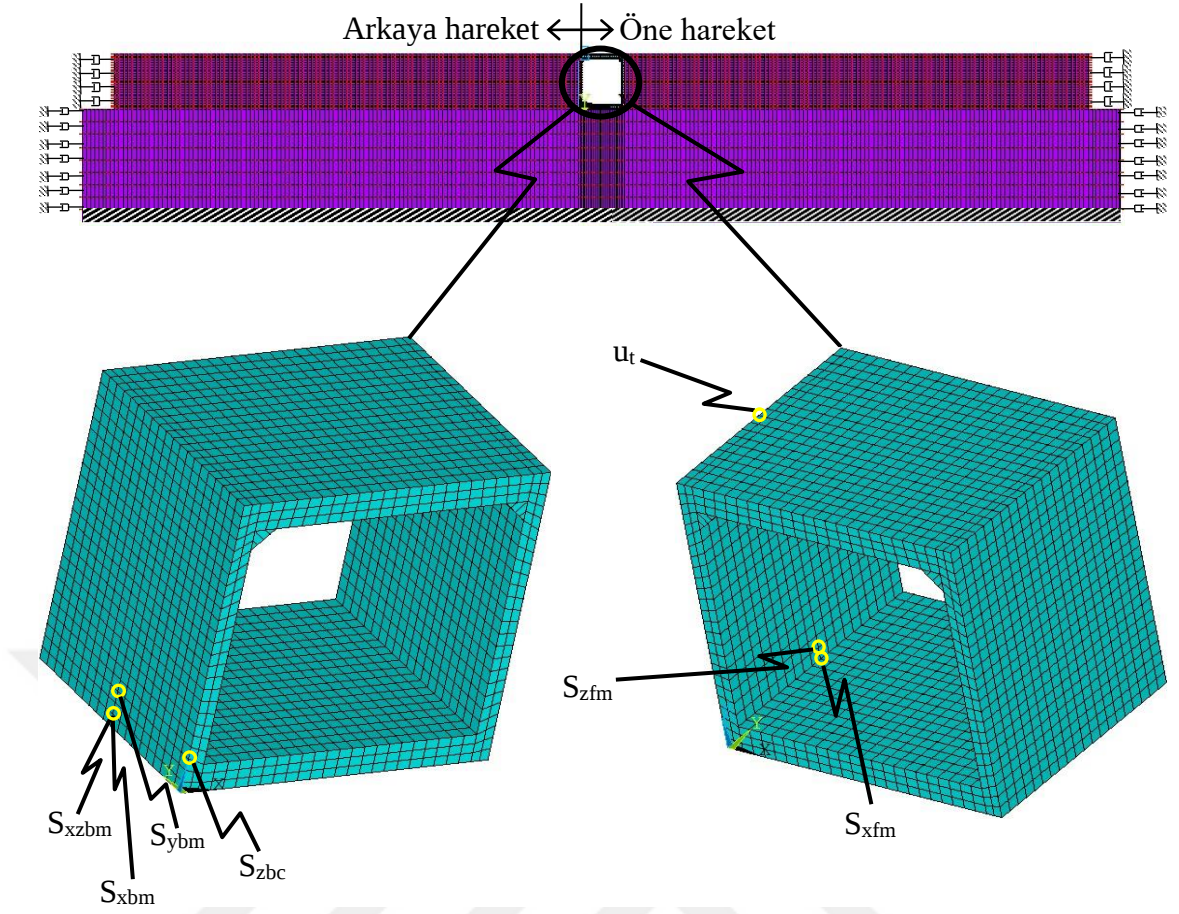
Deprem kaydı	İstasyon	Bileşen	PGA (g)	PGV (m/s)	PGA/PGV (g/m/s)
1987 Whittier Narrows	LA-Obregon Park	B-OBR270	0.334	0.142	2.352
2004 Parkfield	Parkfield-Cholame 2WA	C02360	0.373	0.446	0.836
1989 Loma Prieta	Los Gatos-Lexington Dam	LEX000	0.435	0.857	0.508



Şekil 31. a) 1987 Whittier Narrows, b) 2004 Parkfield ve c) 1989 Loma Prieta depremlerinin ivme kayıtları

Sayısal analizlerde geometrik sönümün yanı sıra dikkate alınan malzemelerin sönümü zemin-yapı etkileşim problemlerinde önemli bir rol oynamaktadır. Bu tür problemlerde pratik bir uygulama mantığıyla hem yapı hem de zemin için sönüm oranının %5 olarak dikkate alınabildiği literatürden bilinmektedir. Diğer yandan bir sistemi oluşturan farklı malzemeler, malzemelerin enerji kayıp mekanizmalarındaki değişiklikler sebebiyle önemli ölçüde birbirlerinden farklı sönüm üretebilmektedir. Buradaki sayısal modellerde malzeme sönüm oranları menfez ve zemin için sırasıyla %5 ve %10 olarak Rayleigh sönüm mekanizması ile dikkate alınmıştır.

Zaman tanım alanında parametrik analizler gerçekleştirilerek menfez üzerinde seçili düğüm noktalarında elde edilen dinamik tepkiler; en büyük gerilmelerin, en büyük görelî tepe yer değiştirmelerin ve menfez duvarı boyunca en büyük görelî yer değiştirmelerin değişimleri yönünden tartışılmaktadır. Bu tepkiler aşağıdaki bölümlerde farklı etkiler (ara yüzey etkisi, zemin etkisi ve frekans içeriği etkisi) açısından karşılaştırmalı olarak incelenmektedir. Dikkate alınan düğüm noktaları Şekil 32’de ve bu düğüm noktalarında elde edilen en büyük dinamik tepkiler Tablo 19-24’te sunulmaktadır.



Şekil 32. FEM-1A ve FEM-1B’den dinamik tepkilerin elde edildiği düğüm noktaları

Tablo 19. Whittier Narrows depremi altında FEM-1A’den elde edilen dinamik tepkiler

	Zemin Sistemleri							
	S1		S2		S3		S4	
Tepki	t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer
u_t (m)	3.16	-0.0043	3.10	0.0071	3.14	0.0084	3.18	0.0079
S_{zbc} (MPa)	2.80	5.6923	3.10	8.6732	3.14	8.0921	3.16	5.3873
S_{ybm} (MPa)	2.80	1.0126	3.10	1.5562	3.14	1.4407	3.16	0.9556
S_{xbm} (MPa)	3.06	0.3577	3.10	0.4941	3.12	0.3968	3.16	0.2619
S_{xzbm} (MPa)	2.80	-0.4620	3.10	-0.6992	3.14	-0.6575	3.18	-0.4489
S_{zfm} (MPa)	3.18	5.2261	3.10	-7.9607	3.14	-7.6313	3.18	-5.2870
S_{xfm} (MPa)	2.80	-2.4087	3.10	-3.3803	3.12	-3.0879	3.16	-2.0609

u_t : Menfez tepe noktasındaki en büyük görelî yer değıştirme; t: Zaman; S_{zbc} : Menfez duvarı arka yüzünün köşe noktasında z doğrultusundaki en büyük gerilme; S_{ybm} , S_{xbm} : Menfez duvarı arka yüzünün orta noktasında y ve x doğrultularındaki en büyük gerilmeler; S_{xzbm} : Menfez duvarı arka yüzünün orta noktasında xz düzleminde z doğrultusundaki en büyük kayma gerilmesi; S_{zfm} , S_{xfm} : Menfez duvarı ön yüzünün orta noktasında z ve x doğrultularındaki en büyük gerilmeler

Tablo 20. Parkfield depremi altında FEM-1A'dan elde edilen dinamik tepkiler

	Zemin Sistemleri							
	S1		S2		S3		S4	
Tepki	t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer
u_t (m)	3.10	0.0039	3.12	0.0076	3.18	0.0145	3.24	0.0263
S_{zbc} (MPa)	3.10	6.0365	3.12	10.3066	3.16	15.6835	3.22	20.8170
S_{ybm} (MPa)	3.08	1.0552	3.12	1.8032	3.18	2.7585	3.22	3.6878
S_{xbm} (MPa)	3.08	0.3255	3.12	0.5381	3.18	0.7767	3.22	0.9901
S_{xzbm} (MPa)	3.08	-0.4811	3.12	-0.7966	3.18	-1.2228	3.22	-1.6746
S_{zfm} (MPa)	3.08	-5.3015	3.12	-8.9658	3.18	-13.9122	3.22	-19.0704
S_{xfm} (MPa)	3.08	-2.5416	3.12	-3.8960	3.18	-5.7225	3.22	-7.5745

Tablo 21. Loma Prieta depremi altında FEM-1A'dan elde edilen dinamik tepkiler

	Zemin Sistemleri							
	S1		S2		S3		S4	
Tepki	t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer
u_t (m)	4.36	0.0045	4.38	0.0083	4.44	0.0150	4.50	0.0260
S_{zbc} (MPa)	4.36	6.6241	4.38	10.6505	4.44	15.8391	4.50	20.7549
S_{ybm} (MPa)	4.36	1.1749	4.38	1.8784	4.44	2.7879	4.50	3.6601
S_{xbm} (MPa)	4.36	0.3277	4.38	0.5108	4.44	0.7264	4.50	0.9432
S_{xzbm} (MPa)	4.36	-0.5365	4.38	-0.8397	4.44	-1.2388	4.50	-1.6600
S_{zfm} (MPa)	4.36	-5.9370	4.38	-9.3879	4.44	-14.1197	4.50	-18.7437
S_{xfm} (MPa)	4.36	-2.8168	4.38	-4.1571	4.44	-5.8377	4.50	-7.5366

Tablo 22. Whittier Narrows depremi altında FEM-1B'den elde edilen dinamik tepkiler

	Zemin Sistemleri							
	S1		S2		S3		S4	
Tepki	t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer
u_t (m)	3.18	-0.0036	3.10	0.0062	3.14	0.0078	3.18	0.0073
S_{zbc} (MPa)	3.18	-5.8719	3.10	7.7041	3.12	7.8766	3.16	5.5882
S_{ybm} (MPa)	3.18	-0.9749	3.10	1.3219	3.12	1.3604	3.16	0.9793
S_{xbm} (MPa)	3.18	-0.1794	3.10	0.2904	3.14	0.3119	3.16	0.2355
S_{xzbm} (MPa)	3.16	0.5038	3.10	-0.7193	3.14	-0.6977	3.16	-0.5018
S_{zfm} (MPa)	3.18	5.5187	3.10	-7.6249	3.14	-7.8277	3.16	-5.7466
S_{xfm} (MPa)	3.16	2.5296	3.10	-3.3722	3.12	-3.1822	3.16	-2.2291

Tablo 23. Parkfield depremi altında FEM-1B'den elde edilen dinamik tepkiler

	Zemin Sistemleri							
	S1		S2		S3		S4	
Tepki	t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer
u_t (m)	3.08	0.0034	3.12	0.0070	3.18	0.0143	3.24	0.0270
S_{zbc} (MPa)	3.08	5.0674	3.12	9.1568	3.16	15.0711	3.22	21.2434
S_{ybm} (MPa)	3.08	0.8281	3.12	1.5354	3.16	2.5884	3.22	3.7198
S_{xbm} (MPa)	3.08	0.1691	3.12	0.3316	3.16	0.5709	3.22	0.8413
S_{xzbm} (MPa)	3.08	-0.5062	3.12	-0.8174	3.16	-1.2685	3.22	-1.7723
S_{zfm} (MPa)	3.08	-4.9969	3.12	-8.6150	3.16	-14.0872	3.22	-20.3781
S_{xfm} (MPa)	3.08	-2.5520	3.12	-3.8619	3.16	-5.7650	3.22	-7.8242

Tablo 24. Loma Prieta depremi altında FEM-1B'den elde edilen dinamik tepkiler

	Zemin Sistemleri							
	S1		S2		S3		S4	
Tepki	t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer
u_t (m)	4.36	0.0040	4.38	0.0078	4.44	0.0148	4.52	0.0263
S_{zbc} (MPa)	4.34	5.7973	4.38	9.9318	4.42	15.3413	4.50	20.7770
S_{ybm} (MPa)	4.34	0.9539	4.38	1.6824	4.42	2.6463	4.50	3.6246
S_{xbm} (MPa)	4.34	0.1961	4.38	0.3658	4.42	0.5868	4.50	0.8121
S_{xzbm} (MPa)	4.34	-0.5805	4.38	-0.8996	4.42	-1.3049	4.50	-1.7080
S_{zfm} (MPa)	4.34	-5.7400	4.38	-9.5142	4.42	-14.4888	4.50	-19.6795
S_{xfm} (MPa)	4.34	-2.9443	4.38	-4.2573	4.42	-5.9509	4.50	-7.5324

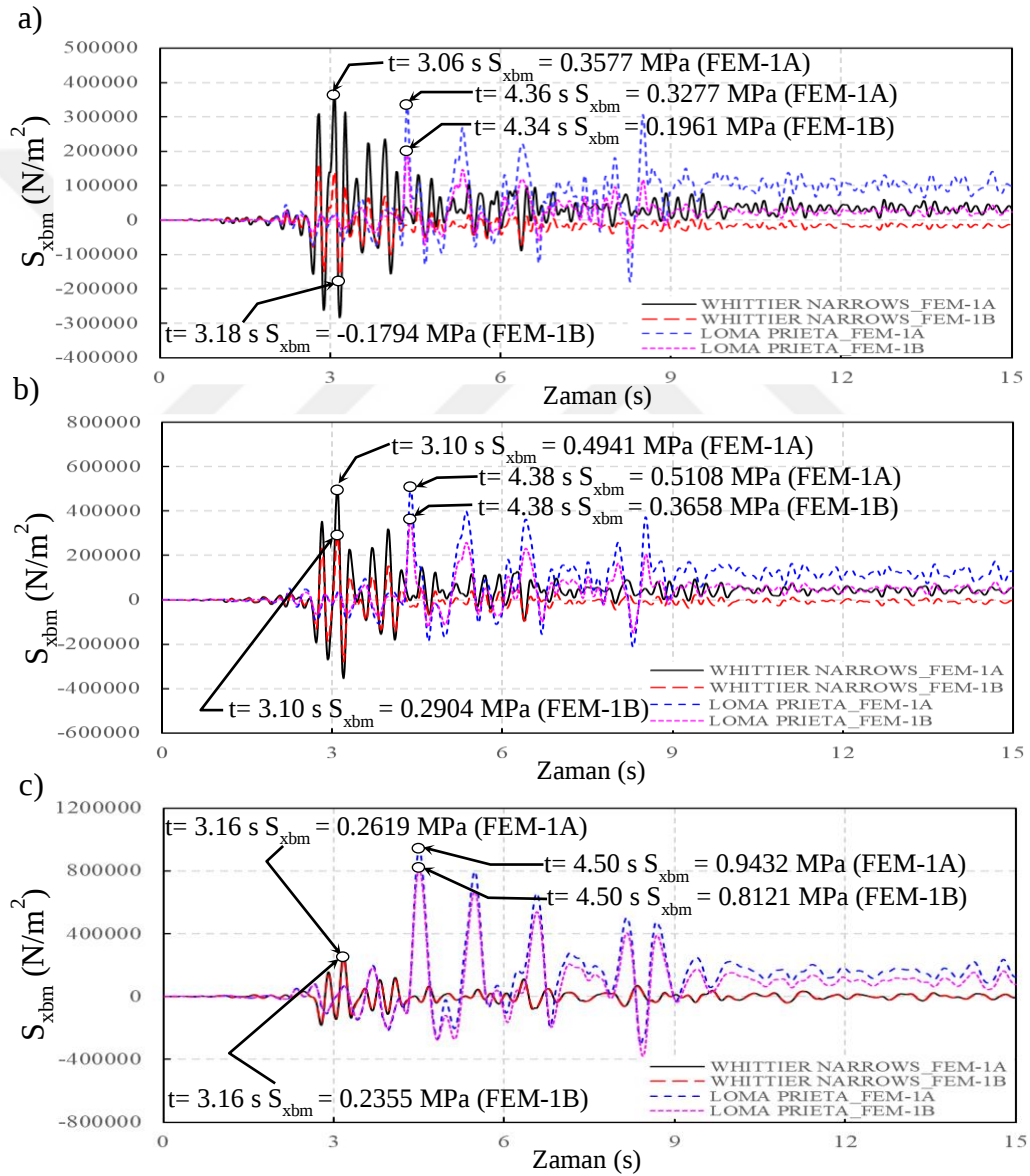
Bu tablolardan en büyük tepe yer değiştirmesinin Parkfield ve Loma Prieta depremleri için S4, Whittier Narrows depremi için S3 zemininde meydana geldiği görülmektedir. Düşük ve orta frekans içeriğine sahip yüklemeler altında S4 zemininde, yüksek frekans içeriğine sahip deprem yüklemesi altında ise S3 zemininde elde edilen bu en büyük görelî tepe yer değiştirmelerinin büyüklükleri açısından da önemli farklılıklar bulunmaktadır. Bu farklılıklar, yer değiştirmelerin zemin ile depremin frekans içeriği arasındaki karşılıklı etkileşimden önemli ölçüde etkilenebildiğini açıkça göstermektedir. Menfezin düşük ve orta frekanslı yüklemeler altında görelî tepe yer değiştirmesi değerinin zemin rijitliğindeki azalmaya bağlı olarak S4 zemininde en büyük değerine ulaştığı, yüksek frekans içeriğine sahip yükleme altında ise aynı tepkisinin S1'den S3'e doğru arttığı, S4 zemininde ise azaldığı gözlemlenmektedir. Orta frekans içeriğine sahip Parkfield depreminde sırasıyla FEM-1A ve FEM-1B modelleri için S4 zemininde S1'e nazaran 6.74 ve 7.94 kat daha büyük yer değiştirmelerin elde edildiği görülmektedir. Bu değişim, düşük frekans içerikli Loma Prieta depreminde sırasıyla 5.78 ve 6.58 kat şeklinde belirlemektedir.

Seçilen dm noktalarından elde edilen en byk gerilmeler incelendiğinde, üç deprem yüklemesi için de en byk dinamik gerilmelerin S_{zbc} ve S_{zfm} olduğu ve bu gerilmelerin Şiddetlerinin sırasıyla 21.2 MPa ve 20.4 MPa gibi oldukça byk mertebelere ulaşabildiği grlmektedir. Bu tepkilerin incelenen tüm koşullar için en byk değerleri, FEM-1B modelinde orta frekans içeriğine sahip Parkfield yüklemesi altında elde edilmektedir. Ayrıca FEM-1A ve FEM-1B modellerinde en byk gerilme tepkileri Parkfield ve Loma Prieta yüklemeleri altında S4 zemininde elde edilmiştir. Buradan anlaşılabileceği üzere, Parkfield ve Loma Prieta deprem yüklemeleri altında menfezde elde edilen en byk gerilme tepkileri, zemin rijitliğinin azalışına bağlı olarak artış eğilimi göstermektedir. Diğer taraftan FEM-1A ve FEM-1B modelleri için yüksek frekans içeriğine sahip Whittier Narrows depremi altında menfezde elde edilen en byk tepkiler (S_{zbc} ve S_{zfm}) sırasıyla S2 ve S3 zeminlerinde elde edilmektedir. S_{zbc} açısından orta frekans içeriğine sahip Parkfield depreminde sırasıyla FEM-1A ve FEM-1B modelleri için S4 zemininde S1'e nazaran 3.45 ve 4.19 kat daha byk gerilmelerin elde edildiği grlmektedir. Bu değişim, S_{zfm} açısından 3.60 ve 4.08 kat şeklinde ortaya çıkmaktadır. S_{zbc} açısından düşük frekans içerikli Loma Prieta depreminde sırasıyla FEM-1A ve FEM-1B modelleri için S4 zemininde S1'e nazaran 3.13 ve 3.58 kat daha byk gerilmelerin elde edildiği grlmektedir. Bu değişim, S_{zfm} açısından 3.16 ve 3.43 kat olarak elde edilmektedir. Bu bilgiler ışığında burada incelenen dolgu-menfez-temel zemini sistemi için Parkfield ve Loma Prieta depremlerinin Whittier Narrows depremine nazaran daha kritik olduğu söylenbilir.

3.1.2.1. Menfez Dinamik Davranışı zerinde Duvar-Dolgu Ara Yüzeyi Etkileri

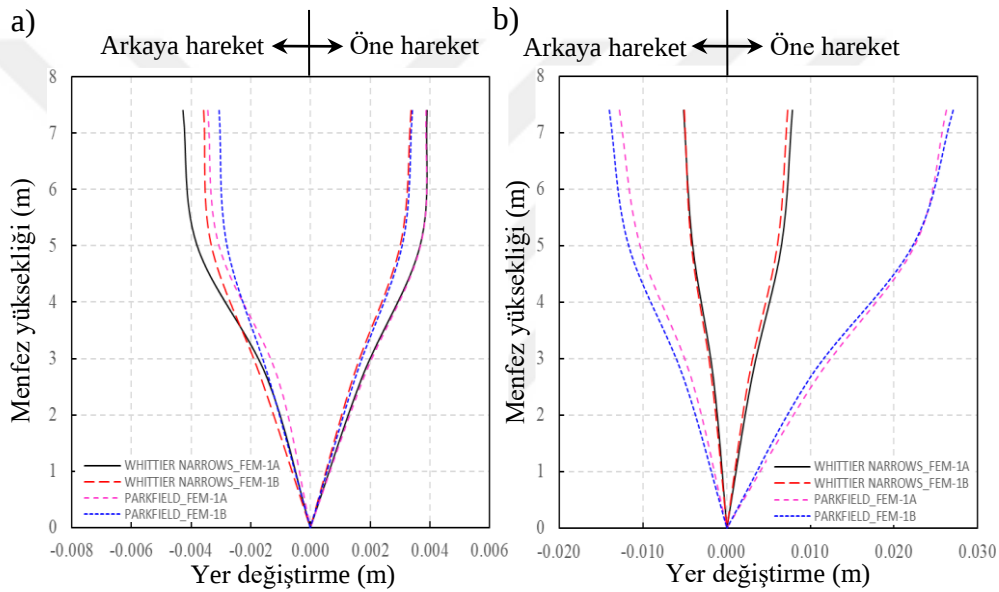
Çalışmanın bu bölümünde farklı deprem etkileri altında farklı dolgu-menfez ara yüzey koşulları için dinamik tepkilerde meydana gelen değişiklikler irdelenmektedir. Hesaplanan gerilme değerlerinin ara yüzey davranışından etkilenebileceği şekil 33'den grlmektedir. Örneğin şekil 33a incelendiğinde, Whittier Narrows yüklemesi altında x doğrultusunda menfez arka orta noktasında elde edilen en byk gerilme değerinin S1 zemininde FEM-1B modeli için basınç olarak 0.1794 MPa civarında tahmin edildiği grlrken, aynı tepkinin FEM-1A modelinde %99 artışla çekme olarak 0.3577 MPa olarak elde edildiği grlmektedir. Bu değişime başka bir örnek şekil 33b'de verilmektedir. Burada FEM-1B modeli için Whittier Narrows yüklemesi altında en byk gerilme çekme olarak 0.2904 MPa seviyesinde iken, FEM-1A modelinde aynı tepki %70 artışla yine çekme olarak 0.4941 MPa seviyesinde gerçekleşmektedir.

İncelenen bu iki örnekten FEM-1A'dan elde edilen en büyük gerilme değerlerinin FEM-1B'den elde edilenlerden daha büyük olduğu görülmektedir. Benzer bir eğilim Şekil 33c'de de gözlemlenmektedir. Burada Whittier Narrows yüklemesi altında S4 zemininde FEM-1B'nin çözülmesinden en büyük gerilme 0.2355 MPa olarak elde edilirken, aynı tepki FEM-1A modelinde %11 artışla 0.2619 MPa seviyesinde elde edilmektedir. Tartışılan bu örnekler, menfezde meydana gelen en büyük gerilmelerin ara yüzey varsayımına bağlı olarak değişebileceğine ve zemin rijitliğindeki azalmanın değişim oranlarında azalışa sebep olabileceğine dikkat çekmektedir.



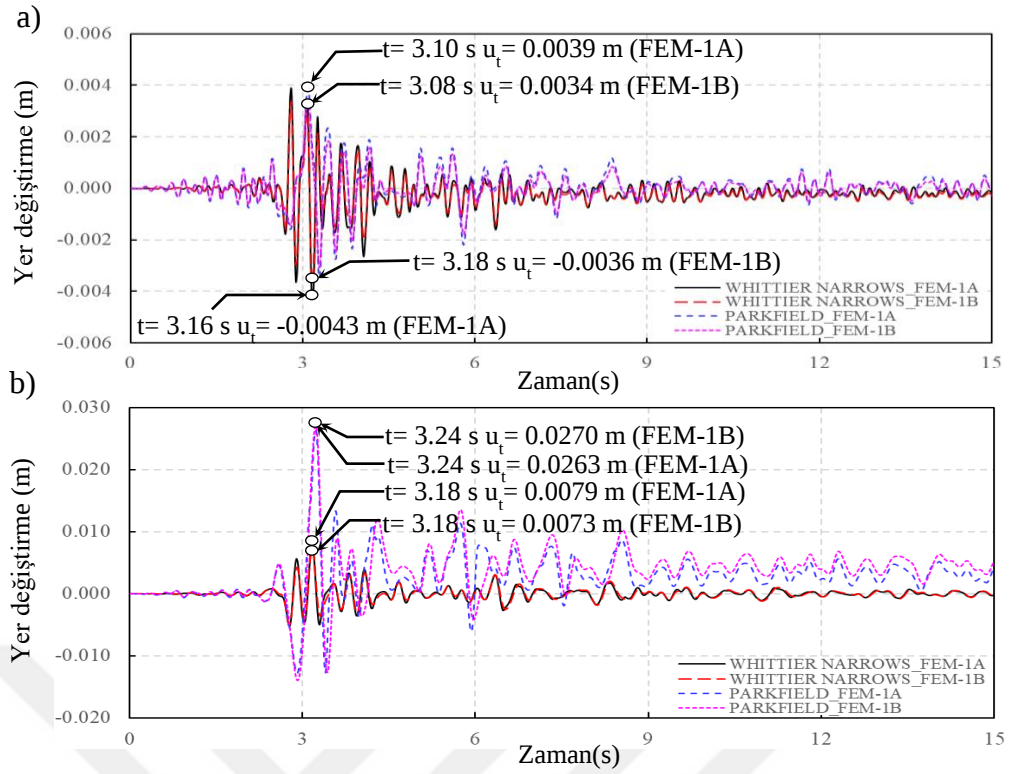
Şekil 33. Whittier Narrows ve Loma Prieta depremleri altında x doğrultusunda menfez arka orta noktasında a) S1, b) S2 ve c) S4 zeminlerinde elde edilen dinamik gerilme-zaman ilişkileri

Şekil 34’de menfez yüksekliği boyunca yatay yer değiştirmelerin dağılımı verilmektedir. Menfezin buradaki yanal hareketleri, dolguya doğru hareket (arkaya hareket) ve dolgudan uzağa doğru hareket (öne hareket) olarak tanımlanmaktadır. Şekil 34a incelendiğinde, S1 zemininde Whittier Narrows depreminde FEM-1A’da FEM-1B’ye nazaran daha büyük yer değiştirmelerin gerçekleştiği ve her iki modelde de en büyük yer değiştirmenin dolguya doğru hareket şeklinde ortaya çıktığı görülmektedir. Şekil 34b’de ise S4 zemininde Whittier Narrows depreminde en büyük yer değiştirmeler dolgudan uzağa doğru hareketle meydana gelmektedir. Ayrıca Şekil 34b’den zemin rijitliğindeki azalmaya bağlı olarak her iki model için yükseklik boyunca yer değiştirmeler arasındaki farkın azaldığı görülmektedir.



Şekil 34. Whittier Narrows ve Parkfield depremleri altında a) S1 ve b) S4 zeminlerinde menfez yüksekliği boyunca yatay yer değiştirmelerin dağılımı

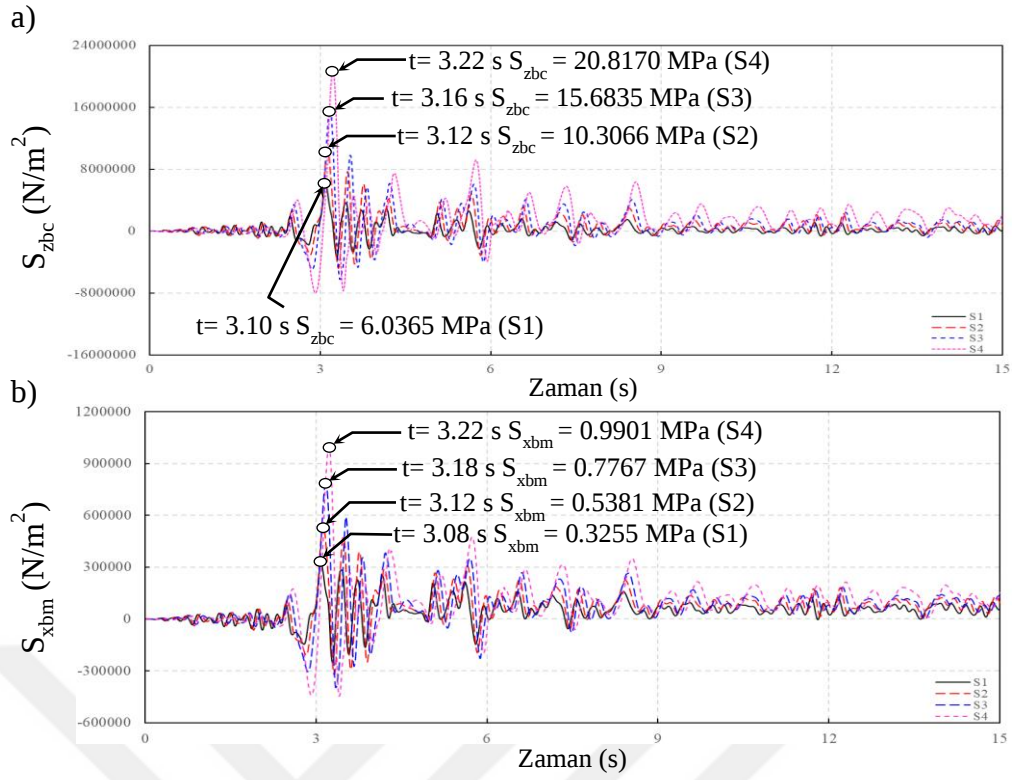
Şekil 35’de farklı koşullar altında menfez tepe noktası göreceli yatay yer değiştirmelerinin zamana bağlı değişimleri verilmektedir. Şekil 35a’da, S1 zemininde Whittier Narrows depremi altında FEM-1B modelinde maksimum yer değiştirme değerinin 0.0036 m olduğu ancak FEM-1A’da aynı tepkinin %19 artışla 0.0043 m seviyesinde gerçekleştiği görülmektedir. Şekil 35b’de, aynı deprem etkisi altında FEM-1B’nin çözümünden göreceli tepe yer değiştirmesi 0.0073 m olarak tahmin edilirken, FEM-1A’nın analizinden aynı tepki %8 artışla 0.0079 m olarak tahmin edilmektedir. İlgili deprem kaydı ve zeminler için farklı arayüz varsayımlarına sahip iki modelde tepe yer değiştirmelerindeki değişim oranının zemin rijitliğindeki azalmaya bağlı olarak azaldığı görülmektedir.



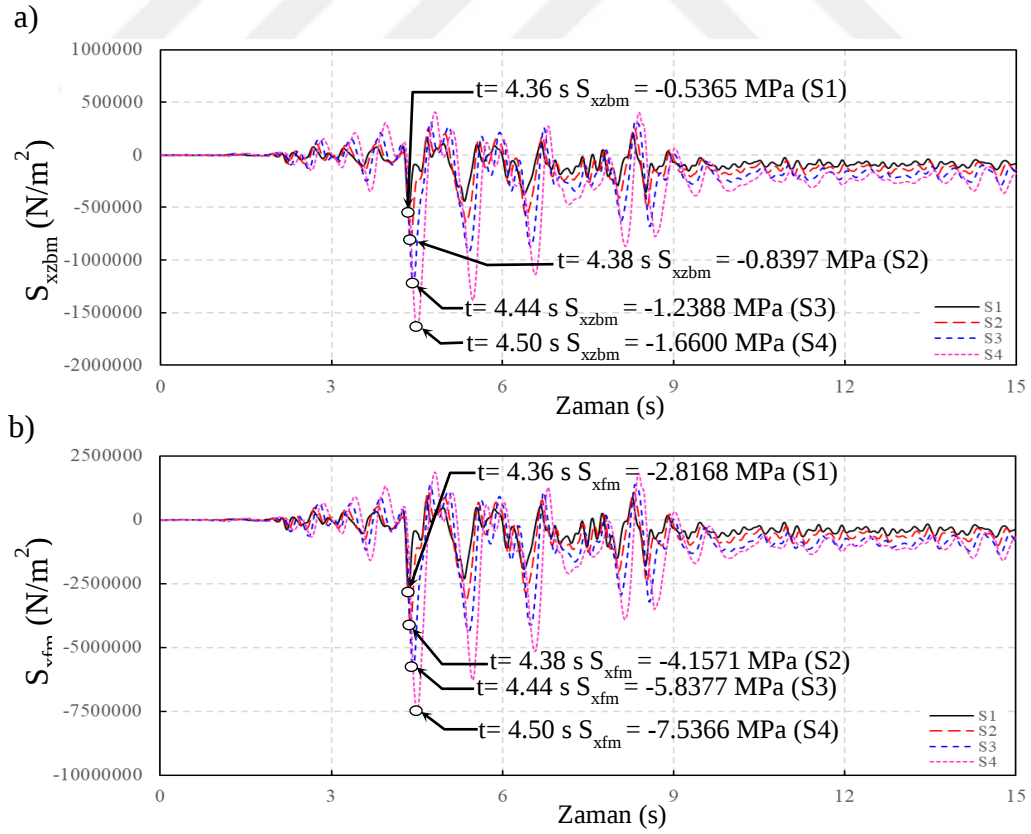
şekil 35. Whittier Narrows ve Parkfield depremleri altında a) S1 ve b) S4 zeminlerinde tepe yer değiştirmesinin zamana bağlı değişimi

3.1.2.2. Menfez Dinamik Davranışı Üzerinde Zemin-Yapı Etkileşiminin Etkileri

Çalışmanın bu bölümünde FEM-1A modeli kullanılarak dört farklı zemin koşulu altında menfez dinamik tepkileri irdelenmektedir. şekil 36 ve şekil 37’de sırasıyla Parkfield ve Loma Prieta depremleri etkisi altında gerilme tabanlı değerlendirmeler sunulmaktadır. şekil 36a’dan, S1 zemininde z doğrultusunda menfez arka köşesinde en büyük gerilme değeri çekme olarak 6.0365 MPa iken, S2, S3 ve S4 zeminlerinde aynı tepkinin çekme olarak sırasıyla %71, %160 ve %245 artışlarla 10.3066 MPa, 15.6835 MPa ve 20.8175 MPa seviyesinde gerçekteştiği görölmektedir. şekil 36b incelendiğinde, arka orta noktada x yönünde benzer bir eğilim kolaylıkla gözlemlenebilir. Burada S1 zemininde en büyük dinamik gerilme 0.3255 MPa iken, aynı tepki S2, S3 ve S4 zeminlerinde sırasıyla %65, %139 ve %204 artarak 0.5381 MPa, 0.7767 MPa ve 0.9901 MPa olarak elde edilmektedir. Zemin rijitliğinin azalmasına bağlı olarak gerilmelerde meydana gelen artışa bir başka örnek Loma Prieta yüklemesi için şekil 37’de verilmektedir. Örneğin S1 zemininde xz düzleminde z doğrultusunda menfez arka orta noktasındaki en büyük kayma gerilmesi 0.5365 MPa iken, S2, S3 ve S4 zeminlerinde aynı tepki sırasıyla %57, %131 ve %209 artarak 0.8397 MPa, 1.2388 MPa ve 1.6600 MPa olarak gerçekteşmektedir (şekil 37a).

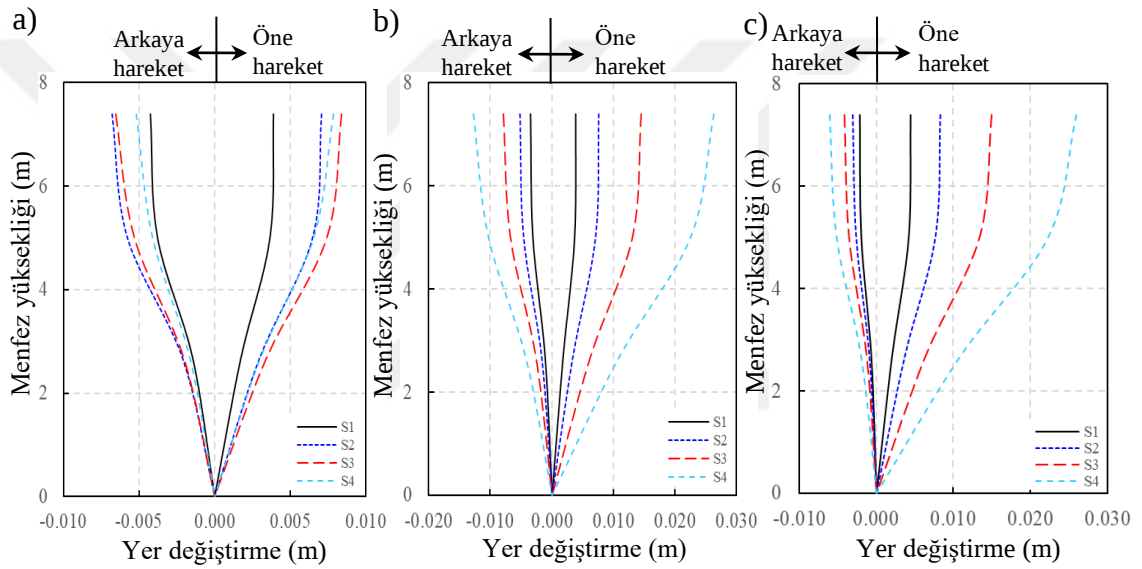


Şekil 36. Parkfield depremi altında a) z doğrultusunda arka köşe noktada ve b) x doğrultusunda arka orta noktada elde edilen dinamik gerilme-zaman ilişkisi



Şekil 37. Loma Prieta depremi altında a) xz düzleminde z doğrultusunda arka orta noktada ve b) x doğrultusunda ön orta noktada elde edilen dinamik gerilme-zaman ilişkisi

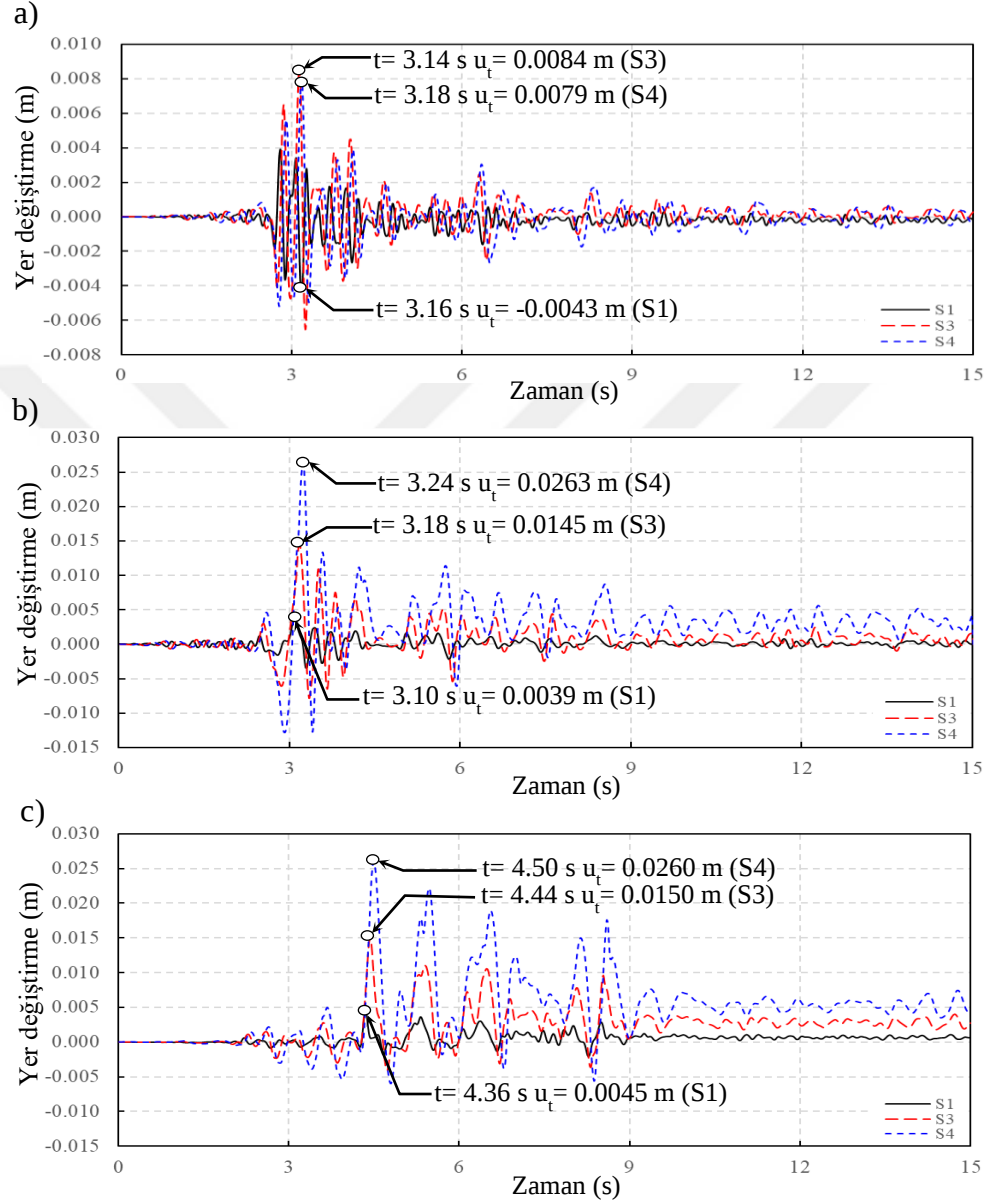
Şekil 38’de farklı deprem yükleri ve zemin koşulları altında yükseklik boyunca yatay yer değiştirmelerin dağılımı verilmektedir. Şekil 38a’da, Whittier Narrows yüklemesi altında menfez yüksekliği boyunca en büyük yer değiştirmelerin S3 zemininde meydana geldiği görülmektedir. Öte yandan Şekil 38b ve Şekil 38c’de, Parkfield ve Loma Prieta yüklemeleri altında en büyük yer değiştirmelerin S4 zemininde gerçekleştiği görülmektedir. En büyük yer değiştirmelerin genellikle rijitliği en düşük olan zemin koşullarında meydana gelebileceği bilinmekle birlikte, Şekil 38a’da gözlemlendiği üzere, bu eğilimin bazı koşullar altında değişebileceği ve deprem frekans içeriğinin zemin-yapı etkileşim mekanizması üzerinde önemli bir etkiye sahip olabileceği söylenebilir.



Şekil 38. a) Whittier Narrows, b) Parkfield ve c) Loma Prieta depremleri altında menfez yüksekliği boyunca yatay yer değiştirmelerin dağılımı

Şekil 39’da zemin rijitliğindeki değişime bağlı olarak menfez tepesinde elde edilen göreceli yatay yer değiştirmelerin zamana bağlı değişimi görülmektedir. Şekil 39a’da Whittier Narrows depremi için S1 zemininde en büyük göreceli tepe yer değiştirmesinin 0.0043 m olduğu, aynı tepkinin S3 ve S4 zeminlerinde ise sırasıyla %95 ve %84 artarak 0.0084 m ve 0.0079 m olarak hesaplandığı görülmektedir. Tepki değişimine bir başka örnek Şekil 39b’de görülebilir. Burada Parkfield depremi için S1 zemininde en büyük yer değiştirme 0.0039 m seviyesinde gerçekleşirken, aynı tepki S3 ve S4 zeminlerinde sırasıyla %272 ve %574 artışla 0.0145 m ve 0.0263 m olarak gerçekleşmektedir. Şekil 39c incelendiğinde, zemin rijitliğindeki azalışa bağlı olarak yer değiştirmelerde artış eğiliminin devam ettiği görülmektedir. Burada Loma Prieta yüklemesi altında S1 zemin koşullarında yatay yer değiştirme 0.0045 m, S3 ve S4

zeminlerinde ise sırasıyla %233 ve %478 artarak 0.0150 m ve 0.0260 m olarak elde edilmektedir. Yapılan incelemelerden menfezdeki en büyük göreceli tepe yer değiştirmesinin zemin rijitliğindeki azalışa bağlı olarak genellikle artış eğilimi gösterdiği vurgulanabilir.

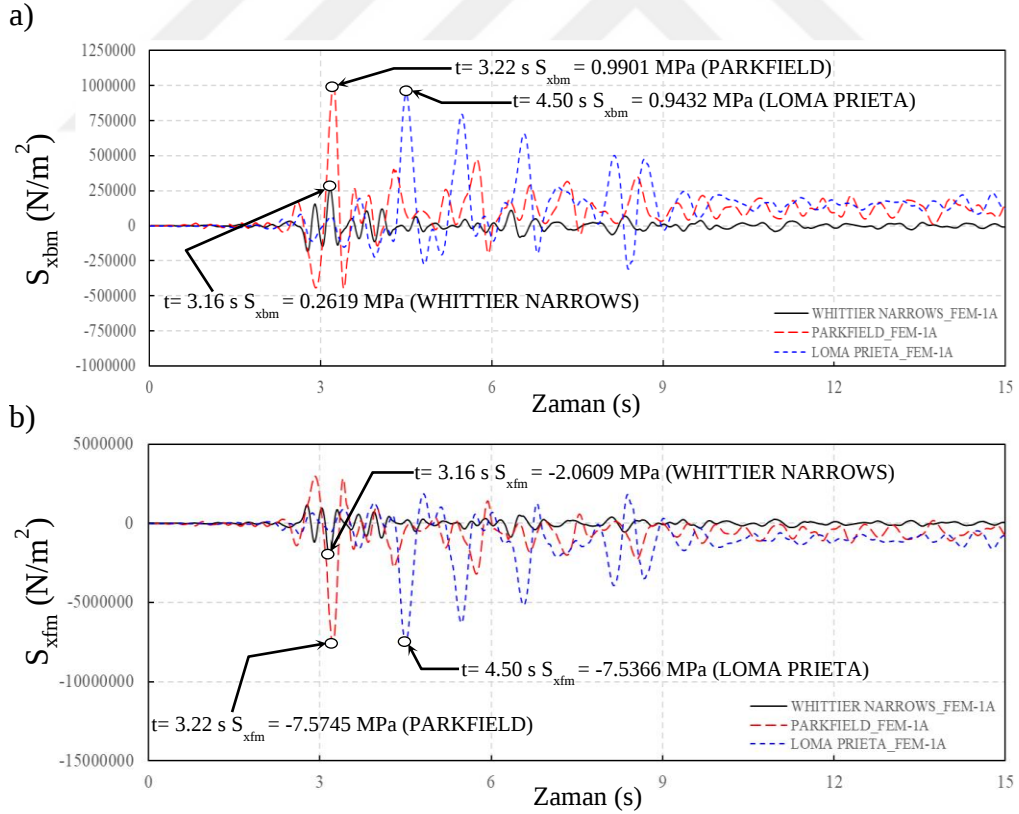


şekil 39. a) Whittier Narrows, b) Parkfield ve c) Loma Prieta değremleri altında menfez tepe yer değiştirmesinin zamana bağlı değişimi

3.1.2.3. Menfez Dinamik Davranışı Üzerinde Deprem Frekans İçeriğinin Etkileri

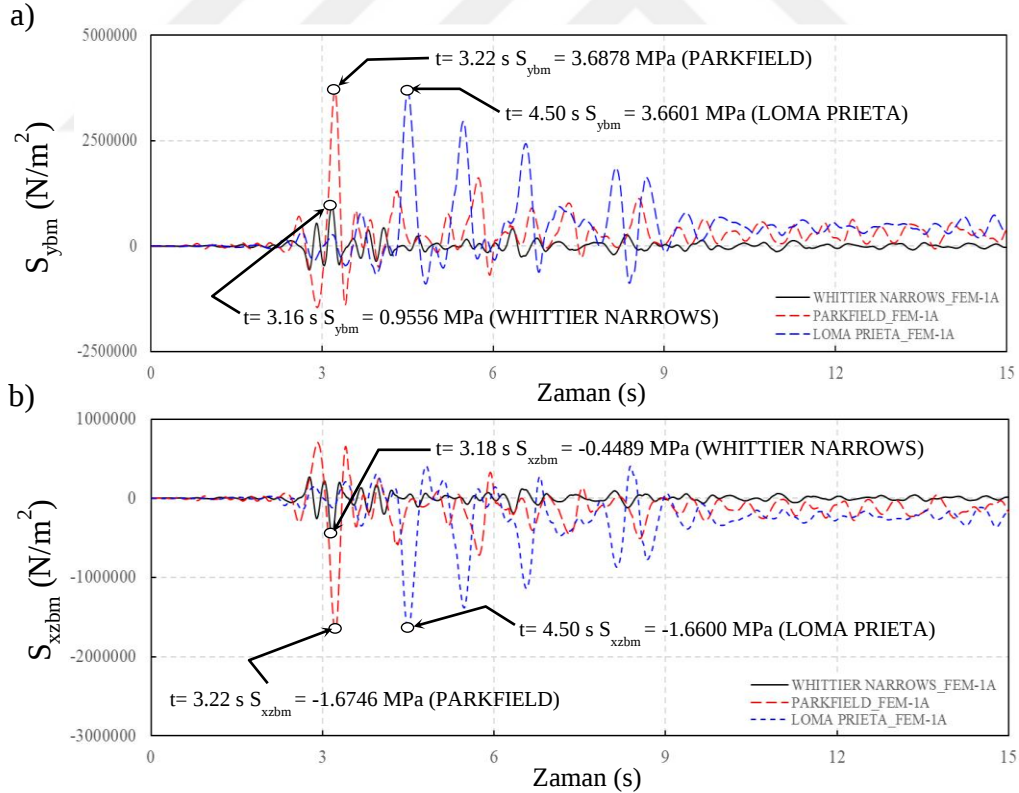
Bu bölümde FEM-1A modeli kullanılarak ve düşük, orta ve yüksek frekans içeriğine sahip üç farklı deprem yer hareketi dikkate alınarak menfez dinamik tepkileri üzerinde deprem frekans içeriğinin etkileri tartışılmaktadır. şekil 40'da deprem frekans

içeriğindeki farklılığın menfezde elde edilen gerilmeler üzerindeki etkileri açıkça görülmektedir. Örneğin yüksek frekans içerikli Whittier Narrows yüklemesi altında S4 zemininde menfez arka orta noktasında x yönündeki en büyük gerilme çekme olarak 0.2619 MPa iken, bu tepki orta frekans içeriğine sahip Parkfield depremi altında %278 artışla yine çekme olarak 0.9901 MPa seviyesinde tahmin edilmektedir (Şekil 40a). Yine Şekil 40a'dan, düşük frekans içeriğine sahip Loma Prieta depremi için elde edilen en büyük gerilmenin, yüksek frekans içeriğine sahip Whittier Narrows depremi için elde edilenden %260 daha büyük olduğu görülebilir. Başka bir örnek Şekil 40b'deki menfez ön orta noktasında x yönünde elde edilen gerilmeler üzerinden gösterilebilir. Burada yüksek frekans içeriğine sahip Whittier Narrows depreminde en büyük gerilme basınç olarak 2.0609 MPa, orta frekans içeriğine sahip Parkfield depreminde ise %268 artışla 7.5745 MPa seviyesinde gerçekleşmektedir. Ayrıca orta frekans içeriğine sahip Parkfield ile düşük frekans içeriğine sahip Loma Prieta depremleri etkisi altında meydana gelen tepkiler arasındaki farklılığın ihmal edilebilir düzeylerde olduğu görülmektedir (Şekil 40b).



Şekil 40. S4 zemininde menfezin a) arka orta noktasında ve b) ön orta noktasında x doğrultusunda elde edilen dinamik gerilme-zaman ilişkisi

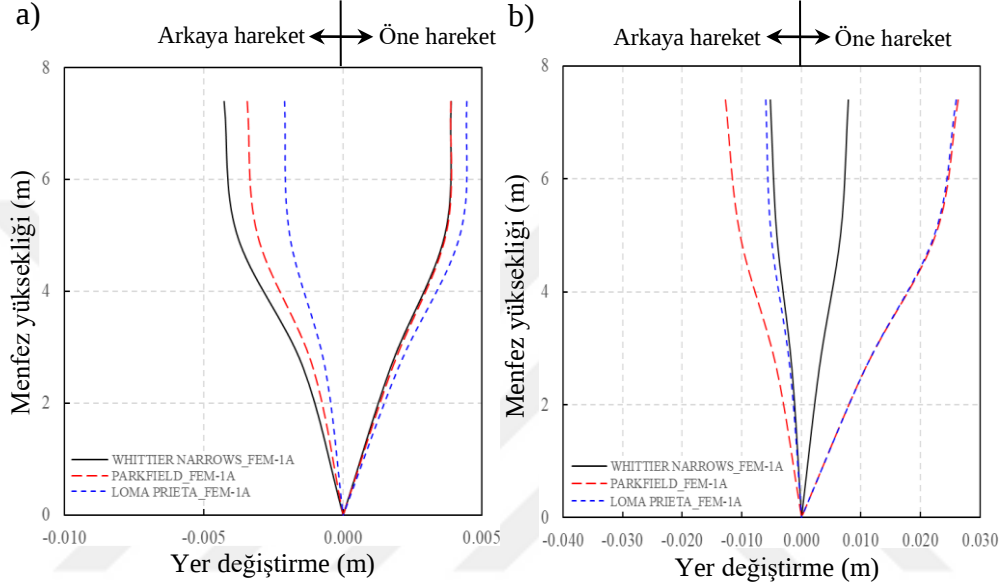
Şekil 41’de deprem frekans içeriğine bağlı olarak farklı doğrultularda elde edilen gerilmelerdeki değişimler irdelenmektedir. Şekil 41a incelendiğinde, yüksek frekans içerikli Whittier Narrows depreminde menfez arka orta noktasında y yönünde elde edilen en büyük gerilmenin çekme olarak 0.9556 MPa, Parkfield depreminde ise %286 artışla yine çekme olarak 3.6878 MPa olarak elde edildiği görülmektedir. Şekil 41b’de benzer değişimleri gözlemlemek mümkündür. Burada ele alınan en az rijitliğe sahip S4 zemini koşullarında, düşük ve orta frekans içerikli depremlerin yüksek frekans içerikli depreme kıyasla daha büyük gerilme tepkileri ürettiği açıkça anlaşılmaktadır. Diğer zemin sistemlerinde (S1, S2 ve S3) deprem frekans içeriği değişimine bağlı olarak gerilme tepkilerinde meydana gelen değişimler Tablo 19-21’de gözlemlenebilir. Bu tablolarda S4 zemininde orta frekans içeriğine sahip Parkfield depremi etkisiyle elde edilen en büyük gerilmelerin düşük frekans içeriğine sahip Loma Prieta depremi etkisiyle elde edilenlerden daha büyük olduğu ancak diğer zemin sistemlerinde düşük frekans içeriğine sahip deprem etkisiyle elde edilen gerilmelerin genellikle daha büyük olduğu açıktır.



Şekil 41. S4 zemininde menfez arka orta noktasında a) y doğrultusunda ve b) xz düzleminde z doğrultusunda elde edilen dinamik gerilme-zaman ilişkisi

Şekil 42’de S1 ve S4 zemini koşullarında farklı frekans içeriğine sahip depremlerin, yatay yer değiştirmelerin menfez yüksekliği boyunca değişimleri

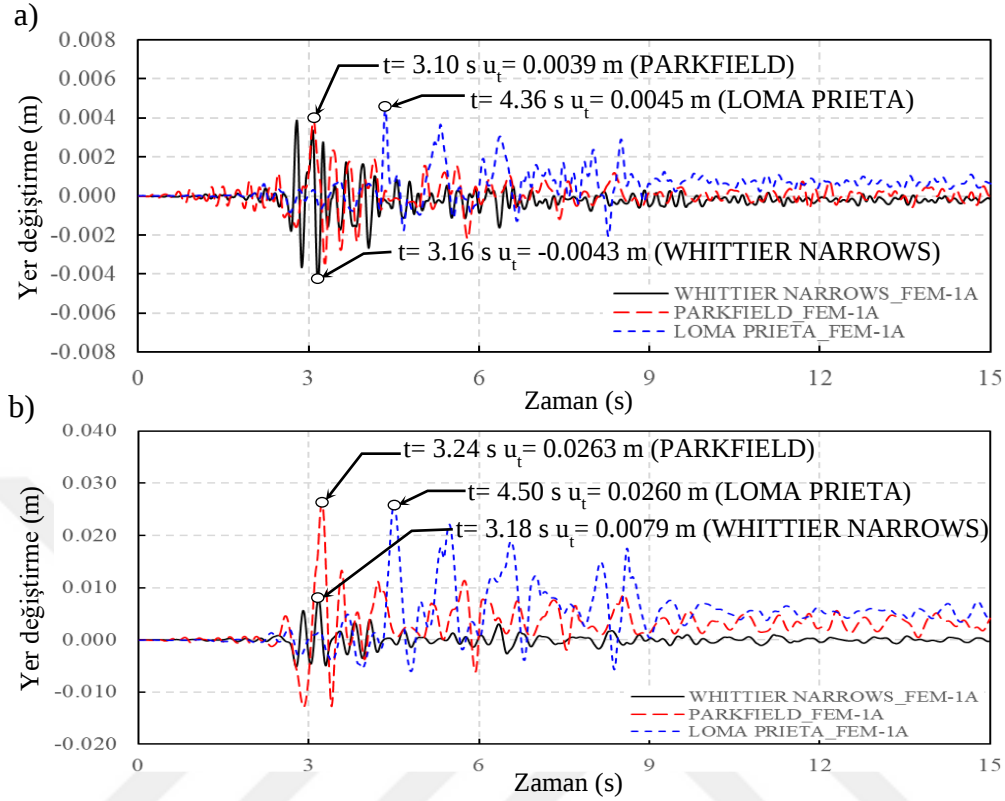
üzerindeki etkileri değerlendirilmektedir. Şekil 42a’da S1 zemininde menfez yüksekliği boyunca en büyük yatay yer değiştirmelerin düşük frekans içerikli Loma Prieta depremi etkisiyle ortaya çıktığı görülmektedir. S4 zemininde ise yükseklik boyunca en büyük yer değiştirme orta frekans içeriğine sahip Parkfield depremi etkisiyle gerçekleşmiştir (Şekil 42b). Ancak burada Loma Prieta ve Parkfield depremleri etkisiyle meydana gelen yer değiştirmeler arasında gerek davranış gerekse büyüklük bakımından kayda değer bir farklılığın olmadığı açıktır.



Şekil 42. a) S1 ve b) S4 zeminlerinde menfez yüksekliği boyunca yatay yer değiştirmelerin dağılımı

S1 ve S4 zeminlerinde farklı frekans içeriğine sahip deprem kayıtları için elde edilen göreceli tepe yer değiştirmeleri zamana bağlı olarak Şekil 43’te gösterilmektedir. S1 zeminini koşullarında en büyük tepe yer değiştirmesi orta frekans içeriğine sahip Parkfield depremi için 0.0039 m, düşük frekans içerikli Loma Prieta kaydı için %15 artışla 0.0045 m olarak elde edilmektedir (Şekil 43a). Diğer yandan yüksek frekans içeriğine sahip Whittier Narrows depremi için yer değiştirme değeri, orta frekans içerikli Parkfield depremi için elde edilene göre %10 artış göstermektedir. Benzer bir karşılaştırma Şekil 43b’de S4 zeminini için yapılmaktadır. Burada söz konusu yer değiştirme değeri yüksek frekans içeriğine sahip Whittier Narrows yüklemesi için 0.0079 m iken, orta frekans içeriğine sahip Parkfield yüklemesi için %233 artarak 0.0263 m olarak gerçekleşmektedir. Ayrıca Loma Prieta kaydı için elde edilen değer, Whittier Narrows yüklemesinden elde edilene kıyasla %229 artış göstermektedir. Bu karşılaştırmalardan yumuşak zemin şartlarında, deprem yer hareketinin karakteristikleri

ile yerel zemin koşulları arasındaki karşılıklı etkileşimin daha belirgin bir şekilde ortaya çıktığı ifade edilebilir.



Şekil 43. a) S1 ve b) S4 zeminlerinde menfez tepe yer değişirmesinin zamana bağlı değişimi

3.2. Menfez-2 İçin Gerçekleştirilen Analizler

3.2.1. Menfez-2 İçin Gerçekleştirilen Modal Analizler

Önerilen modellere ilişkin temel mod frekanslarının elde edilebilmesi ve karşılaştırılabilmesi için bir seri sönümsüz serbest titreşim analizi gerçekleştirilmiştir. Burada Menfez-2 özelinde önerilen dolgu-menfez-temel zemini etkileşim sistemine ilişkin sayısal model FEM-2 olarak isimlendirilmiştir.

3.2.1.1. Dolgu-Menfez Etkileşim Sisteminin Modal Analizi

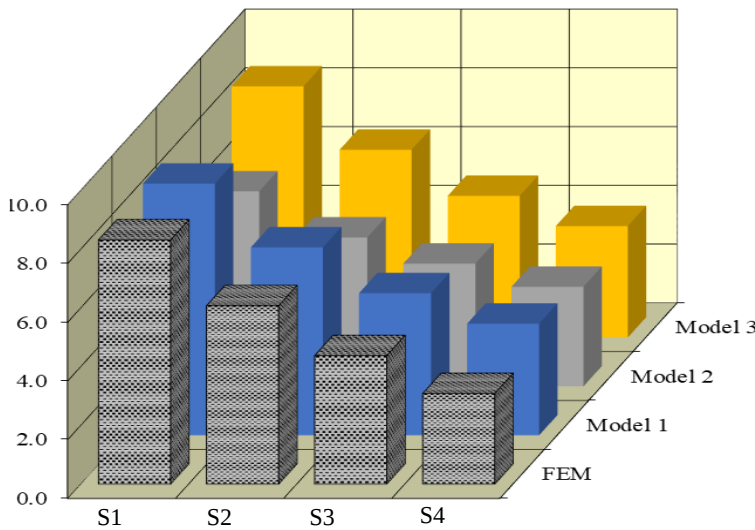
Modal çözümlemenden elde edilen sonuçlar Tablo 25'te, bu sonuçlara dayalı çizilen histogram Şekil 44'te verilmektedir. Analiz sonuçları farklı zemin koşulları için model duyarlılıklarının değiştiğini açıkça göstermektedir. Örneğin, S1 zemininde Model 1 ve Model 3 için frekanslar sırasıyla 8.57 Hz ve 8.55 Hz olarak elde edilirken, sayısal modelden elde edilen frekans 8.32 Hz olmaktadır. Burada sayısal modelden elde edilen frekans, Model 1 ve Model 3'ten elde edilen frekanslardan sırasıyla %2.92 ve %2.69

daha küçüktür. Öte yandan sayısal model ile Model 2 arasındaki fark %25.30 mertebesinde. Bu örnekte en iyi uyumun FEM ile Model 3 arasında gerçekleştiği görülmektedir. S4 zemininde sayısal model ile Model 2 kıyaslandığında, frekanslar arasındaki farkın yaklaşık %8.85 olduğu görülmektedir. Diğer yandan aynı fark Model 1 ve Model 3 için sırasıyla %18.68 ve %18.47 seviyelerinde gerçekleşmektedir. Bu karşılaştırmalar, analitik modellerde dikkate alınan rijitlik fonksiyonlarının hassasiyetinin yumuşak ve sert zemin koşullarında değişebileceğine işaret etmektedir. Farklı yaklaşımlar dikkate alınarak geliştirilen Model 1 ve Model 3'ün dikkate alınan bütün zemin koşullarında birbirlerine oldukça yakın frekans değerleri üretebildiği görülmektedir. Ayrıca sayısal modelden elde edilen temel mod frekanslarının S1 ve S2 zeminlerinde Model 1 ve Model 3 ile S3 ve S4 zeminlerinde ise Model 2 ile uyum içerisinde olduğu anlaşılmaktadır.

Tablo 25. Ankastre taban koşulunda Menfez-2 dikkate alınarak dolgu-menfez etkileşim sistemi için önerilen sayısal ve analitik modellerden elde edilen temel frekanslar (Hz)

	Zemin	Dolgu	FEM	Model 1	Fark (%)	Önerilen Modeller			
						Model 2	Fark (%)	Model 3	Fark (%)
Birinci Mod Frekansı (Hz)	S1	8.96	8.32	8.57	2.92	6.64	25.30	8.55	2.69
	S2	6.50	6.08	6.40	5.00	5.07	19.92	6.39	4.85
	S3	4.64	4.38	4.84	9.50	4.18	4.78	4.82	9.13
	S4	3.26	3.09	3.80	18.68	3.39	8.85	3.79	18.47

FEM: Ankastre taban koşulunda dolgu-menfez etkileşim sistemi için önerilen sayısal model
Fark (%) = $100 \times |(\text{Analitik} - \text{FEM}) / \text{Analitik}|$



Şekil 44. Dolgu-menfez etkileşim sistemi için farklı dolgu koşullarında önerilen modellerden elde edilen temel frekansları gösteren histogram

3.2.1.2. Dolgu-Menfez-Temel Zemini Etkileşim Sisteminin Modal Analizi

Dolgu-menfez-temel zemini etkileşim sistemi için önerilen modellerin modal çözümünden elde edilen temel mod frekansları Tablo 26'da sunulmaktadır. Bu tablodan

zemin rijitliğindeki azalmayla frekans değerlerinin düştüğü görülmektedir. Ayrıca sayısal ve analitik modellerden elde edilen frekanslar arasındaki farkın, zemin rijitliğindeki azalışa bağlı olarak genellikle artış eğiliminde olduğu dikkat çekmektedir. Bununla birlikte analitik model sonuçlarının kendi içerisinde oldukça uyumlu olduğu göze çarpmaktadır.

Tablo 26. Menfez-2 dikkate alınarak dolgu-menfez-temel zemini etkileşim sistemi için önerilen sayısal ve analitik modellerden elde edilen temel frekanslar (Hz)

	Zemin	Önerilen Modeller						
		FEM-2	Model 1	Fark (%)	Model 2	Fark (%)	Model 3	Fark (%)
Birinci	S1	5.26	5.16	1.94	5.18	1.54	5.12	2.73
Mod	S2	3.83	3.90	1.79	3.91	2.05	3.87	1.03
Frekansı	S3	2.75	2.91	5.50	2.93	6.14	2.89	4.84
(Hz)	S4	1.94	2.13	8.92	2.14	9.35	2.11	8.06
FEM-2: Dolgu-menfez-temel zemini etkileşim sistemi için önerilen sayısal model								
Fark (%) = $100 \times (\text{Analitik} - (\text{FEM-2})) / \text{Analitik} $								

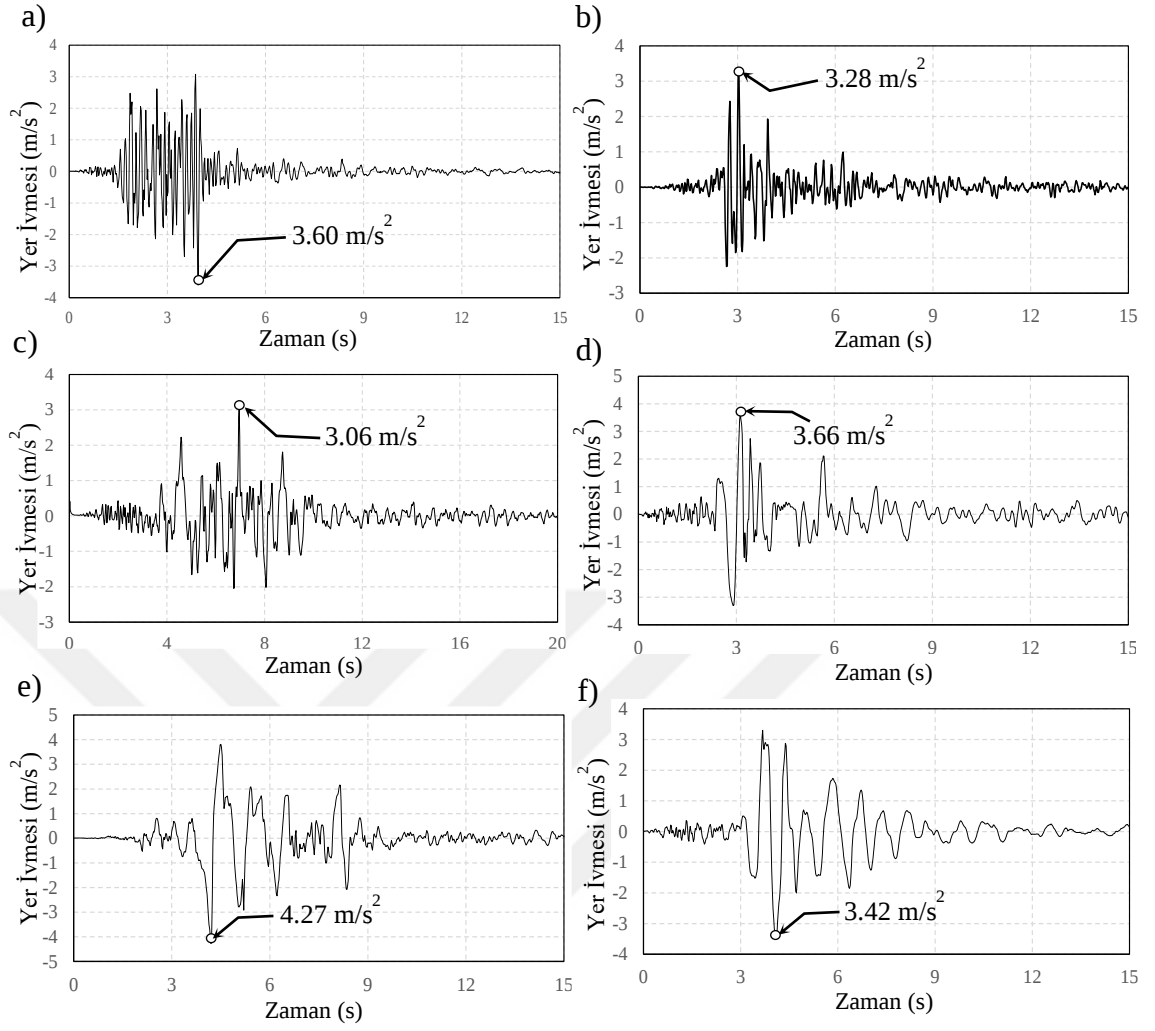
3.2.2. Menfez-2 Dikkate Alınarak Önerilen Dolgu-Menfez-Temel Zemini Etkileşim Sistemi Sayısal Modelinin Dinamik Analizi

Bu bölümde öncelikle, her bir çözüm için aynı dolgu ve temel zemini özellikleri (Tablo 15) dikkate alınarak dolgu-menfez-temel zemini etkileşim sisteminin zaman ortamında doğrusal olmayan sismik analizleri yapılmıştır. Daha sonra S4 dolgu zemini koşullarında ankastre tabanlı dolgu-menfez etkileşim sistemi çözümlenerek elde edilen sonuçlar, yine S4 zemin koşullarının dikkate alındığı dolgu-menfez-temel zemini etkileşim sisteminin çözümünden elde edilenlerle karşılaştırılmıştır.

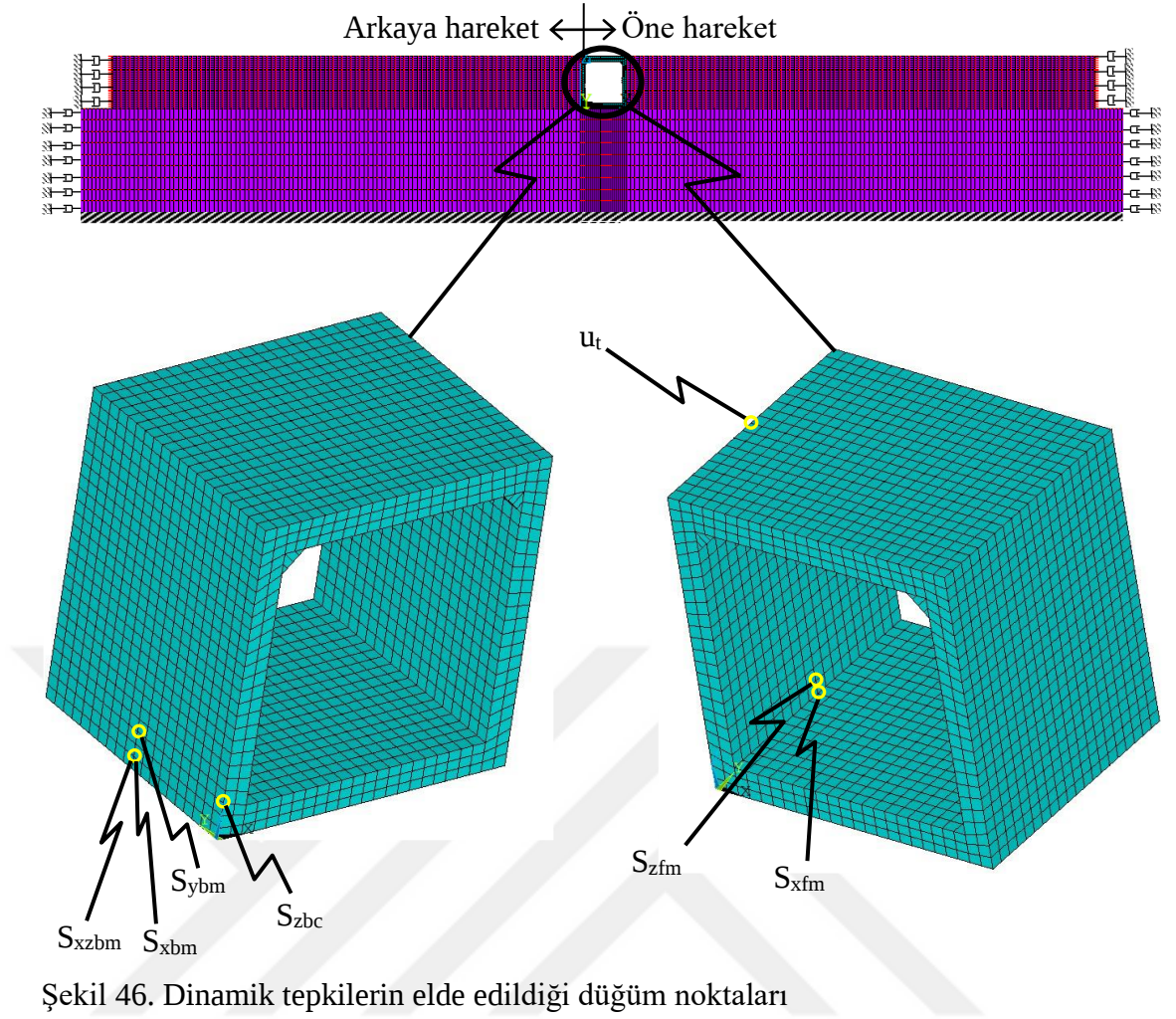
Dinamik analizler kapsamında altı farklı deprem kaydı dikkate alınmıştır (Tablo 27). Bu deprem kayıtları, PGA/PGV oranına bakılarak yüksek (H) ($\text{PGA/PGV} > 1.2$), orta (I) ($1.2 \geq \text{PGA/PGV} \geq 0.8$) ve düşük (L) ($0.8 > \text{PGA/PGV}$) şeklinde sınıflandırılmıştır. Analizlerde kullanılan deprem kayıtlarının özellikleri Tablo 27’de ve ivme-zaman geçmişleri Şekil 45’te gösterilmektedir. Buradaki analizlerde malzeme sönümünün temsili için Rayleigh yaklaşımı kullanılmış ve bu yaklaşımda yapı ve zemin için sönüm oranları sırasıyla 0.05 ve 0.10 olarak dikkate alınmıştır. Dikkate alınan düğüm noktaları Şekil 46’da, en büyük dinamik tepkiler Tablo 28-33’te görülmektedir.

Tablo 27. Dikkate alınan deprem kayıtları (PEER, 2020)

Deprem kaydı	İstasyon	Bileşen	PGA (g)	PGV (m/s)	PGA/PGV (g/m/s)
1983 Coalinga	Oil City	C-OLC360	0.367	0.099	3.707
1987 Whittier Narrows	LA-Obregon Park	B-OBR270	0.334	0.142	2.352
1995 Kobe	Kobe University	KBU090	0.312	0.309	1.010
2004 Parkfield	Parkfield-Cholame 2WA	C02360	0.373	0.446	0.836
2004 Parkfield	Slack Canyon	SCN360	0.349	0.529	0.660
1989 Loma Prieta	Los Gatos-Lexington Dam	LEX000	0.435	0.857	0.508



Şekil 45. a) 1983 Coalinga_H, b) 1987 Whittier Narrows_H, c) 1995 Kobe_I, d) 2004 Parkfield_I, e) 1989 Loma Prieta_L, f) 2004 Parkfield_L depremlerinin ivme kayıtları



Şekil 46. Dinamik tepkilerin elde edildiği düğüm noktaları

Tablo 28-33'te yapının oturduğu zemin ortamının esneklik derecesinin görelî yatay yer değiştirmelerde önemli değişimlere sebep olabildiği görülmektedir. Farklı frekans içeriğine sahip deprem yer hareketi etkileri altında görelî tepe yer değiştirmelerin zemin rijitliğindeki azalışla genel olarak artma eğiliminde olduğu söylenebilir. Ancak özellikle yüksek frekans içerikli deprem etkileri altında, zemin özelliklerinin değişmesine rağmen aynı büyüklükte tepkiler elde edilebilmekte ve daha rijit zemin koşullarında daha büyük yer değiştirmeler meydana gelebilmektedir (Tablo 28, 29). Temel zemini esnekliğinin dinamik tepkiler üzerindeki etkilerinin ortaya koyulabilmesi bakımından ankastre tabanlı dolgu-menfez etkileşim modeli ile dolgu-menfez-temel zemini etkileşim modeli de karşılaştırılabilir. İlgili tablolar incelendiğinde, yüksek frekans içerikli yüklemeler altında tüm zeminler için temel esnekliğinin dikkate alındığı dolgu-menfez-temel zemini etkileşim sisteminde elde edilen yer değiştirmelerin, S4 dolgu zemininin dikkate alındığı ankastre koşullardaki dolgu-menfez etkileşim sisteminden elde edilenlerden daha büyük olduğu görülmektedir. Öte yandan orta ve düşük frekans içerikli yüklemeler altında S1 zemini koşullarında esnekliğin dikkate alındığı modellerden elde edilen yer değiştirmelerin, S4 dolgusu için çözülen ankastre dolgu-menfez modelinden elde

edilenlerden küçük olduğu görülmektedir. Ayrıca S4 dolgu zemini için esnek ve ankastre tabanlı koşullar incelendiğinde, tüm depremlerde esnek temele sahip modelin ankastre tabana sahip modelden oldukça büyük tepkiler ürettiği anlaşılmaktadır. Bunlara ek olarak yer değiştirmeler açısından en kritik depremin düşük frekans içeriğine sahip Loma Prieta depremi olduğu görülmektedir.

Benzer karşılaştırmalar gerilme odaklı yapıldığında, hesaplanan gerilmelerin zemin etkileşimine ve deprem yer hareketinin karakteristiklerine bağlı olarak hem büyüklük hem de davranış açısından oldukça farklı karakterler sergilediği görülmektedir. Esnek temel şartlarında yapılan çözümlemelerde; yüksek frekans içeriğine sahip Coalinga depreminde gerilmeler zemin rijitliğinin azalmasıyla tümüyle azalırken, yine düşük frekans içerikli Whittier Narrows depreminde zemin rijitliğinin azalmasıyla gerilmeler önce artmakta sonra azalmaktadır. Orta frekans içeriğine sahip Parkfield depreminde gerilmeler zemin rijitliğinin azalmasıyla tümüyle artarken, yine orta frekans içerikli Kobe depreminde zemin rijitliğinin azalmasıyla gerilmeler önce artmakta sonra azalmaktadır. Düşük frekans içerikli Parkfield ve Loma Prieta depremlerinde ise zemin rijitliğinin azalmasıyla gerilmeler tümüyle artmaktadır. Burada tüm depremler için en kritik gerilmelerin tüm zemin koşullarında S_{zbc} ve S_{zfm} gerilmeleri olduğu görülmektedir. Ayrıca kritik öneme sahip bu S_{zbc} ve S_{zfm} gerilmeleri açısından en kritik depremlerin; esnek temel çözümlerinde düşük frekans içeriğine sahip Loma Prieta ve orta frekans içeriğine sahip Parkfield depremleri olduğu, ankastre taban çözümlerinde ise düşük frekans içerikli Loma Prieta ve Parkfield depremleri olduğu görülmektedir.

Bölgesel zemin koşulları ile yer hareketi frekans içeriğinin karşılıklı ve karmaşık etkileşimine bağlı olarak meydana gelen davranış değişikliğine bir başka örnek, S4 dolgu zemini koşullarındaki ankastre model ile S4 zemini şartlarında esnek temele sahip modelin karşılaştırılmasıyla verilebilir. Burada da değerlendirmeler en kritik gerilmeler olan S_{zbc} ve S_{zfm} gerilmeleri üzerinden yapılmaktadır. Yüksek frekans içeriğine sahip depremlerde her iki gerilme değeri de ankastre taban koşullarında artarken, düşük frekans içerikli depremlerde azalmaktadır. Öte yandan orta frekans içeriğine sahip Parkfield depreminde her iki gerilme de azalırken, Kobe depreminde S_{zbc} azalmakta ancak S_{zfm} artmaktadır. Burada genel olarak verilen irdellemelere ilaveten grafiksel değerlendirmeler ve oransal karşılaştırmalar aşağıda alt başlıklarda sunulmaktadır.

Tablo 28. Coalinga_H depremi etkisinde elden eldilen dinamik tepkiler

Deprem (PGA/PGV)	Tepki	Taban Şartı									
		Esnek								Ankastre	
		Zemin Sistemleri								S4	
		S1		S2		S3		S4		S4	
		t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer
Coalinga (3.707)	u_t (m)	3.98	-0.0036	4.00	-0.0041	3.62	-0.0041	2.16	-0.0043	3.98	0.0028
	S_{zbc} (MPa)	4.06	3.5156	4.00	-2.9823	2.28	2.6467	2.18	-1.7921	3.98	2.9979
	S_{ybm} (MPa)	4.06	0.7454	1.94	0.5533	2.28	0.4537	3.50	0.3123	3.98	0.5909
	S_{xbm} (MPa)	4.06	0.3617	4.00	-0.2704	2.28	0.2203	2.18	-0.1559	3.98	0.0493
	S_{xzbm} (MPa)	4.06	-0.4365	4.00	0.3919	2.28	-0.3322	2.18	0.2234	3.98	-0.2497
	S_{zfm} (MPa)	4.06	-3.6664	4.00	3.3960	3.62	2.7078	2.18	2.0086	3.98	-3.2604
	S_{xfm} (MPa)	4.06	-2.2514	4.00	1.8866	2.28	-1.7787	2.00	-1.1790	3.98	-1.1205

u_t : Menfez tepe noktasındaki en büyük göreceli yer değiştirme; t: Zaman; S_{zbc} : Menfez duvarı arka yüzünün köşe noktasında z doğrultusundaki en büyük gerilme; S_{ybm} , S_{xbm} : Menfez duvarı arka yüzünün orta noktasında y ve x doğrultularındaki en büyük gerilmeler; S_{xzbm} : Menfez duvarı arka yüzünün orta noktasında xz düzleminde z doğrultusundaki en büyük kayma gerilmesi; S_{zfm} , S_{xfm} : Menfez duvarı ön yüzünün orta noktasında z ve x doğrultularındaki en büyük gerilmeler.

Tablo 29. Whittier Narrows_H depremi etkisinde elde edilen dinamik tepkiler

Deprem (PGA/PGV)	Tepki	Taban Şartı									
		Esnek								Ankastre	
		Zemin Sistemleri								S4	
		S1		S2		S3		S4		S4	
		t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer
Whittier Narrows (2.352)	u_t (m)	3.16	-0.0036	3.10	0.0055	3.14	0.0065	3.16	0.0063	3.08	-0.0031
	S_{zbc} (MPa)	2.80	3.7689	3.10	5.0945	3.12	4.5005	3.16	2.7309	3.08	-3.0641
	S_{ybm} (MPa)	2.80	0.7446	3.08	0.9769	3.12	0.8018	3.16	0.4631	3.08	-0.6059
	S_{xbm} (MPa)	3.06	0.3196	3.10	0.4379	3.12	0.3652	3.16	0.2193	3.08	-0.0532
	S_{xzbm} (MPa)	2.80	-0.4590	3.10	-0.6354	3.12	-0.5676	3.16	-0.3506	3.08	0.2554
	S_{zfm} (MPa)	2.80	-3.8096	3.10	-5.1019	3.12	-4.4016	3.16	-2.7405	3.08	3.3199
	S_{xfm} (MPa)	2.80	-2.5327	3.10	-3.3650	3.12	-3.0324	3.16	-1.8380	3.06	1.0746

Tablo 30. Kobe_I depremi etkisinde elde edilen dinamik tepkiler

Deprem (PGA/PGV)	Tepki	Taban Şartı									
		Esnek								Ankastre	
		Zemin Sistemleri								S4	
		S1		S2		S3		S4		S4	
		t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer
Kobe (1.010)	u_t (m)	7.08	-0.0025	7.10	-0.0036	7.14	-0.0054	7.22	-0.0067	7.00	-0.0032
	S_{zbc} (MPa)	6.88	2.5547	6.92	3.0591	7.00	3.8931	7.06	3.3205	7.00	-3.0882
	S_{ybm} (MPa)	6.88	0.4971	6.92	0.5775	7.00	0.7435	7.06	0.6047	7.00	-0.6116
	S_{xbm} (MPa)	6.88	0.2340	6.92	0.2566	7.00	0.3240	7.06	0.2704	7.00	-0.0541
	S_{xzbm} (MPa)	6.88	-0.3045	6.92	-0.3677	7.00	-0.4661	7.06	-0.4039	7.00	0.2587
	S_{zfm} (MPa)	7.08	2.5649	6.92	-2.9658	7.00	-3.6905	6.48	3.3291	7.00	3.3790
	S_{xfm} (MPa)	6.88	-1.6838	6.92	-1.9495	7.00	-2.4384	7.06	-2.1088	7.00	1.0827

Tablo 31. Parkfield_I depremi etkisinde elde edilen dinamik tepkiler

Deprem (PGA/PGV)		Taban Şartı									
		Esnek								Ankastre	
		Zemin Sistemleri									
		Tepki	S1		S2		S3		S4		S4
t (s)	Değer		t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer	
Parkfield (0.836)	u_t (m)	3.08	0.0032	3.12	0.0061	3.16	0.0112	3.24	0.0207	2.94	0.0040
	S_{zbc} (MPa)	3.08	3.9164	3.12	5.9271	3.16	7.9237	3.22	9.0801	2.94	5.0517
	S_{ybm} (MPa)	3.08	0.7761	3.12	1.1555	3.16	1.5101	3.20	1.7325	2.94	0.9811
	S_{xbm} (MPa)	3.08	0.3283	3.12	0.4879	3.16	0.6375	3.20	0.7387	2.94	0.0768
	S_{xzbm} (MPa)	3.08	-0.4725	3.12	-0.7290	3.16	-1.0153	3.22	-1.2139	2.94	-0.4024
	S_{zfm} (MPa)	3.08	-3.8673	3.12	-5.7568	3.16	-7.7470	3.22	-8.9076	2.94	-5.3767
	S_{xfm} (MPa)	3.08	-2.6542	3.12	-3.9204	3.16	-5.3200	3.22	-6.2931	2.94	-1.9548

Tablo 32. Parkfield_L depremi etkisinde elde edilen dinamik tepkiler

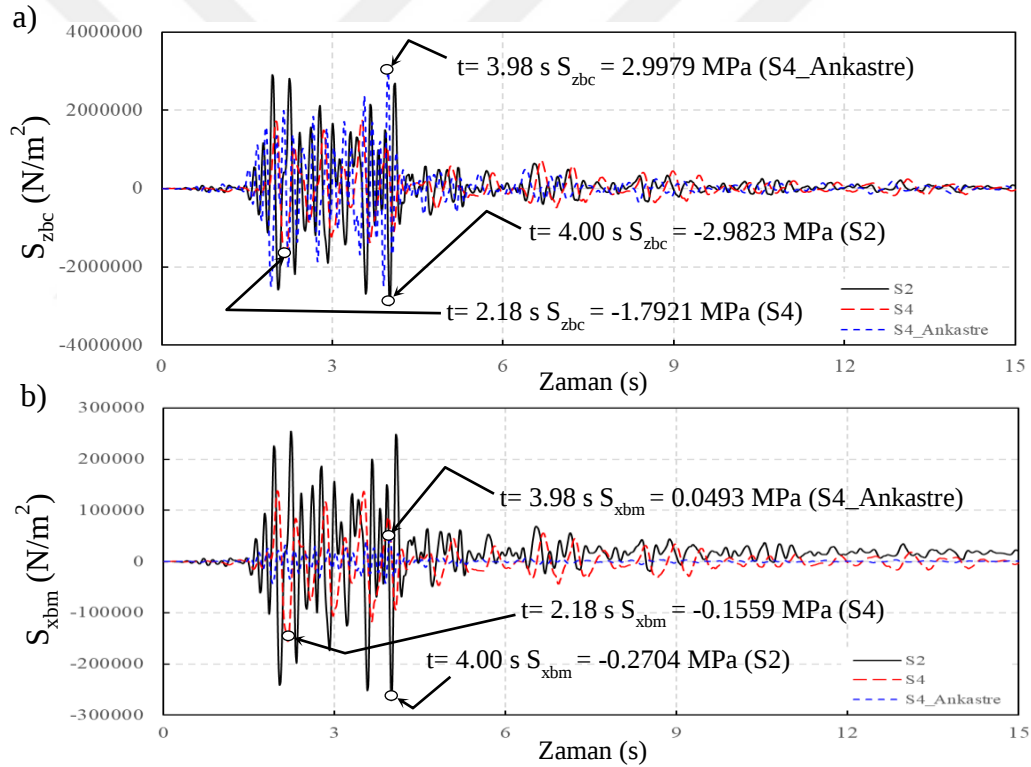
Deprem (PGA/PGV)		Taban Şartı									
		Esnek								Ankastre	
		Zemin Sistemleri									
	S1	S2	S3	S4	S4						
Tepki	t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer	
Parkfield (0.660)	u_t (m)	4.00	-0.0032	4.04	-0.0058	4.08	-0.0094	4.14	-0.0182	4.14	0.0041
	S_{zbc} (MPa)	4.34	2.9307	4.04	-4.2708	4.08	-5.3504	4.14	-6.7714	4.14	5.1198
	S_{ybm} (MPa)	4.34	0.6250	4.36	0.7758	4.42	1.0412	4.46	1.3410	4.14	0.9939
	S_{xbm} (MPa)	4.34	0.3100	4.36	0.3822	4.40	0.4918	4.46	0.6267	4.14	0.0781
	S_{xzbm} (MPa)	4.00	0.3848	4.04	0.5869	4.08	0.7386	4.14	0.9226	4.14	-0.4078
	S_{zfm} (MPa)	4.00	3.4261	4.04	4.9795	4.08	6.1705	4.14	7.6644	4.14	-5.4382
	S_{xfm} (MPa)	4.00	1.8564	4.04	2.8850	4.08	3.5302	4.14	4.3531	4.14	-1.9786

Tablo 33. Loma Prieta_L depremi etkisinde elde edilen dinamik tepkiler

Deprem (PGA/PGV)		Taban Şartı									
		Esnek								Ankastre	
		Zemin Sistemleri									
		S1		S2		S3		S4		S4	
Tepki	t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer	
Loma Prieta (0.508)	u _t (m)	4.36	0.0037	4.38	0.0068	4.44	0.0116	4.50	0.0207	4.24	0.0050
	S _{zbc} (MPa)	4.36	4.3155	4.38	6.2503	4.42	7.9282	4.50	9.0790	4.24	6.1717
	S _{ybm} (MPa)	4.36	0.8578	4.38	1.2132	4.42	1.5031	4.50	1.7393	4.24	1.1994
	S _{xbm} (MPa)	4.36	0.3322	4.38	0.4946	4.42	0.6293	4.50	0.7191	4.24	0.0942
	S _{xzbm} (MPa)	4.36	-0.5263	4.38	-0.7750	4.42	-1.0231	4.50	-1.2103	4.24	-0.4934
	S _{zfm} (MPa)	4.36	-4.3033	4.38	-6.1246	4.42	-7.7659	4.50	-8.8514	4.24	-6.5739
	S _{xfm} (MPa)	4.36	-2.9338	4.38	-4.2151	4.42	-5.3717	4.50	-6.2725	4.22	-2.3937

3.2.2.1. Menfez Dinamik Davranışı Üzerinde Zemin-Yapı Etkileşiminin Etkileri

Şekil 47-50’de farklı yer hareketleri etkisinde farklı doğrultularda hesaplanan gerilmeler verilmektedir. Şekil 47a incelendiğinde, menfez duvarı arka köşesi için z yönünde elde edilen en büyük gerilme değerlerinin zemin esnekliğinin artışıyla azaldığı görülmektedir. Örneğin, S2 zemini için en büyük dinamik gerilme değeri 2.9823 MPa iken, bu değer S4 zemini için 1.7921 MPa olmaktadır. Burada tepkideki azalma oranı %39.91 olmakta ve her iki tepki de basınç gerilmesi şeklinde meydana gelmektedir. S4 dolgu zemini koşullarında ankastre taban modeli ile esnek taban modelinin karşılaştırılmasından da tepki değişimleri gözlenebilir. Ankastre koşulda en büyük dinamik gerilme çekme olarak 2.9979 MPa iken, esnek koşulda %40.22 azalmayla basınç gerilmesi olarak 1.7921 MPa seviyesinde meydana gelmektedir.

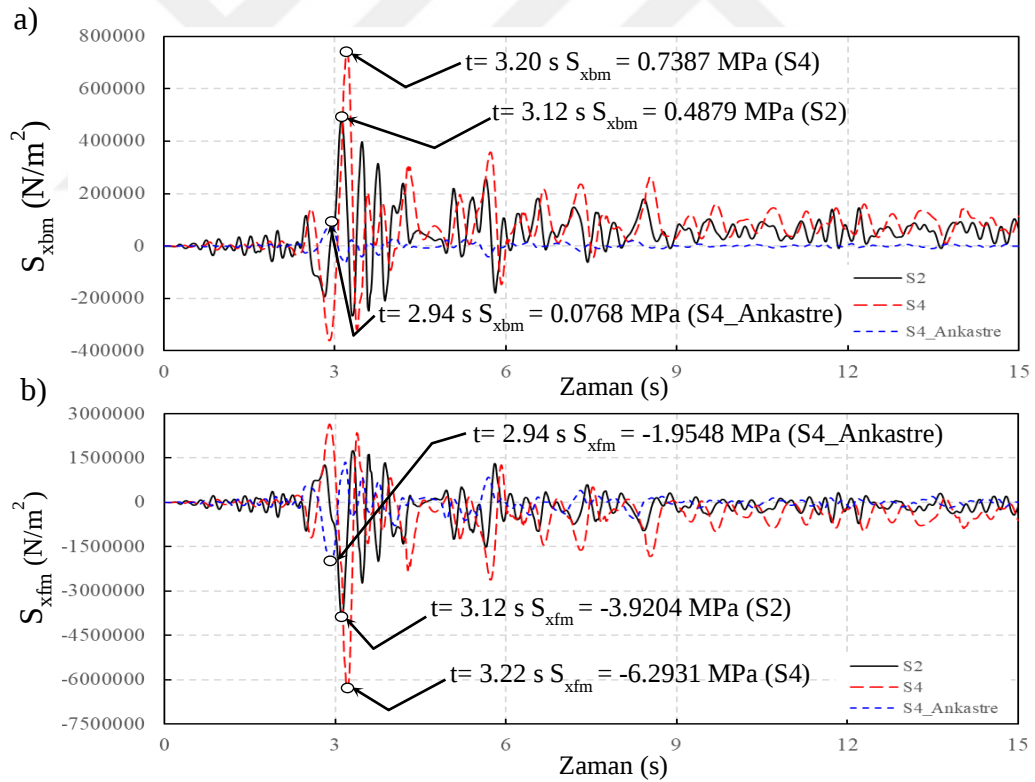


Şekil 47. Coalginga_H depremi altında a) z doğrultusunda arka köşe noktada ve b) x doğrultusunda arka orta noktada elde edilen dinamik gerilme-zaman ilişkisi

Burada dikkate değer bir diğer husus gerilmelerin yön değiştirebildiğidir. Şekil 47b’de, S2 ve S4 zeminlerinde arka yüz orta noktada x yönünde elde edilen tepkiler arasında Şekil 53a’ya benzer bir eğilim görülmekte ve zemin rijitliğinin azalmasıyla tepki azalmaktadır. Ancak ankastre ve esnek tabanlar arasında davranış değişikliği söz konusudur. Zira esnek koşulda en büyük gerilme basınç olarak 0.1559 MPa seviyesinde

gerçekleşirken, ankastre koşulda aynı tepki %68.38 azalma ile çekme gerilmesi olarak 0.0493 MPa seviyesinde gerçekleşmektedir. Burada farklı yönlerdeki dinamik gerilmelerin zemin rijitliğindeki değişimlerden etkilenebileceği açıkça görülmektedir.

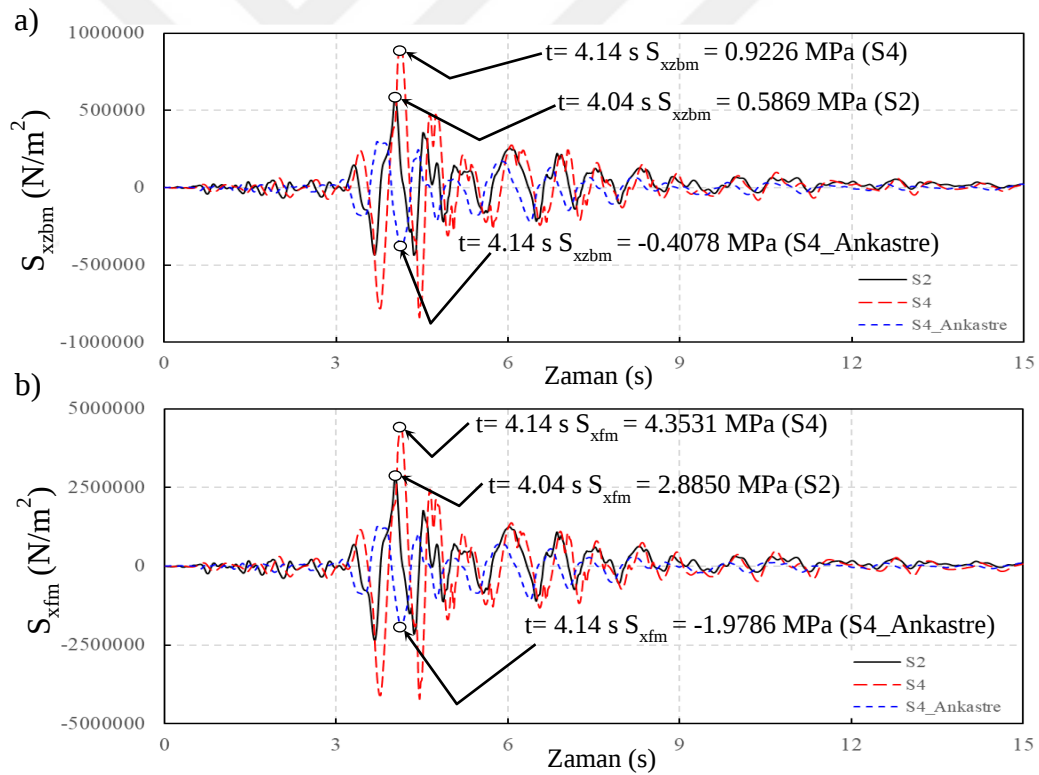
Şekil 48’de karşılaştırmalar orta frekans içeriğine sahip Parkfield depremi için verilmektedir. Şekil 48a’da zemin rijitliğindeki azalmaya bağlı olarak en büyük dinamik gerilmelerdeki artış görülebilmektedir. Örneğin, S2 zemini için dinamik gerilme değeri çekme olarak 0.4879 MPa iken, S4 zemini için aynı tepki %51.40 artışla çekme olarak 0.7387 MPa seviyesinde gerçekleşmektedir. S4 zemini koşullarında ankastre ve esnek modeller karşılaştırıldığında ise ankastre taban koşulunda tepkinin esnek temele nazaran %89.60 azalarak 0.0768 MPa seviyesinde gerçekleştiği görülmektedir. Başka bir örnek olarak Şekil 48b incelenebilir. Burada S2 zemini için x yönünde ön yüz orta noktada elde edilen en büyük dinamik gerilmenin basınç olarak 3.9204 MPa olduğu, S4 zemini için ise aynı tepkinin %60.52 artışla basınç olarak 6.2931 MPa seviyesinde gerçekleştiği görülmektedir.



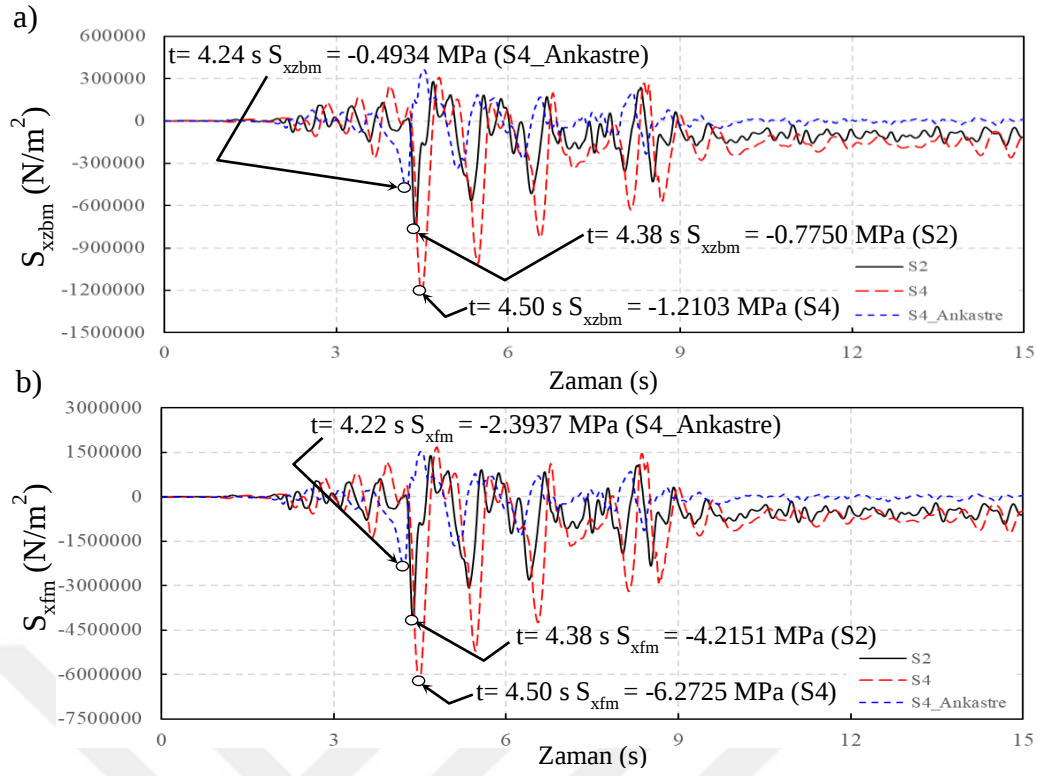
Şekil 48. Parkfield_I depremi altında x doğrultusunda a) arka orta noktada ve b) ön orta noktada elde edilen dinamik gerilme-zaman ilişkisi

Düşük frekans içeriğine sahip depremler etkisi altında karşılaştırmalar Şekil 49 ve Şekil 50’de sunulmaktadır. Şekil 49a’da arka yüz orta noktada elde edilen en büyük kayma gerilmesinin S2 zemininde 0.5869 MPa olduğu, aynı tepkinin zemin

rijitliğindeki azalmaya bağlı olarak S4 zemininde %57.20 artışla 0.9226 MPa olarak elde edildiği görülmektedir. S4 zemini şartlarında ankastre ve esnek modeller karşılaştırıldığında ise ankastre taban koşulunda dinamik kayma gerilmesinin esnek temele nazaran %55.80 azalışla 0.4078 MPa olduğu görülmektedir. Şekil 49b’de ise S4 zemini için ön yüz orta noktada x yönünde hesaplanan en büyük gerilme 4.3531 MPa iken, S2 zemini için aynı tepki %33.73 azalma ile 2.8850 MPa olarak gerçekleşmektedir. Burada ifade edilen tepkilerin her ikisi de çekme gerilmesidir. Tepkilerde meydana gelen değişimlere ilişkin benzer karşılaştırmalar düşük frekans içeriğine sahip Loma Prieta depremi için Şekil 50’den yapılabilir. Burada yapılan karşılaştırmalar zemin rijitliğindeki değişimin, zemin-yapı etkileşiminin mertebesine bağlı olarak menfez kesitlerinde meydana gelen gerilmelerde artış ya da azalışa sebep olabileceğini ortaya koymaktadır. Ayrıca ankastre ve esnek taban şartlarında oldukça farklı gerilme davranışının sergilenebileceği açıktır.

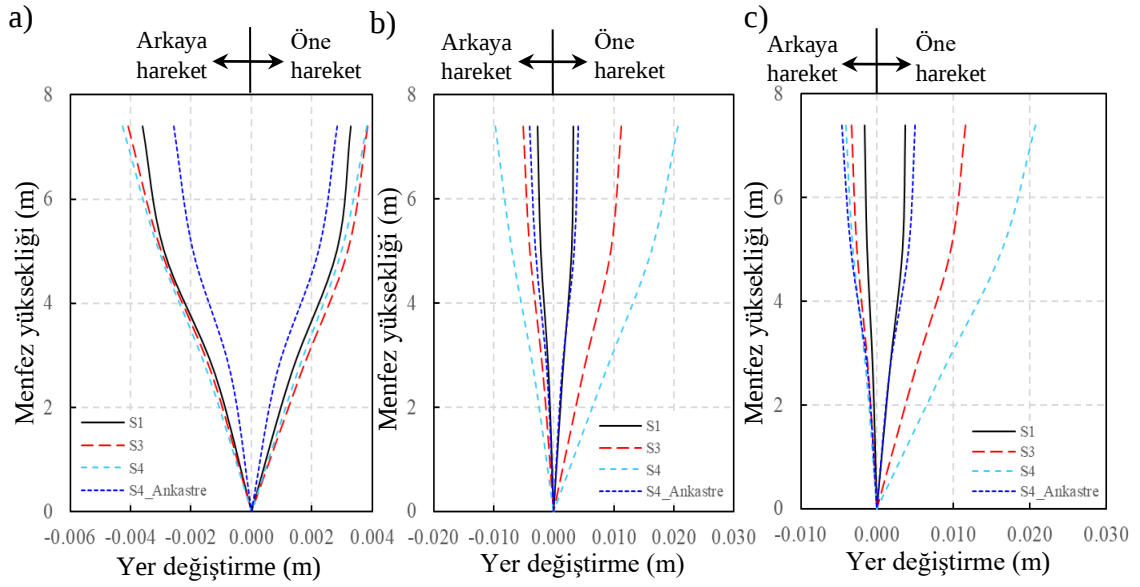


Şekil 49. Parkfield_L depremi altında a) xz düzleminde z doğrultusunda arka orta noktada ve b) x doğrultusunda ön orta noktada elde edilen dinamik gerilme-zaman ilişkisi



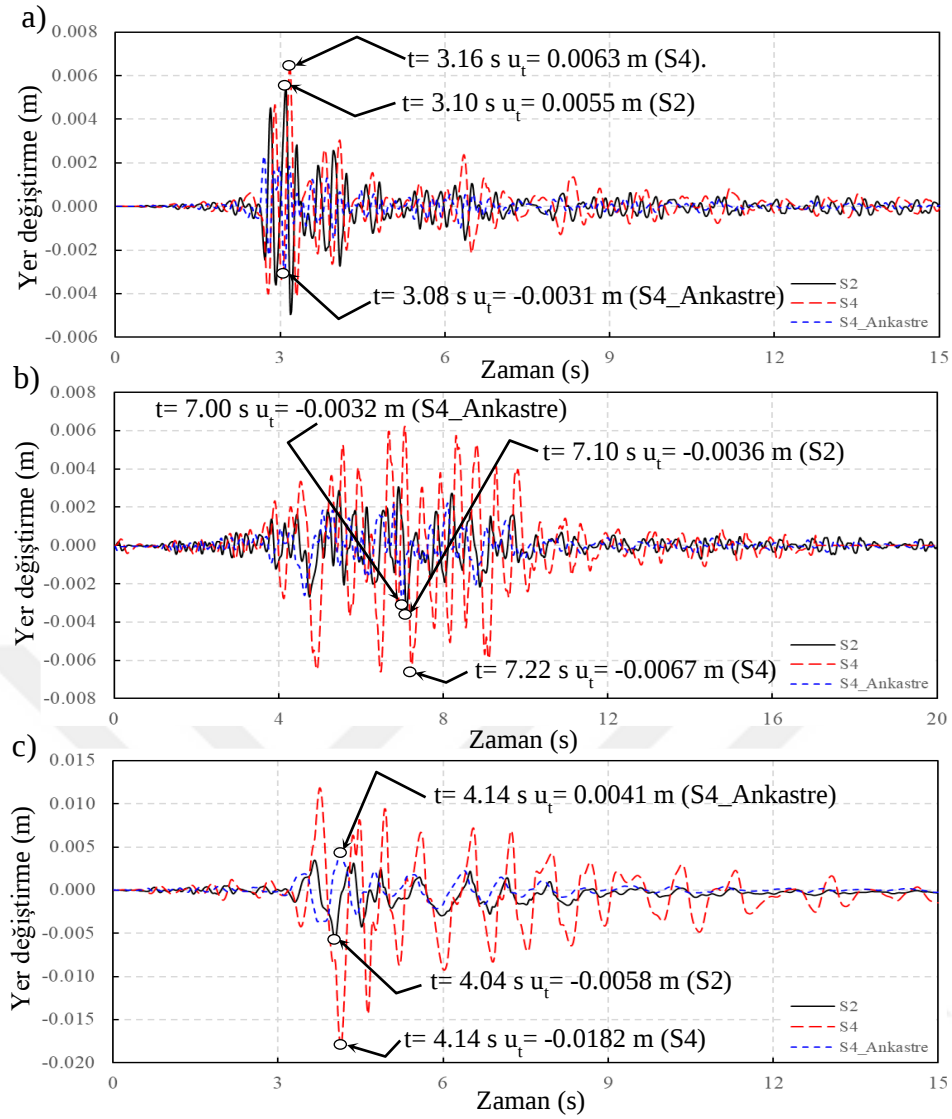
Şekil 50. Loma Prieta_L depremi altında a) xz düzleminde z doğrultusunda arka orta noktada ve b) x doğrultusunda ön orta noktada elde edilen dinamik gerilme-zaman ilişkisi

Şekil 51’de yüksek, orta ve düşük frekans içeriğine sahip deprem etkileri altında ve seçilen zemin koşullarında menfez yüksekliği boyunca göreceli yatay yer değiştirmeler karşılaştırılmaktadır. Burada verilen şekillerden aynı dolgu zemini koşullarında (S4), ankastre model ile esnek model arasında yükseklik boyunca yer değiştirmelerin büyüklüğünde önemli farklılığın olduğu göze çarpmaktadır. Bu fark bazı depremlerde frekans içeriğine bağlı olarak daha belirgin bir hal almaktadır. Ayrıca yer değiştirmelerin zemin rijitliğinin azalmasına bağlı olarak arttığı görülmektedir.



Şekil 51. a) Coalunga_H, b) Parkfield_I ve c) Loma Prieta_L depremleri altında menfez yüksekliği boyunca yatay yer değiştirmelerin dağılımı

Şekil 52’de düşük, orta ve yüksek frekans içeriğine sahip deprem etkileri altında farklı zemin sistemleri için göreceli tepe yer değiştirmesi-zaman grafikleri verilmektedir. En büyük göreceli yatay yer değiştirmeler, farklı gerçekleşme zamanlarında ve farklı büyüklüklerde elde edilebilir. Bu durum, yer hareketi frekans içeriğine ve zemin özelliklerindeki değişime bağlı olarak gelişebilir. Örneğin, Şekil 52a’da S2 zemin için en büyük göreceli tepe yer değiştirme değerinin 0.0055 m olduğu, S4 zemininde ise aynı tepkinin %14.55 artışla 0.0063 m olarak gerçekleştiği görülmektedir. Ayrıca aynı dolgu zemin koşullarında (S4), ankastre model ile esnek model karşılaştırıldığında, esnek temel varsayımıyla tepkinin 0.0063 m olarak elde edildiği, ankastre tabanlı modelde ise bu tepkinin %50.79 azalarak 0.0031 m olduğu görülmektedir. Orta ve düşük frekans içerikli deprem yer hareketlerine maruz menfez için de benzer irdelemeler yapılabilir (Şekil 52b ve Şekil 52c). Örneğin, Şekil 52c ele alındığında S2 zemin için 0.0058 m olarak gerçekleşen en büyük göreceli tepe yer değiştirmesi değerinin S4 zemininde %213.79 mertebesinde bir artış ile 0.0182 m olarak gerçekleştiği görülmektedir.

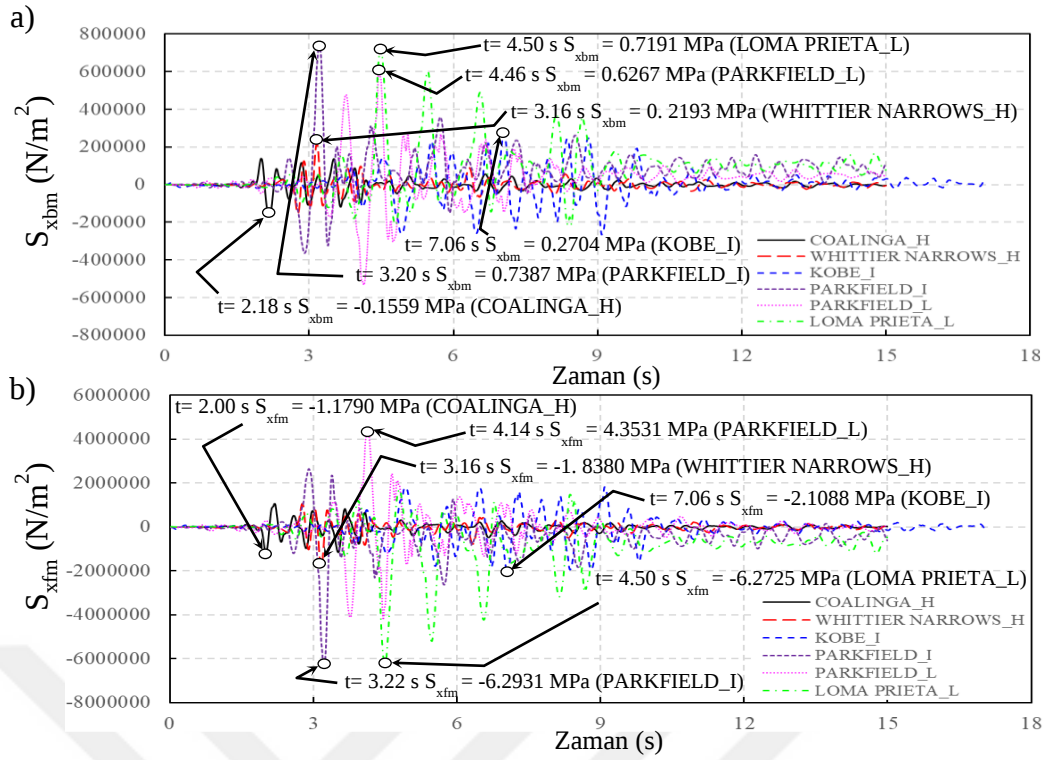


şekil 52. a) Whittier Narrows_H, b) Kobe_I ve c) Parkfield_L depremleri altında menfez tepe yer değiştirmesinin zamana bağlı değişimi

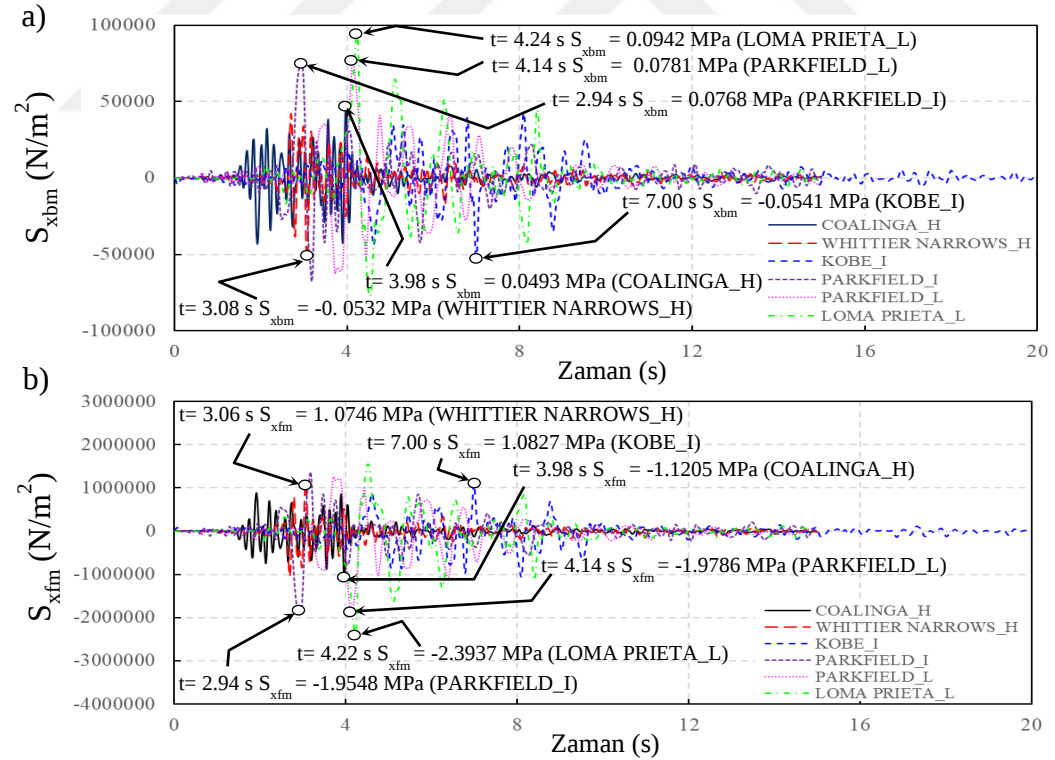
3.2.2.2. Menfez Dinamik Davranışı Üzerinde Deprem Frekans İçeriğinin Etkileri

Çalışmanın bu bölümünde yüksek, orta ve düşük frekans içeriğine sahip altı farklı deprem yüklemesi için menfezde elde edilen en büyük gerilmeler, görelî tepe yer değiştirmeler ve yükseklik boyunca görelî yer değiştirmeler karşılaştırmalı olarak incelenmektedir. şekil 53 esnek taban koşullarında S4 zemini için x yönünde gerilme-zaman ilişkilerini karşılaştırmalı olarak göstermektedir. şekil 53a incelendiğinde, menfez arka yüz orta noktasında elde edilen en büyük dinamik gerilmenin PGA/PGV oranındaki azalışa bağlı olarak genellikle artış gösterdiği görölmektedir. Örneğin yüksek frekans içeriğine sahip Coalinga depreminde en büyük dinamik gerilme 0.1559 MPa iken, orta frekans içeriğine sahip Kobe depreminde aynı tepki %73.44 artarak 0.2704 MPa mertebesinde elde edilmektedir. Benzer bir karşılaştırma, sırasıyla yüksek

ve düşük frekans içeriğine sahip Whittier Narrows ve Loma Prieta depremleri arasında yapılabilir. Whittier Narrows depremi için gerilme çekme olarak 0.2193 MPa iken, Loma Prieta depremi için aynı tepki %227.90 artış göstererek çekme olarak 0.7191 MPa olmaktadır. Burada ifade edilmesi gereken bir diğer önemli husus, farklı istasyonlarda kaydedilen Parkfield deprem bileşenlerinin farklı PGA ve frekans içerik oranlarına sahip olması nedeniyle elde edilen en büyük dinamik gerilmelerin farklı olmasıdır. Düşük frekans içeriğine sahip Parkfield depreminde ilgili gerilme değeri çekme olarak 0.6267 MPa iken, orta frekans içeriğine sahip Parkfield depreminde %17.87 artışla yine çekme olarak 0.7387 MPa hesaplanmaktadır. Bu örnekten anlaşılabileceği üzere, daha büyük PGA ve frekans içeriğine sahip Parkfield depremi daha küçük olanından S4 zemininde daha büyük bir tepki üretmektedir. Ancak ankastre taban şartlarında elde edilen verilerin sunulduğu Şekil 54a incelendiğinde, orta frekans içeriğine sahip Parkfield depreminde en büyük dinamik gerilmenin 0.0768 MPa olduğu, aynı tepkinin düşük frekans içeriğine sahip Parkfield depreminde ise 0.0781 MPa seviyesinde meydana geldiği görülmektedir. Burada düşük PGA ve frekans içeriğine sahip Parkfield depremi diğerinden daha büyük tepki üretse de tepkiler arasındaki fark %1.69 gibi ihmal edilebilir düzeydedir. Benzer değerlendirme Şekil 54b'deki Parkfield yüklemeleri için de yapılabilir. Öte yandan farklı deprem yükleri altında ankastre taban şartlarında en büyük dinamik gerilme tepkileri frekans içeriğindeki azalışla genel olarak artmaktadır. Örneğin, Şekil 54b'de yüksek, orta ve düşük frekans içeriğine sahip Whittier Narrows, Parkfield ve Loma Prieta depremlerinde menfez ön yüz orta noktasındaki en büyük gerilmelerin sırasıyla 1.0746 MPa, 1.9548 MPa ve 2.3937 MPa olduğu görülmektedir. Burada Whittier Narrows depremi için elde edilen gerilme, Parkfield ve Loma Prieta depremlerinde sırasıyla %81.90 ve %122.75 artış göstermektedir. Ayrıca Parkfield ve Loma Prieta depremlerinde tepkiler basınç, Whittier Narrows depreminde ise çekme olarak ortaya çıkmaktadır.



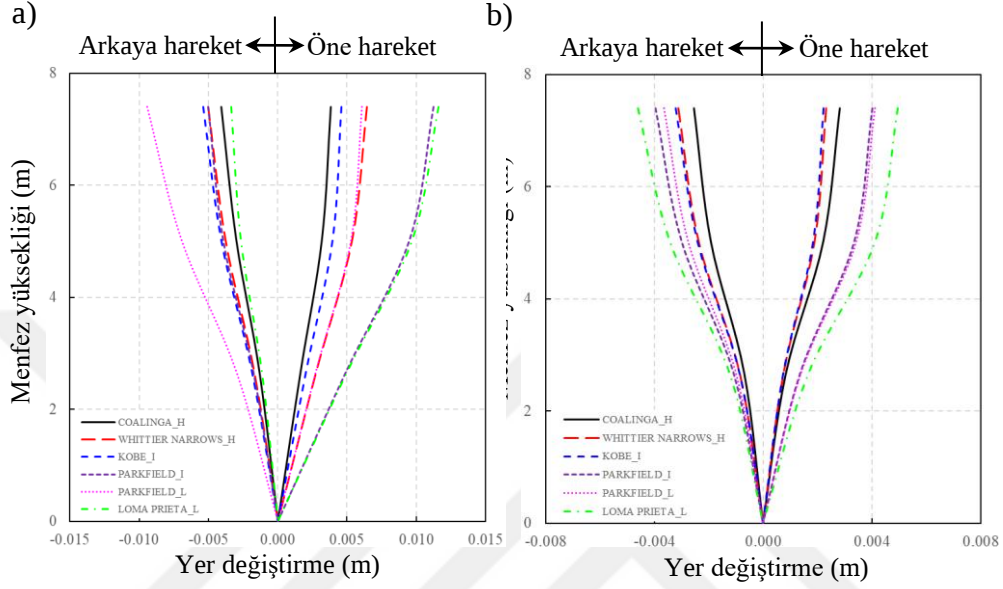
Şekil 53. S4 zemininde x doğrultusunda menfez a) arka ve b) ön orta noktasında elde edilen gerilme-zaman ilişkisi



Şekil 54. Ankastre taban şartlarında x doğrultusunda menfez a) arka ve b) ön orta noktasında elde edilen gerilme-zaman ilişkisi

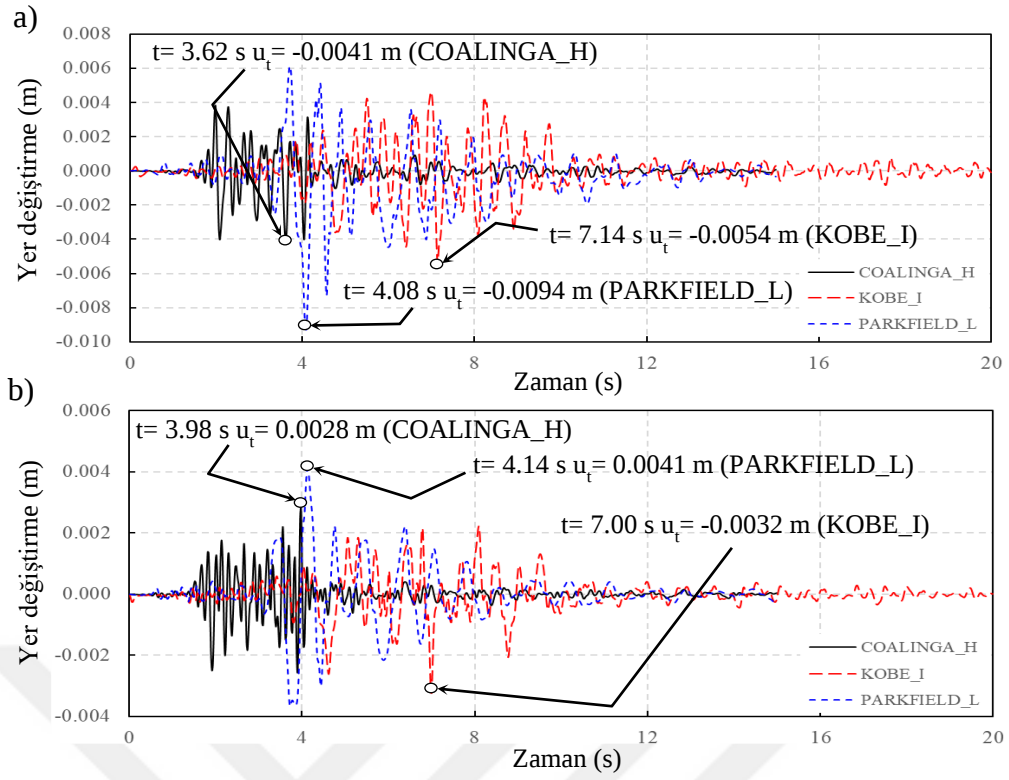
Şekil 55, S3 zemini ve ankastre taban koşullarında farklı frekans içeriklerine sahip deprem yüklemeleri altında yükseklik boyunca meydana gelen göreceli yatay yer

değişikliklerin dağılımını göstermektedir. Bu şekillerden; yer değişikliklerinin frekans içeriği değişiminden oldukça etkilendiği, maksimum yer değişikliklerinin yön değiştirebildiği ve en büyük yer değişikliklerinin düşük frekans içerikli Loma Prieta depreminde fakat en küçük yer değişikliklerinin yüksek frekans içerikli Coalinga depreminde meydana geldiği görülmektedir.

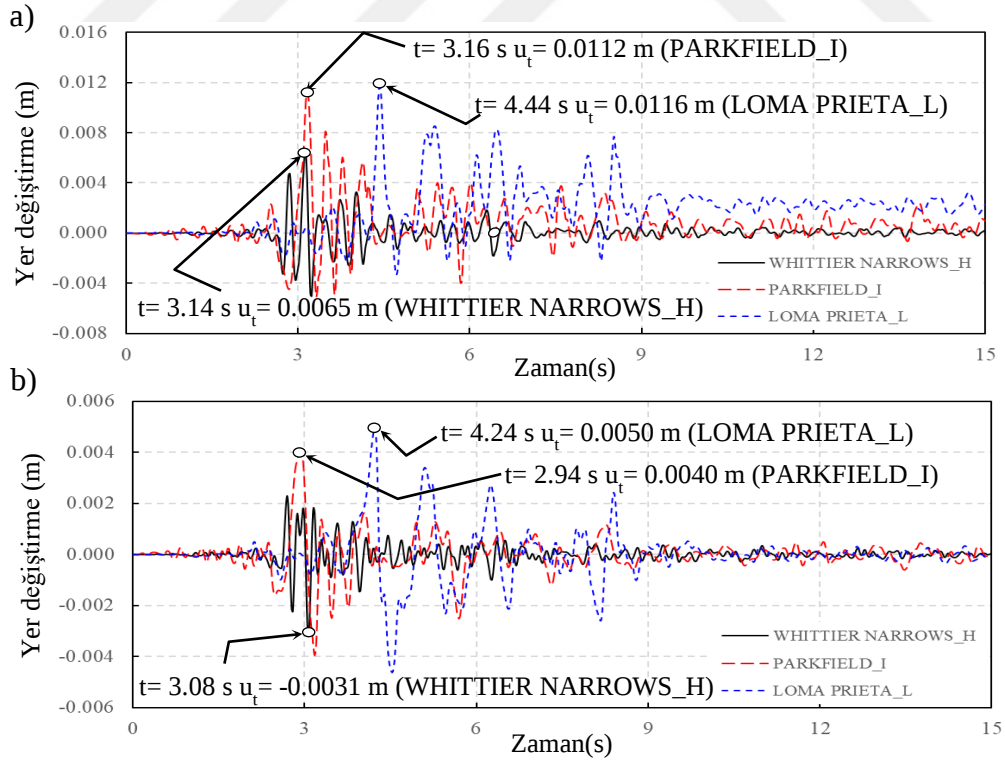


Şekil 55. a) S3 zemininde ve b) ankastre taban koşullarında menfez yüksekliği boyunca görelî yatay yer değişikliklerinin dağılımı

Şekil 56 ve Şekil 57, farklı frekans içeriklerine sahip depremler için görelî yatay tepe yer değişikliklerinin zamana bağlı değişimlerini göstermektedir. Gerek davranış üzerinde gerekse en büyük tepkilerin büyüklüğü ve gerçekleşme süreleri üzerinde frekans içeriğinin etkileri açıkça görülmektedir. Şekil 56a'da tepe yerdeğişimi yüksek frekans içeriğine sahip Coalinga depreminde 0.0041 m, orta ve düşük frekans içeriğine sahip Kobe ve Parkfield depremlerinde sırasıyla 0.0054 m ve 0.0094 m olarak elde edilmektedir. Burada Kobe ve Parkfield depremlerinde, Coalinga depremine nazaran yaklaşık %31.70 ve %129.27 oranında tepki artışı meydana gelmektedir. Ankastre taban şartlarında sunulan Şekil 56b incelendiğinde ise Coalinga depreminde yer değiştirme 0.0028 m iken, aynı tepkinin orta ve düşük frekans içeriğine sahip Kobe ve Parkfield depremlerinde sırasıyla %14.29 ve %46.43 oranında artış gösterdiği görülmektedir. Şekil 57 üzerinden benzer tepki değişim örneklerini çoğaltmak mümkündür. Burada aynı zemin koşullarında farklı deprem yüklemeleri altında menfezde meydana gelen görelî tepe yer değişikliklerinin ve gerçekleşme sürelerinin genel olarak değiştiği yapılan karşılaştırmalardan anlaşılmaktadır.



şekil 56. a) S3 zemininde ve b) ankastre taban koşullarında Coalinga_H, Kobe_I ve Parkfield_L depremleri için elde edilen menfez tepe yer değişirmesinin zamana bağlı değişimi



şekil 57. a) S3 zemininde ve b) ankastre taban koşullarında Whittier Narrows_H, Parkfield_I, Loma Prieta_L depremleri için elde edilen menfez tepe yer değişirmesinin zamana bağlı değişimi

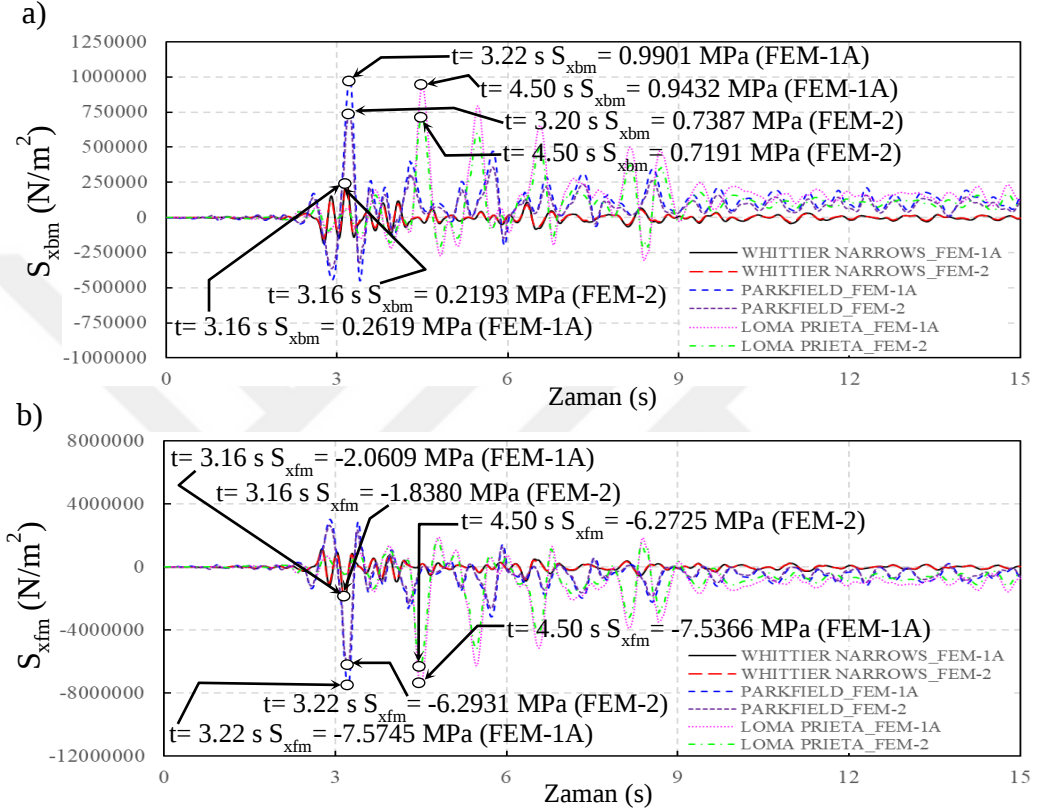
3.3. Menfez Duvarı Kalınlığının Dinamik Davranış Üzerindeki Etkilerinin Değerlendirilmesi

Bu bölümde Menfez-1 ve Menfez-2 için önerilen dolgu-menfez-temel zemini etkileşim sistemlerinin sayısal modelleri kullanılarak menfez duvarı kalınlığının menfez dinamik davranışı üzerindeki etkileri araştırılmaktadır. Menfez-1 için önerilen modeller çalışmanın (3.1) bölümünde FEM-1A ve FEM-1B olarak, Menfez-2 için önerilen model ise çalışmanın (3.2) bölümünde FEM-2 olarak adlandırılmış idi. Burada ara yüzey davranışının temas elemanları vasıtasıyla dikkate alındığı FEM-1A ve FEM-2 modelleri karşılaştırılmaktadır. FEM-1A modelinde menfez duvarı kalınlığı 0.4 m, FEM-2 modelinde 0.6 m'dir. Çözümlmelerde dikkate alınan deprem kayıtlarına bağlı olarak aşağıda grafiksel irdelemelerde kullanılan veriler; FEM-1A modeli için Tablo 19-21'de, FEM-2 modeli için Tablo 29, 31 ve 33'te sunulan verilerdir.

Whittier Narrows depremi etkisinde en kritik gerilmelerden biri olan S_{zbc} gerilmeleri karşılaştırıldığında (Tablo 19 ve 29), sırasıyla S1, S2, S3 ve S4 zeminlerinde, FEM-1A modelinde FEM-2'ye nazaran 1.51, 1.70, 1.80 ve 1.97 kat daha büyük gerilmeler elde edilmektedir. Bu değerler Parkfield depreminde (Tablo 20 ve 31) 1.54, 1.74, 1.98 ve 2.29; Loma Prieta depreminde ise (Tablo 21 ve 33) 1.53, 1.70, 2.00 ve 2.29 kat şeklinde ortaya çıkmaktadır. Benzer karşılaştırmalar diğer kritik gerilme olan S_{zfm} açısından değerlendirildiğinde, söz konusu artışlar Whittier Narrows depreminde 1.37, 1.56, 1.73 ve 1.93; Parkfield depreminde 1.37, 1.56, 1.80 ve 2.14; Loma Prieta depreminde 1.38, 1.53, 1.82 ve 2.12 kat olarak hesaplanmaktadır. Burada yumuşak zemin koşullarında farkların daha belirgin olduğu ve orta ve düşük frekans içerikli depremlerde yüksek frekans içerikli depreme nazaran genellikle daha büyük artışlar meydana geldiği görülmektedir. Aşağıda diğer bazı gerilmelerdeki değişimler grafiksel olarak sunulmaktadır.

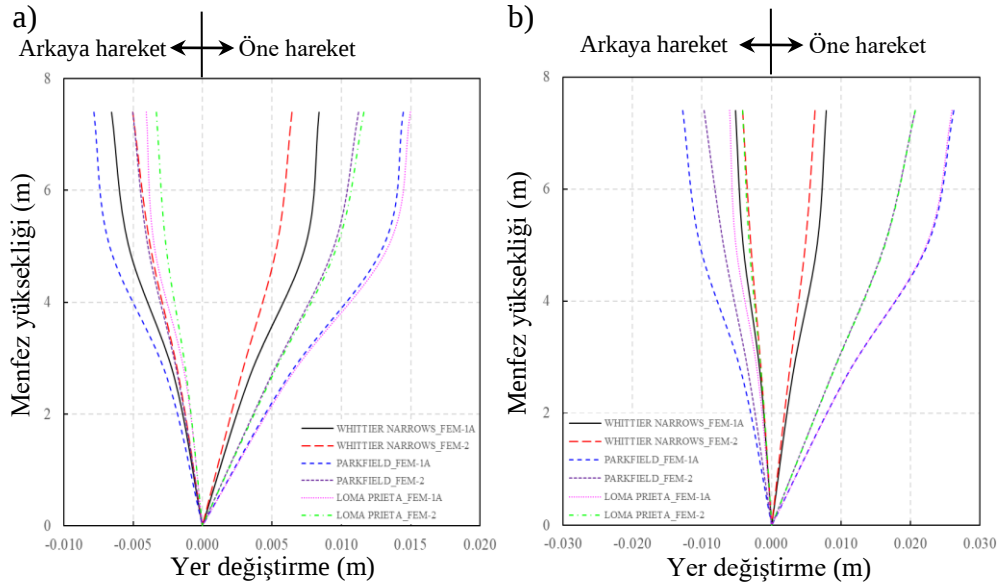
Şekil 58a'da S4 zemini şartlarında menfez arka orta noktasında x doğrultusunda hesaplanan gerilme değişimleri verilmektedir. Bu şekilden, FEM-2 modelinde Whittier Narrows yüklemesi altında en büyük gerilme çekme olarak 0.2193 MPa iken, FEM-1A modelinde aynı tepkinin yine çekme olarak %19 artışla 0.2619 MPa düzeyinde elde edildiği görülmektedir. Bu artış eğilimi, Parkfield ve Loma Prieta depremlerinde daha belirgin hale gelmektedir. FEM-2 modelinde Parkfield depreminde söz konusu gerilme 0.7387 MPa, FEM-1A modelinde ise %34 artışla 0.9901 MPa düzeyinde meydana gelmektedir. Loma Prieta depreminde de iki modelden elde edilen en büyük gerilmeler arasındaki fark %31'dir. Bir diğer örnek Şekil 58b'de gösterilmektedir. Whittier Narrows depreminde FEM-2 modelinde menfez ön orta noktasında x yönündeki en

büyük gerilme basınç olarak 1.8380 MPa, FEM-1A modelinde %12 artışla basınç olarak 2.0609 MPa olarak hesaplanmaktadır. Gerilmelerdeki bu artış Parkfield ve Loma Prieta depremlerinde %20 civarında bulunmaktadır. Bu bağlamda duvar kalınlığındaki azalmanın en büyük gerilme tepkilerinde genellikle artışa sebep olduğu dikkat çekmektedir. Ayrıca bu artış düzeyinin, etkileşim sistemine bağlı olarak deprem frekans içeriğinden önemli ölçüde etkilenebileceği anlaşılmaktadır.



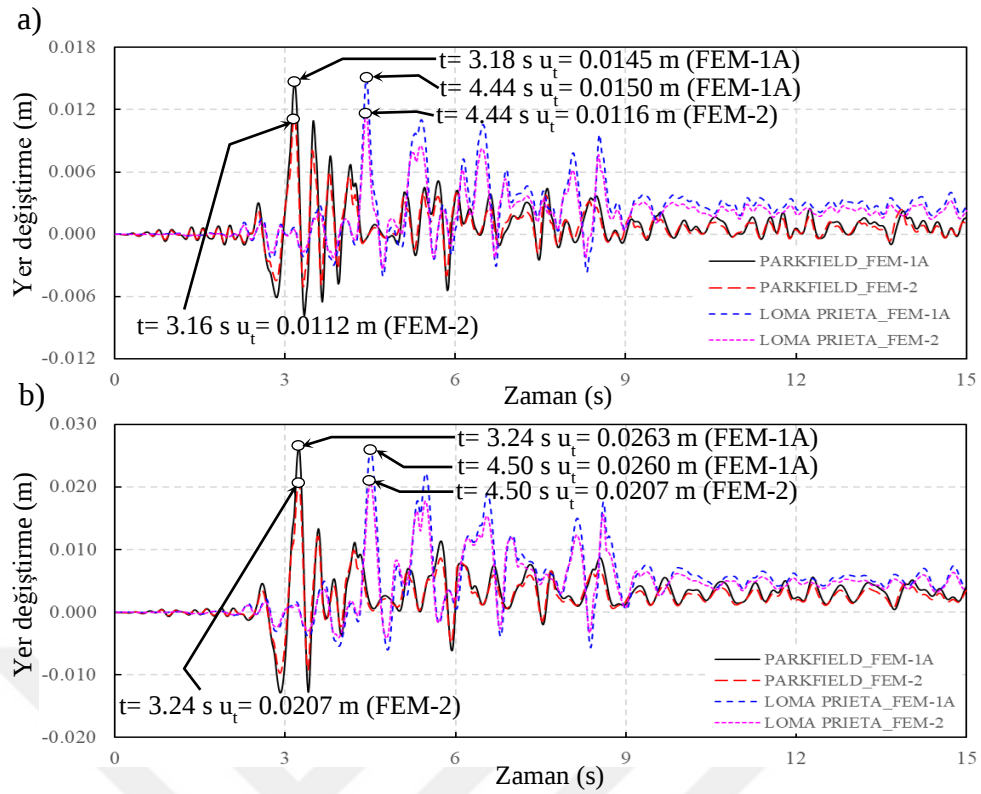
Şekil 58. S4 zemininde menfez a) arka orta noktasında ve b) ön orta noktasında x doğrultusunda elde edilen dinamik gerilme-zaman ilişkisi

Şekil 59’da menfez duvar kalınlığı değişiminin, yükseklik boyunca yatay yer değiştirmeler üzerindeki etkileri irdelenmektedir. Burada sunulan şekillerde, dikkate alınan tüm yer hareketleri için FEM-1A modelinden elde edilen yer değiştirmelerin FEM-2 modelinde elde edilenlerden daha büyük olduğu açıkça görülmektedir.



şekil 59. a) S3 ve b) S4 zeminlerinde menfez ykseklęi boyunca yatay yer değiştirmelerin dağılımı

şekil 60'da FEM-1A ve FEM-2 modellerinin üzümünden elde edilen teppe yer değiştirmesi-zaman ilişkisi verilmektedir. şekil 60a'da Parkfield yüklemesi altında S3 zemini için FEM-2'de elde edilen en büyük görelili teppe yer değiştirme 0.0112 m iken, aynı tepki FEM-1A'da %29 artarak 0.0145 m olmaktadır. Seçili düğüm noktasında elde edilen yer değiştirme için benzer değişim Loma Prieta depreminde de gözlenmektedir. Bu deprem etkisinde yer değiştirme, FEM-2'de 0.0116 m, FEM-1A'da %29 artarak 0.0150 m olarak elde edilmektedir. Dikkate alınan tüm yükleme ve zemin koşulları için FEM-1A modelinden elde edilen en büyük görelili teppe yer değiştirme tepkileri FEM-2 modelinden elde edilenlerden daha büyüktür.



şekil 60. a) S3 ve b) S4 zeminlerinde menfez tepe yer değiştirmesinin zamana bağlı değişimi

3.4. Menfez-3 İçin Gerçekleştirilen Analizler

3.4.1. Dolgu-Kanat Duvarı Etkileşim Sisteminin Analizi

Bu bölümde, ilk olarak çalışmanın (2.4.1) ve (2.4.2) bölümlerinde dolgu-kanat duvarı etkileşim sistemi için önerilen sayısal ve analitik modeller kullanılarak sönümsüz serbest titreşim analizleri gerçekleştirilmekte ve temel mod frekansları elde edilmektedir. zmlmelerde kanat duvarına ait elastisite modülü, Poisson oranı ve birim hacim ağırlık değerleri sırasıyla 30000 MPa, 0.20 ve 25 kN/m³ olarak dikkate alınmaktadır. Ayrıca dikkate alınan dolgu zemini zellikleri Tablo 34’te, modal analiz sonucu elde edilen frekans değerleri Tablo 35’te sunulmaktadır.

Tablo 34. Dikkate alınan dolgu zemini zellikleri

Kimlik	Zemin tipi	ν	ρ (kg/m ³)	V_s (m/s)	E (N/m ²)	G (N/m ²)
S _A	Sert kaya	0.25	2500	2000	2.50×10^{10}	1.00×10^{10}
S _B	Kaya	0.30	2300	1000	5.98×10^9	2.30×10^9
S _C	çok sıkı zemin	0.30	2100	500	1.365×10^9	5.25×10^8
S _D	Sıkı zemin	0.35	1900	250	3.213×10^8	1.19×10^8
S _E	Yumuşak zemin	0.40	1700	125	7.448×10^7	2.66×10^7

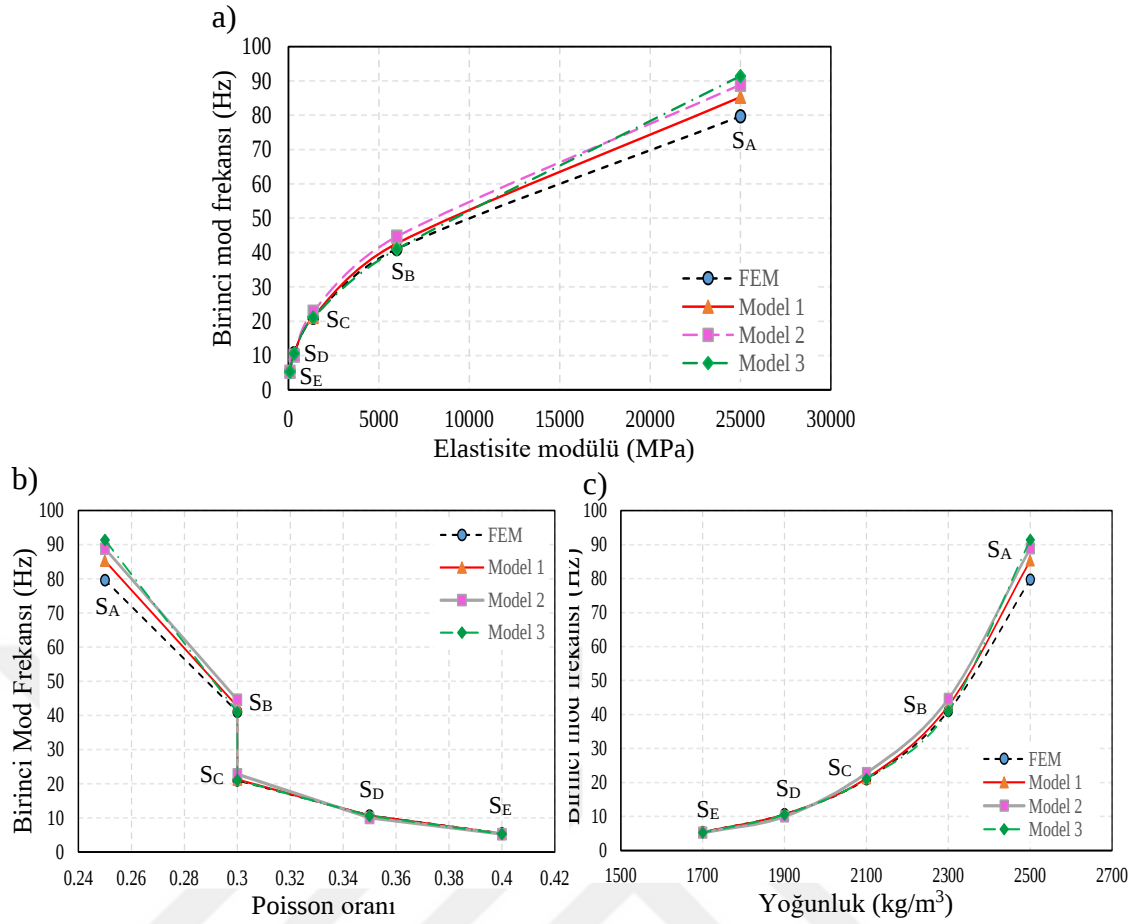
ν : Poisson oranı, ρ : Yoğunluk, V_s : Kayma dalgası hızı, E : Elastisite modülü, G : Kayma modülü.

Tablo 35. Önerilen sayısal ve analitik modellerden elde edilen temel mod frekansları (Hz)

Kimlik	FEM	Model 1	Fark %	Model 2	Fark %	Model 3	Fark %
S _A	79.13	85.29	7.22	88.90	10.99	91.40	13.42
S _B	41.05	42.60	3.64	44.60	7.96	40.95	0.24
S _C	20.97	21.24	1.27	22.78	7.95	21.07	0.47
S _D	10.67	10.66	0.09	10.02	6.49	10.58	0.85
S _E	5.45	5.42	0.55	5.24	4.01	5.28	3.22

FEM: Ankastre taban koşulunda dolgu-kanat duvarı için önerilen sayısal model
Fark % = $100 \times |(Analitik-FEM)/Analitik|$

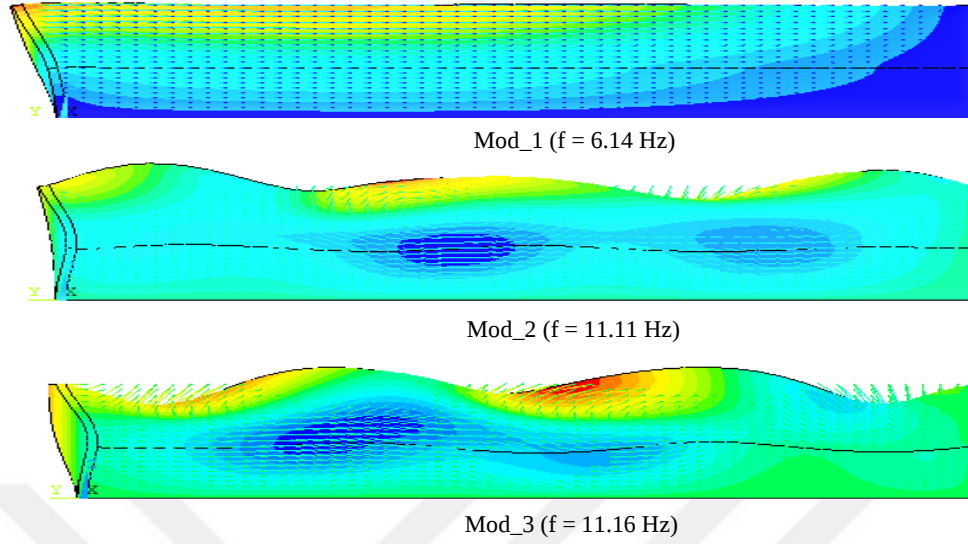
Tablo 35, analitik modellerden elde edilen frekans değerlerinin S_A, S_B ve S_C için genellikle FEM'den elde edilenlerden daha yüksek, S_D ve S_E için ise FEM'den daha küçük olduğunu göstermektedir. Ayrıca S_A için frekanslar arasındaki fark tüm modellerde %7.22-13.42 aralığında elde edilirken, diğer zemin tiplerinde Model 1 ve Model 3 için bu fark %4'ün altında elde edilmektedir. Tablo 37'de dikkat çeken bir diğer husus ise Model 2 için zemin rijitliği azaldıkça frekanslar arasındaki farkın azaldığıdır. Önerilen modellerden elde edilen mod frekanslarının dolgu özelliklerine bağlı olarak değişimi Şekil 61'de de gösterilmektedir. Dolgu için kullanılacak malzemenin ekonomik gerekçelerle yerel mevcudiyetine bakılarak birçok malzeme türü kullanılabilse de zemin tutucu yapılarda dolgu olarak genellikle kayadan ziyade zeminler (tercihen kohezyonsuz zeminler) kullanılmaktadır. Temiz çakıl ve kumlar veya kırmataş-çakıl-kum karışımları drenaja imkân sağladıklarından en uygun malzemelerdir. Düşük geçirimsizlikten dolayı suyun hızlı drene olamaması ve mevsimsel hacim değişikliği nedeniyle killeri, siltler veya silt-kil karışımları bu tür uygulamalarda nispeten daha az kullanılmaktadır. Bu bilgilerden hareketle duvar-dolgu sistemleri üzerine yapılan teorik ve deneysel araştırmalarda önerilen model ve formüllerin neredeyse tamamı, kayadan ziyade zemin malzemesi dikkate alınarak geliştirilmiştir. Bu tip sistemlerde pratikte karşılaşılan dolgu zemin tiplerinin çoğunlukla S_C ile S_E aralığında olduğu düşünüldüğünde, önerilen analitik modellerin FEM ile büyük ölçüde uyumlu olduğu söylenebilir.



Şekil 61. Frekans değerlerinin a) Elastisite modülü, b) Poisson oranı, c) Yoğunluk ile değişimi

Bu bölümde, ikinci olarak önerilen modellerin etkinliğini farklı bir yolla inceleyebilmek maksadıyla seçilen tek bir dolgu zemini için dolgu-kanat duvarı etkileşim sistemlerinin farklı deprem etkileri altında sismik analizleri gerçekleştirilmektedir. Bu analizlerde dolguya ait elastisite modülü, Poisson oranı ve kütle yoğunluğu sırasıyla 100 MPa, 0.30 ve 1900 kg/m³ olarak dikkate alınmaktadır. Sismik analizlerde ihtiyaç duyulan parametrelerin belirlenmesi amacıyla belirtilen koşullardaki sistemin modal analizi yapılmış ve sonuçlar Şekil 62 ile Tablo 36'da gösterilmiştir. Bu şekil ve tablodan görülebileceği gibi birinci mod frekansları FEM için 6.14 Hz, Model 1-3 için sırasıyla 6.13, 5.94 ve 6.01 Hz olarak elde edilmekte ve ele alınan problem için dinamik davranışta baskın olan birinci mod frekansları arasındaki uyum dikkat çekmektedir. Burada sayısal modellerde onlarca mod şeklinden ve frekans değerinden bahsetmek mümkündür. Ancak yapı davranışı üzerinde önemli olan modlar, etkin kütlelerin ve dolayısıyla modal katılım faktörlerinin en yüksek olduğu modlardır. Analitik modellerde ise sayısal modellere nazaran birçok mod temsil edilememekte ve bu modların birçoğunun etkin kütleleri diğer modlar tarafından temsil edilmektedir. Bu bağlamda analitik ve sayısal modellerin ikinci modlarının karşılaştırılması doğru bir

yaklaşım olmamaktadır. Sonuç olarak birinci modun önemli bir yaklaşıklıkla belirlenebiliyor olması modellerin kullanılabilirliği açısından önem arz etmektedir.

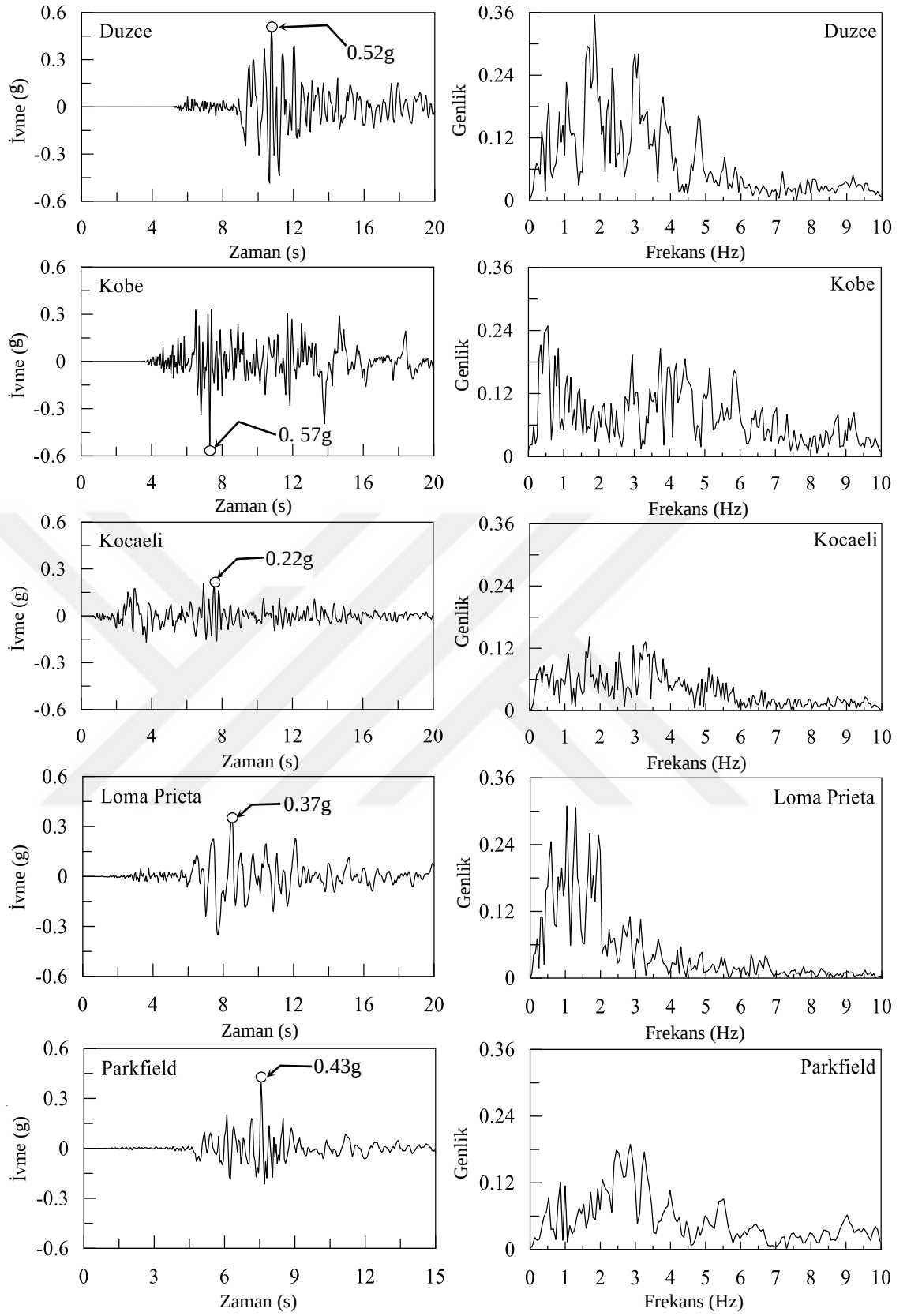


Şekil 62. FEM’den elde edilen ilk üç mod şekli ve mod frekansları

Tablo 36. Analitik modeller için sönümsüz serbest titreşim analizi sonuçları

Sistem	Mod özellikleri	Mod numarası	
		Birinci	İkinci
Model 1 (Tek kütleli sistem)	Mod frekansı (Hz)	6.13	---
	Efektif kütle (kg)	66288.93	---
	Modal katkı (%)	100	---
Model 2 (İki kütleli sistem)	Mod frekansı (Hz)	5.94	14.20
	Efektif kütle (kg)	65957.71	331.23
	Modal katkı (%)	99.5	0.5
Model 3 (İki kütleli sistem)	Mod frekansı (Hz)	6.01	60.71
	Efektif kütle (kg)	66288.25	0.69
	Modal katkı (%)	100	0

Dinamik analizlerde bir yüksek, iki orta ve iki düşük frekans içeriğine sahip beş farklı deprem kaydı dikkate alınmıştır. Bu deprem kayıtlarına ilişkin grafikler Şekil 63’te, özellikler Tablo 37’de sunulmaktadır.



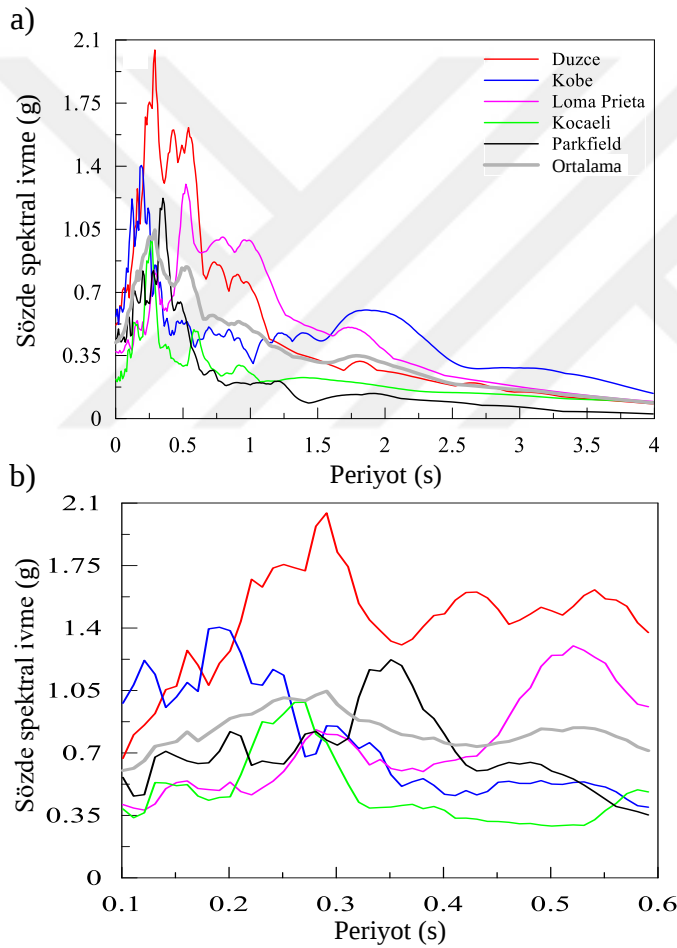
Şekil 63. Dikkate alınan deprem kayıtları ve Fourier spektrumları (PEER, 2020)

Tablo 37. Deprem kayıtlarına ilişkin bilgiler

Deprem kaydı	İstasyon	Kayıt / Bileşen	PGA/PGV (g/(m/s))	Frekans içeriği
1966 Parkfield	Cholame-Shandon Array #5	PARKF/C05085	1.72	Yüksek
1995 Kobe	Port Island	KOBE/PRI-UP	0.92	Orta
1989 Loma Prieta	Hollister- South & Pine	LOMAP/HSP000	0.91	Orta
1999 Düzce	Bolu	DUZCE/BOL000	0.59	Düşük
1999 Kocaeli	Izmit	KOCAELI/IZT090	0.57	Düşük

PGA: Pik yer ivmesi, PGV: Pik yer hızı

Seçilen depremler için sözde ivme tepki spektrumları Şekil 64a’da sunulmaktadır. Ayrıca dolgu-kanat duvarı sisteminin baskın frekanslarına odaklanabilmek için sözde ivme tepki spektrumları Şekil 64b’de 0.1-0.6 s aralığı için verilmektedir.



Şekil 64. Seçilen deprem kayıtlarının sözde ivme tepki spektrumları

Analizlerde yapı ve zemin için sönüm oranı %5 dikkate alınarak malzeme sönümü Rayleigh sönümü ile temsil edilmiştir. Rayleigh sönümü Eşitlik 50’de verilmektedir.

$$C = a_0 m + a_1 k \quad (\text{Eşitlik 50})$$

Yukarıda eşitlikte a_0 ve a_1 Rayleigh sönüm katsayılarıdır. C , m ve k terimleri sırasıyla sönümü, kütle ve rijitliği ifade etmektedir. Böyle bir sistemin sönüm oranı Eşitlik 51 ile bulunabilir (Chopra, 2014).

$$\zeta_n = \frac{a_0}{2w_n} + \frac{a_1 w_n}{2} \quad (\text{Eşitlik 51})$$

Burada ζ_n ve w_n parametreleri, sistemin n . modunun sönüm oranını ve açısal frekansını temsil etmektedir. a_1 katsayısı deformasyonlardan kaynaklanan enerji yayılımını modellemek için dikkate alınabilmektedir fakat a_0 katsayısının fiziksel olarak temsili oldukça zordur ve birçok durum için ihmal edilebilir düzeydedir (Chopra, 2014). Bu bağlamda yukarıdaki eşitlik, a_0 katsayısı ihmal edildiğinde Eşitlik 52 şeklinde kullanılabilmektedir (P. Li vd., 2011; P. Li, Liu, ve Lu, 2017; P. Li, Liu, Lu, vd., 2017; X. Lu vd., 2005):

$$a_1 = \frac{2\zeta_n}{w_n} \quad (\text{Eşitlik 52})$$

Tablo 38’de kanat duvarında hesaplanan maksimum yatay yer değiştirmeler verilmektedir. Bu tabloda FEM sonuçlarının Model 2 sonuçları ile uyumlu olduğu açıktır. Yer değiştirmeler açısından en kritik depremlerin Düzce ve Kobe depremleri olduğu, bunları sırasıyla Parkfield, Loma Prieta ve Kocaeli depremlerinin izlediği görülmektedir. Benzer sonuçlar, ankastre taban koşullarında önerilen modellerden elde edilen ve 0.163 s (6.14 Hz) ile 0.168 s (5.94 Hz) arasında değişen baskın periyot değerlerine karşılık gelen sözde spektral ivme değerlerine bakılarak da görülebilir (Şekil 64b). Burada ivme spektrum eğrileri ankastre taban şartlarında elde edildiğinden temel zemini etkileşiminin dikkate alındığı durumlarda elde edilen dinamik tepkiler ile deprem arasındaki ilişkinin açıklanmasında yanlış yorumlamalara neden olabilir. Bu nedenle aşağıda deprem frekans içeriğine bağlı olarak yapısal tepkiler ayrıca yorumlanmaktadır.

Tablo 38. En büyük yatay yer değiştirmeler

Deprem kaydı	FEM		Model 1		Model 2		Model 3	
	t (s)	u (m)	t (s)	u (m)	t (s)	u (m)	t (s)	u (m)
Parkfield	7.75	0.0053	7.60	-0.0042	7.75	0.0055	7.75	0.0045
Kobe	6.85	0.0088	6.85	0.0072	6.85	0.0089	6.85	0.0075
Loma Prieta	7.65	0.0044	7.65	0.0036	7.65	0.0043	7.65	0.0037
Düzce	10.8	-0.0108	10.8	-0.0085	10.8	-0.0105	10.8	-0.0088
Kocaeli	3.10	-0.0043	3.10	-0.0034	3.10	-0.0040	3.10	-0.0034

t: Tepkinin gerçekleşme zamanı, u: En büyük yatay yer değiştirme

3.4.2. Dolgu-Menfez-Kanat Duvarı-Temel Zemin Etkileşim Sisteminin Analizi

Menfez-3 için önerilen sayısal model, çalışmanın (2.4.3) bölümünde tanıtılmıştı. Burada temel esnekliğinin kanat duvarının dinamik davranışı üzerindeki etkilerini ortaya koymak amacıyla dört farklı temel zemin koşulu dikkate alınmaktadır. Temel zeminine ilişkin parametreler Tablo 39’da verilmektedir. Dolgu zemini için yoğunluk, kohezyon, içsel sürtünme açısı, Poisson oranı ve elastisite modülü değerleri sırasıyla 1900 kg/m³, 25 kPa, 20°, 0.30 ve 100 MPa’dır. İlâveten malzeme sönümleri, dolgu ve temel zemini için %15, yapı için %5’tir.

Tablo 39. Temel zeminine ilişkin parametreler

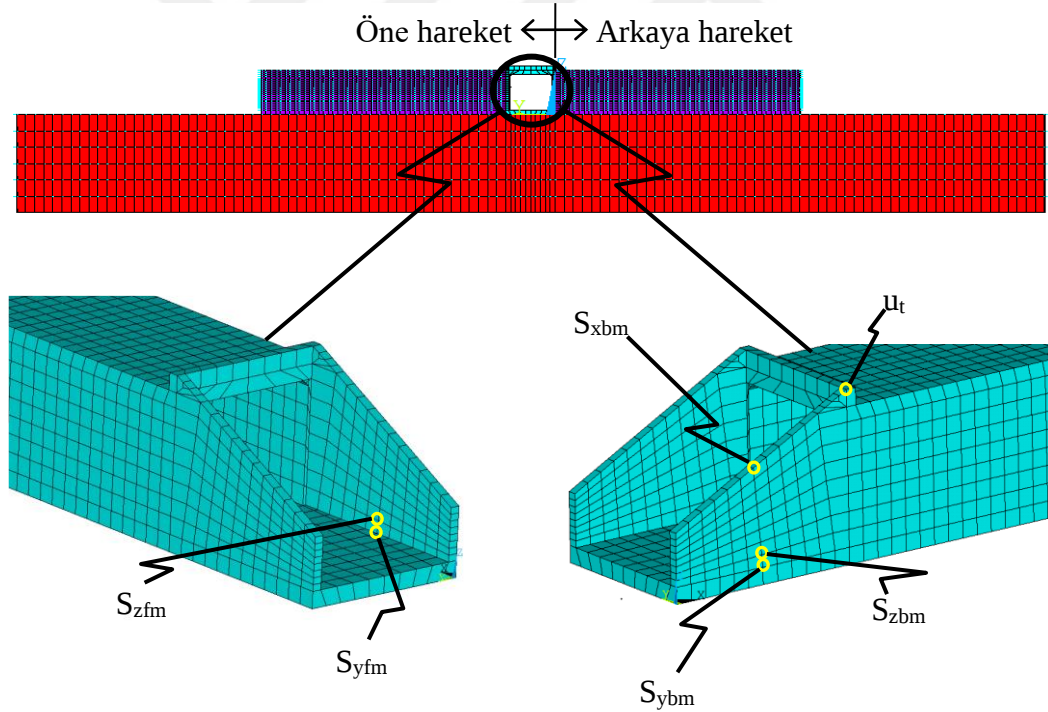
Zemin Koşulu	E, kPa	G, kPa	c, kPa	ν	ϕ (°)	ρ , kg/m ³	V_s , m/s	V_p , m/s
S1	200000	76923	25	0.30	20	1900	201.21	376.43
S2	150000	57692	25	0.30	20	1900	174.25	326.00
S3	75000	27778	25	0.35	20	1800	124.23	258.60
S4	50000	18519	25	0.35	20	1800	101.43	211.14

E: Elastisite modülü, G: Kayma modülü, c: Kohezyon, ν : Poisson oranı, ϕ : İçsel Sürtünme Açısı, ρ : Yoğunluk, V_s : Kayma dalgası hızı, V_p : Boyuna dalgası hızı

Gerilmeler kanat duvarının ön ve arka tarafından seçilen düğüm noktalarında hesaplanmıştır (Şekil 65). Belirtilen yönlerdeki en yüksek gerilmeler genellikle bu düğüm noktaları civarında meydana gelmektedir. Ayrıca en büyük görelî tepe yer değiştirmeleri duvarın tepesinden elde edilmektedir.

Tablo 40’ta kanat duvarının farklı noktalarında hesaplanan en büyük yatay görelî tepe yer değiştirme ve gerilme değerleri sunulmaktadır. Kanat duvarının en büyük yer değiştirmesi Düzce depreminde S4 koşullarında, en küçük yer değiştirmesi Kocaeli depreminde S3 koşullarında elde edilmektedir. Yer değiştirmeler Düzce depreminde temel zemini rijitliğindeki azalmayla sürekli artarken, Kocaeli depreminde genellikle azalma eğilimindedir. Diğer depremlerde ise bu durum daha karmaşık bir hal almaktadır. En büyük yer değiştirmeler, benzer frekans içeriğine sahip depremlerde bile

farklı zemin tiplerinde elde edilebilmektedir. Çekme ve basınç gerilmeleri açısından en kritik gerilmeler S_{zbm} ve S_{zfm} gerilmeleridir. Ancak belirtilen noktalarda elde edilen bu kritik gerilmelerin işareti, depremin frekans içeriğine ve zemin tipine bağlı olarak değişmektedir. Yer değiştirme tepkilerinden farklı olarak, kritik gerilmeler zemin rijitliğindeki azalmayla birlikte çoğunlukla artma eğilimi göstermektedir. Ayrıca en kritik gerilmeler ağırlıklı olarak S3 ve S4 zemin tiplerinde elde edilmektedir. Tablo 40'tan bir başka gözlem ise Loma Prieta depreminin bazı zeminlerde nispeten düşük yer değiştirme tepkileri üretmesine rağmen, basınç ve çekme gerilmeleri açısından en büyük gerilmelere sebep olmasıdır. Loma Prieta depremi altında S4 için elde edilen kritik gerilme değeri, S1 için elde edilen kritik gerilme değerinin yaklaşık 2.8 katıdır. Bu oran diğer depremlerde 1.2 ile 1.8 arasında değişmektedir. Dolayısıyla kritik gerilmeler dikkate alındığında kanat duvarı için en kritik yüklemenin Loma Prieta depremi olduğu açıkça görülmektedir. Bunu sırasıyla Düzce, Parkfield, Kobe ve Kocaeli depremleri izlemektedir.



Şekil 65. Dinamik tepkilerin elde edildiği düğüm noktaları

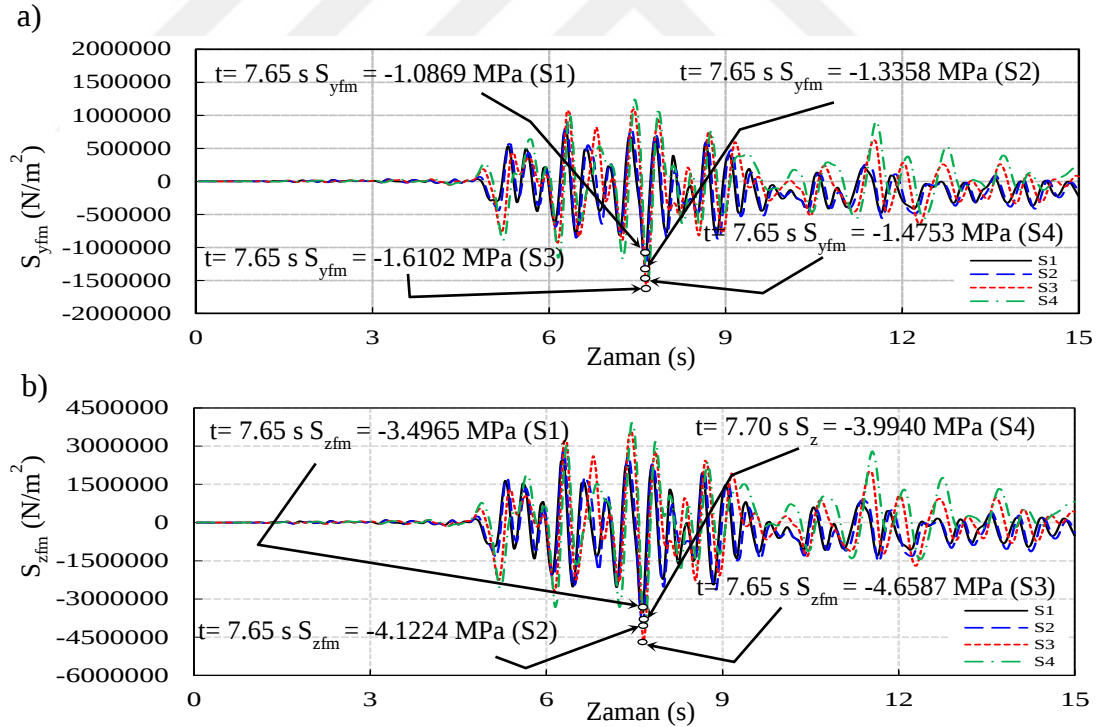
Tablo 40. Kanat duvarından elde edilen dinamik tepkiler

Deprem	Tepki	Zemin Sistemleri							
		S1		S2		S3		S4	
		t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer
Parkfield	u_t	7.30	-0.0029	7.75	-0.0028	7.80	-0.0034	7.80	-0.0027
	S_{zbm}	7.65	3.1496	7.65	3.7149	7.65	4.2286	7.70	3.7000
	S_{ybm}	7.60	-0.6475	7.65	-0.7867	7.65	-0.9614	7.65	-0.8878
	S_{xbm}	7.65	-1.5826	7.65	-1.7301	7.70	-1.8780	7.70	-1.5009
	S_{zfm}	7.65	-3.4965	7.65	-4.1224	7.65	-4.6587	7.70	-3.9940
	S_{yfm}	7.65	-1.0869	7.65	-1.3358	7.65	-1.6102	7.65	-1.4753
Loma Prieta	u_t	11.75	0.0026	11.80	0.0024	9.85	-0.0028	9.50	0.0030
	S_{zbm}	7.80	-2.8924	7.85	-4.0120	7.80	-6.4450	7.80	-8.3720
	S_{ybm}	7.65	0.5062	7.70	0.6550	7.75	0.9702	7.80	1.3304
	S_{xbm}	7.75	1.4726	7.75	1.9262	7.85	3.2068	7.85	4.2982
	S_{zfm}	7.70	3.1652	7.85	4.1680	7.80	6.7811	7.80	8.8458
	S_{yfm}	11.10	-0.8316	7.70	1.0722	7.75	1.6407	7.80	2.2873
Kobe	u_t	12.00	0.0031	12.00	0.0032	7.50	0.0024	12.75	-0.0024
	S_{zbm}	11.90	-2.4872	11.90	-2.8505	7.40	-3.3962	9.40	-3.2801
	S_{ybm}	7.35	0.5396	11.90	0.5902	11.80	-0.7746	7.25	-0.7954
	S_{xbm}	7.40	1.1019	7.40	1.1286	13.90	1.3325	13.90	1.5613
	S_{zfm}	11.90	2.8393	11.90	3.2221	7.40	3.6758	9.40	3.5828
	S_{yfm}	7.35	0.8898	11.90	0.9643	11.80	-1.2948	7.25	-1.3240
Düzce	u_t	11.10	0.0031	10.95	-0.0034	11.00	-0.0038	10.85	0.0041
	S_{zbm}	10.85	3.7011	10.70	-4.6990	10.70	-5.6529	12.15	7.0097
	S_{ybm}	10.85	-0.8525	10.40	-0.8287	10.45	-1.0746	12.15	-1.2281
	S_{xbm}	11.50	-1.9545	10.85	-2.3416	10.50	-2.6082	12.15	-3.3268
	S_{zfm}	10.85	-4.2148	10.70	5.0926	10.70	6.0990	12.15	-7.4625
	S_{yfm}	10.85	-1.4419	10.40	-1.3988	10.45	-1.8163	12.15	-2.1183
Kocaeli	u_t	3.20	-0.0030	3.20	-0.0026	6.65	0.0020	7.75	-0.0021
	S_{zbm}	7.90	2.2760	7.90	2.0903	7.75	-2.9607	7.20	-3.6357
	S_{ybm}	7.90	-0.4855	7.90	-0.4598	7.75	0.6249	3.95	-0.7435
	S_{xbm}	7.90	-0.8357	3.15	-0.7987	7.20	0.9366	7.25	1.1278
	S_{zfm}	7.90	-2.5926	7.90	-2.3467	7.75	3.2876	7.20	3.9668
	S_{yfm}	7.90	-0.8120	7.90	-0.7666	7.75	1.0270	3.95	-1.2468

u_t : Kanat duvarı tepe noktasındaki en büyük göreceli yer değiştirme (m); t: Zaman; S_{xbm} , S_{ybm} , S_{zbm} : Duvar arka yüzünün orta noktasında x, y ve z doğrultularındaki en büyük gerilmeler (MPa); S_{yfm} , S_{zfm} : Duvar ön yüzünün orta noktasında y ve z doğrultularındaki en büyük gerilmeler (MPa).

3.4.2.1. Kanat Duvarı Dinamik Davranışı Üzerinde Zemin-Yapı Etkileşiminin Etkileri

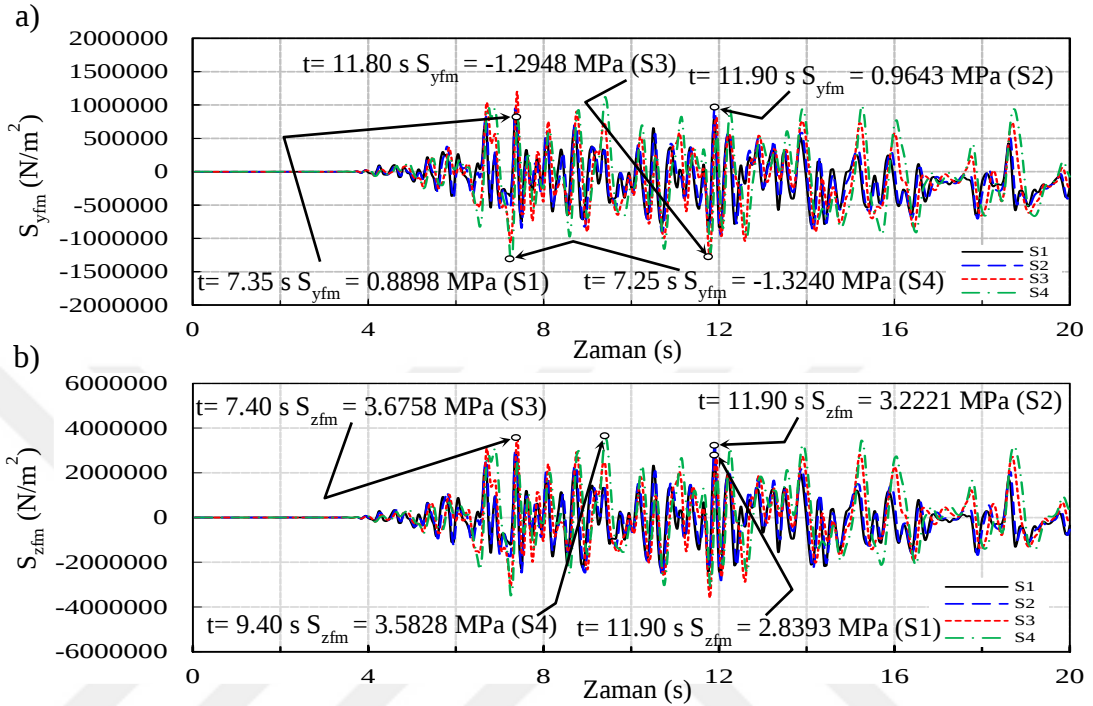
Şekil 66-68 sırasıyla Parkfield, Kobe ve Loma Prieta depremleri altında kanat duvarı ön yüzünde y ve z doğrultularında elde edilen gerilmeleri göstermektedir. Şekil 66a'da kanat duvarının seçili düğüm noktasında y yönündeki en büyük tepki S1 zemininde 1.0869 MPa olarak gerçekleşirken, aynı tepkinin S3 ve S4 zeminlerinde %48 ve %36 artışlarla sırasıyla 1.6102 MPa ve 1.4753 MPa olarak gerçekleştiği görülmektedir. Benzer bir eğilim Şekil 66b'de z doğrultusunda sergilenmektedir. Burada S1 zemininde en büyük tepki 3.4965 MPa iken, S2 ve S3 zeminlerinde bu tepkide sırasıyla %18 ve %33 oranında bir artış görülmektedir. Aynı yer hareketi, zemin esnekliğine bağlı olarak kanat duvarının farklı karakterde tepkiler üretmesine yol açabilir. Örneğin Şekil 67a'da, gerilmenin çekme olarak 0.8898 MPa hesaplandığı, S3 ve S4 zeminlerinde ise aynı tepkinin 1.2948 MPa ve 1.3240 MPa mertebelerinde basınç olarak gerçekleştiği görülmektedir. Burada S3 ve S4 zeminlerinde en büyük tepkiler S1'e kıyasla, sırasıyla yaklaşık %46 ve %49 artış göstermektedir.



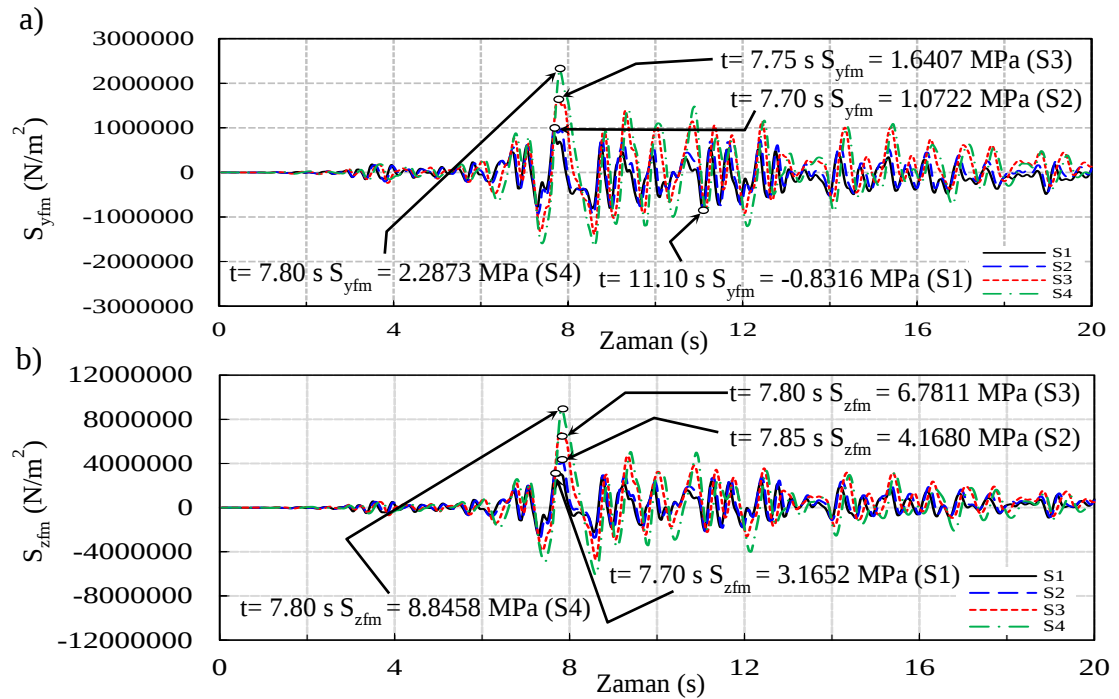
Şekil 66. Parkfield depreminde duvar ön yüzü a) y doğrultusunda ve b) z doğrultusunda elde edilen dinamik gerilme-zaman ilişkisi

Zemin rijitliğinin değişimine bağlı olarak kanat duvarında oluşan en büyük gerilmelerin büyüklüğündeki artış farklı deprem kayıtlarında daha belirgin bir şekilde ortaya çıkabilir (Şekil 68). Örneğin Şekil 68a incelendiğinde, Loma Prieta depremi

etkisinde S1 zemininde en büyük tepki basınç olarak 0.8316 MPa iken, S3 ve S4 zeminlerinde bu değerin çekme olarak sırasıyla 1.6407 MPa ve 2.2873 MPa düzeylerinde elde edildiği ve meydana gelen artışların sırasıyla %97 ve %175 olduğu görülmektedir.

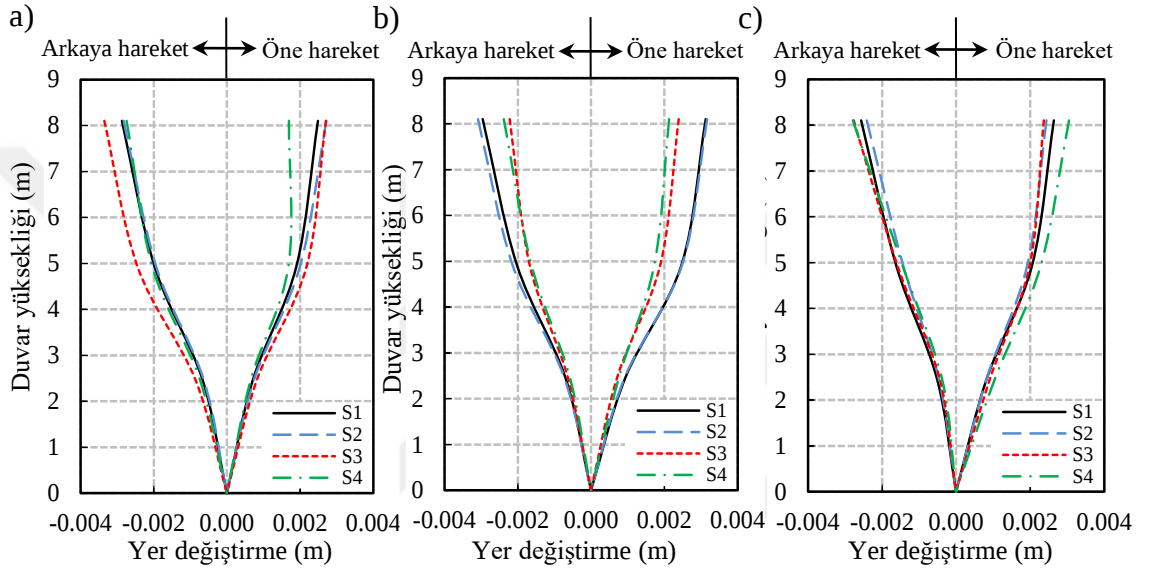


Şekil 67. Kobe depreminde duvar ön yüzü a) y doğrultusunda ve b) z doğrultusunda elde edilen dinamik gerilme-zaman ilişkisi



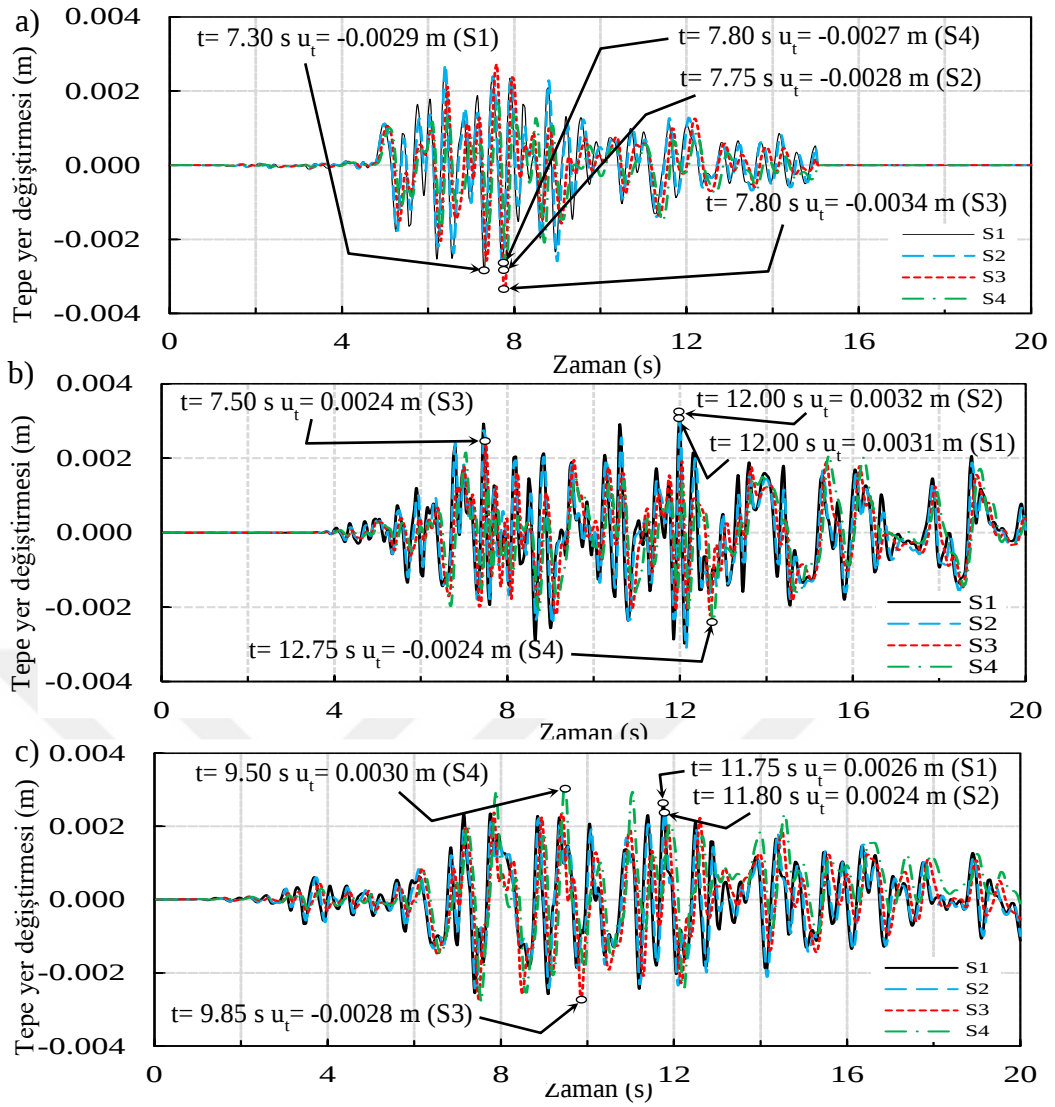
Şekil 68. Loma Prieta depreminde duvar ön yüzü a) y doğrultusunda ve b) z doğrultusunda elde edilen dinamik gerilme-zaman ilişkisi

Şekil 69 kanat duvarı yüksekliği boyunca göreceli yatay yer değiştirmelerin farklı deprem yüklemeleri ve zemin koşullarına bağlı değişimini göstermektedir. Değişen deprem yükleri ve farklı zemin koşullarında yükseklik boyunca yatay hareketler değişebilmektedir. En büyük yatay hareketin yönü, etkileşim sisteminin dinamik özellikleri ile yükleme özellikleri arasındaki ilişkiye bağlı olarak dolguya doğru veya dolgudan uzağa doğru gerçekleşebilmektedir. Bu durum, kanat duvarının dinamik davranışını önemli ölçüde etkileyen zemin-yapı etkileşiminin dikkate alınması gerekliliğine iyi bir örnek teşkil etmektedir.



Şekil 69. a) Parkfield, b) Kobe ve c) Loma Prieta depremleri altında kanat duvarının yüksekliği boyunca yatay yer değiştirmelerin dağılımı

Şekil 70’te Parkfield (Şekil 70a), Kobe (Şekil 70b) ve Loma Prieta (Şekil 70c) depremlerine maruz kalan kanat duvarının yatay göreceli tepe yer değiştirmelerinin zamana bağlı değişimleri sunulmaktadır. Burada gerek üstyapı rijitliği ile zemin rijitliği arasındaki farktan gerekse titreşim özelliklerinden dolayı yer değiştirmelerin değiştiği açıkça görülmektedir. Yerel zemin koşulları ile yer hareketi özellikleri arasındaki karmaşık ilişkiye bağlı olarak farklı etkileşim mekanizmaları ortaya çıkmaktadır. Şekil 70a’da görüleceği üzere, S2 için 0.0028 m olan yer değiştirme değeri, S3 için %21 artışla 0.0034 m seviyesinde gerçekleşmektedir. Şekil 70b’de ise S3 zemininde yer değiştirmenin 0.0024 m, S1 ve S2 zeminlerinde sırasıyla %29 ve %33 oranında artarak 0.0031 m ve 0.0032 m olduğu görülmektedir. Bu karşılaştırmalardan göreceli yatay yer değiştirmelerin zemin-yapı etkileşim mertebesine bağlı olarak değişebileceği ve deprem karakteristikleri ile etkileşim sisteminin dinamik özellikleri arasındaki karmaşık ilişkiye bağlı olarak tersinir davranışın ortaya çıkabileceği görülmektedir.



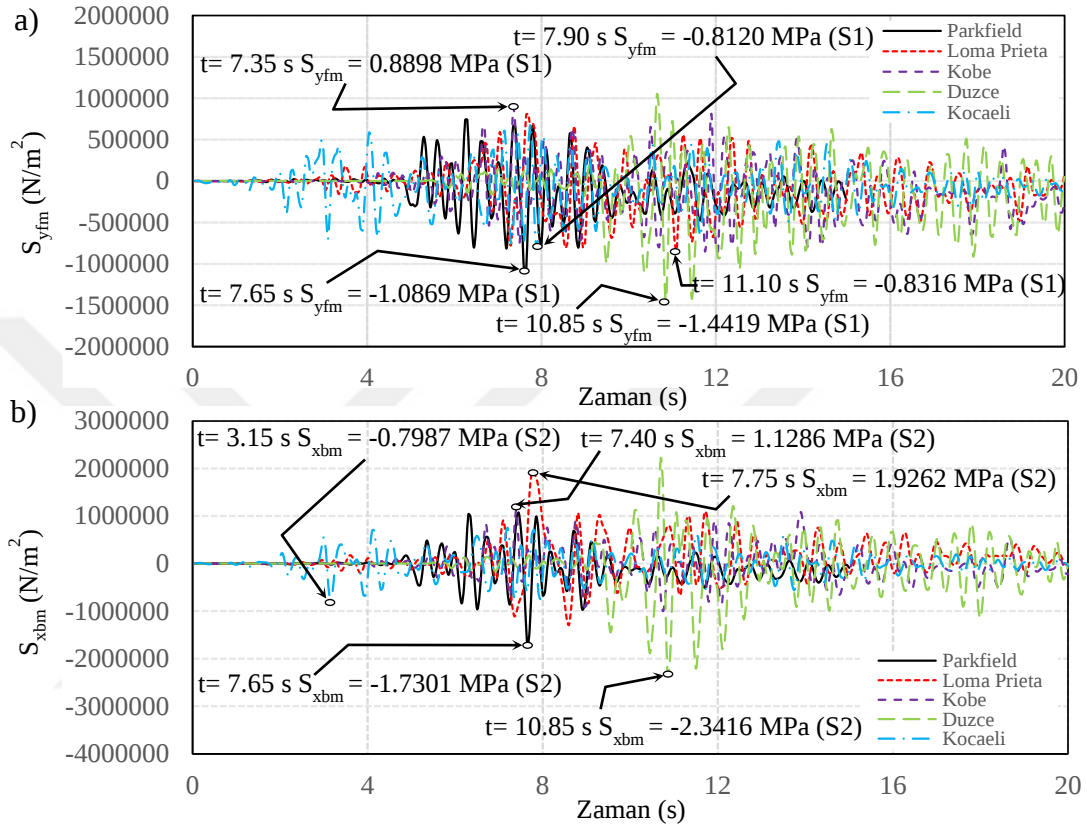
Şekil 70. a) Parkfield, b) Kobe ve c) Loma Prieta depremleri altında kanat duvarı tepe yer değıştirmesinin zamana bağılı değışimi

3.4.2.2. Kanat Duvarı Dinamik Davranışı Üzerinde Deprem Frekans İçeriğinin Etkileri

Deprem frekans içeriğine bağılı olarak kanat duvarının dinamik tepkilerinin büyüklüklerinde değışimler olabileceğı Tablo 40'ta açıkça görölmektedir. Bu bölümde davranışsal değışimleri ortaya koyabilmek maksadıyla zemin koşulları sabit tutularak grafiksel irdelemeler yapılmaktadır.

Şekil 71 ve Şekil 72 kanat duvarının ön ve arka yüzünde, kritik kesitlerde elde edilen gerilmelerdeki değışime ilişkin bazı karşılaştırmaları göstermektedir. Şekil 71a'da düşük frekans içerikli Kocaeli depreminde S1 için kanat duvar ön yüzünde y yönünde hesaplanan en büyük basınç gerilmesinin 0.8120 MPa, düşük frekans içeriğine sahip Düzce depreminde ise aynı basınç gerilmesinin %78 artışla 1.4419 MPa olarak elde edildiğı görölmektedir. Yüksek frekans içeriğine sahip Parkfield ve orta frekans

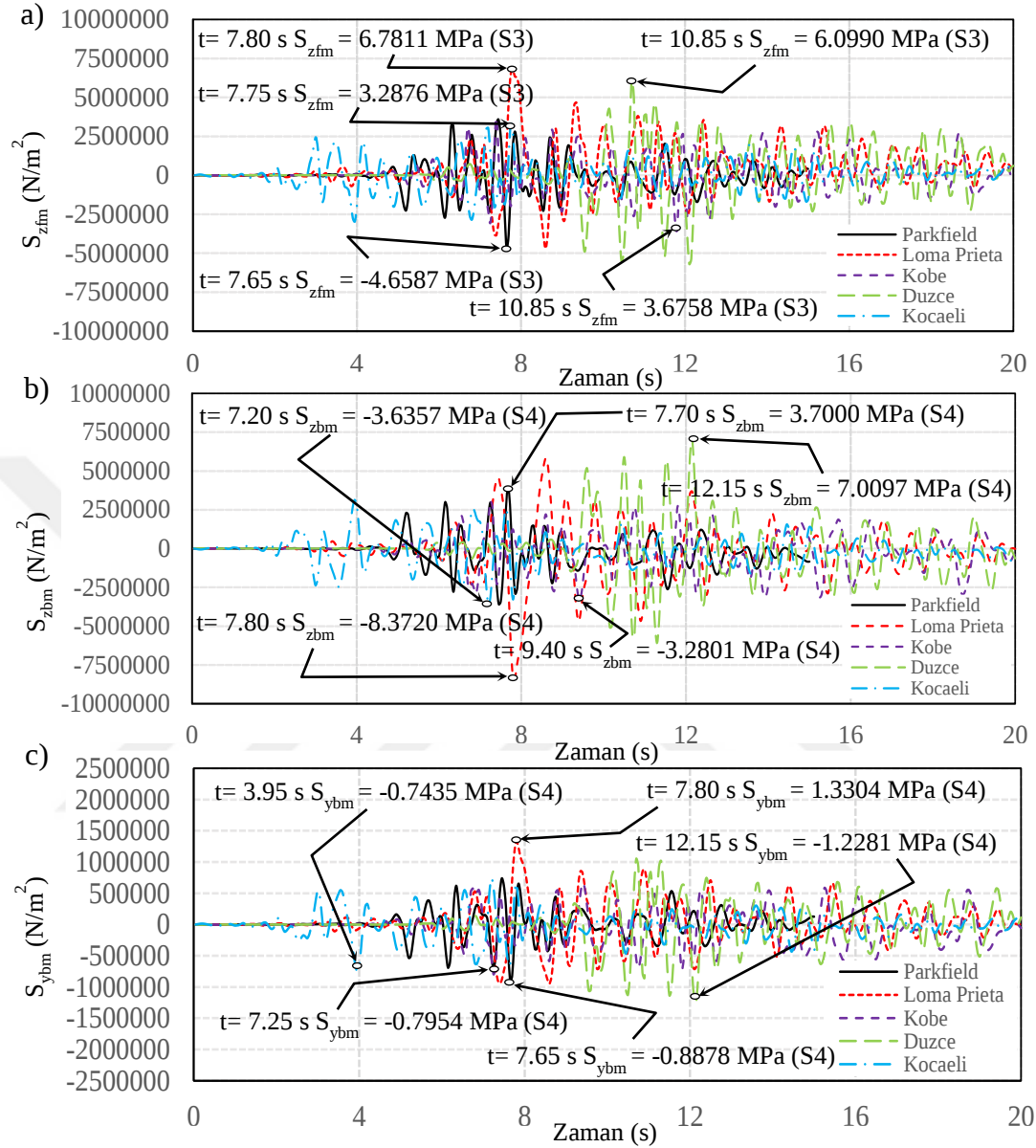
içeriğine sahip Kobe depremlerinde elde edilen tepkilerde ise Kocaeli depreminden elde edilen tepkiye kıyasla sırasıyla %34 ve %10 artışlar elde edilmektedir. Farklı deprem yükleri aynı koşullar altında duvar kritik kesitlerinde gerilme değişimlerine neden olmakta ve bu da yüklemenin frekans içeriği özelliklerinin kanat duvarının dinamik davranışı üzerinde belirgin bir etkiye sahip olduğunu göstermektedir.



Şekil 71. a) S1 zemini için kanat duvarı ön yüzünde y doğrultusunda ve b) S2 zemini için kanat duvarı arka yüzünde x doğrultusunda elde edilen gerilme-zaman ilişkisi

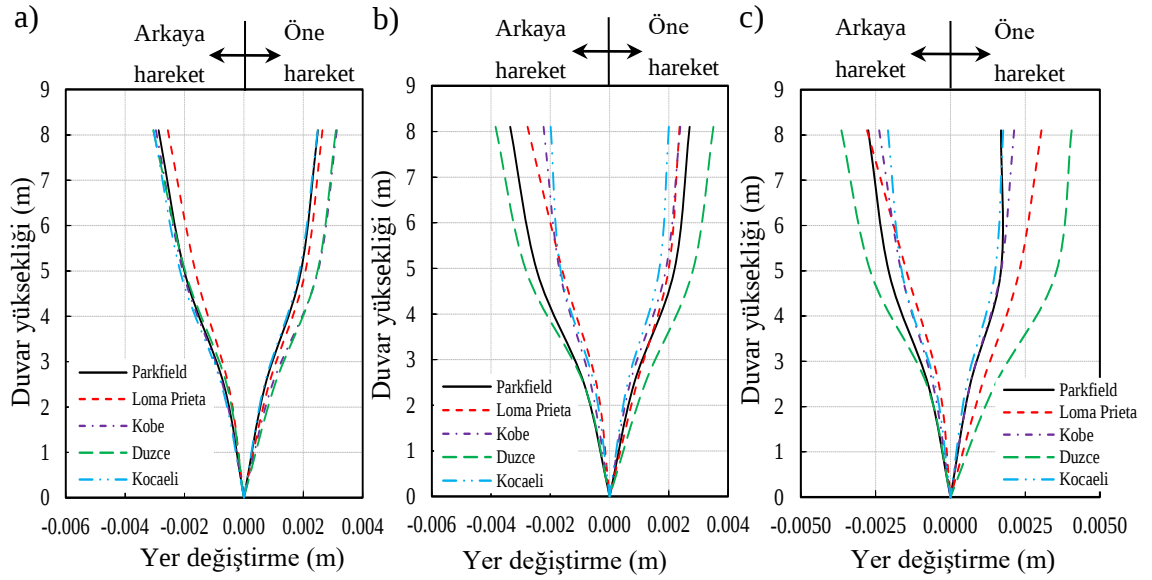
Benzer irdelemeler Şekil 72’de S3 ve S4 zeminleri için sunulmaktadır. Şekil 72b incelendiğinde, orta frekans içeriğine sahip Kobe depreminde S4 için kanat duvarı arka yüzünde z yönündeki gerilme değerinin 3.2801 MPa olduğu gözlemlenirken, orta frekans içeriğine sahip Loma Prieta depreminde bu değer yaklaşık %155 (8.3720 MPa) artmış olduğu görülmektedir. Ayrıca orta frekans içeriğine sahip Kobe depremine kıyasla, düşük frekans içeriğine sahip Kocaeli ve yüksek frekans içeriğine sahip Parkfield depremlerinde en büyük tepkiler yaklaşık %11 ve %13’lük artışlar göstermektedir. Yapılan bu karşılaştırmalar, yapı dinamik davranışının deprem yüklemesinin frekans içeriğine bağlı olarak büyük ölçüde değişebileceğini göstermektedir. Ek olarak nispeten daha düşük pik yer ivmesine sahip deprem kaydının

hem frekans içeriğine hem de yerel zemin özelliklerine bağlı olarak daha büyük dinamik tepkilere yol açabileceği açıktır (Tablo 37,40).



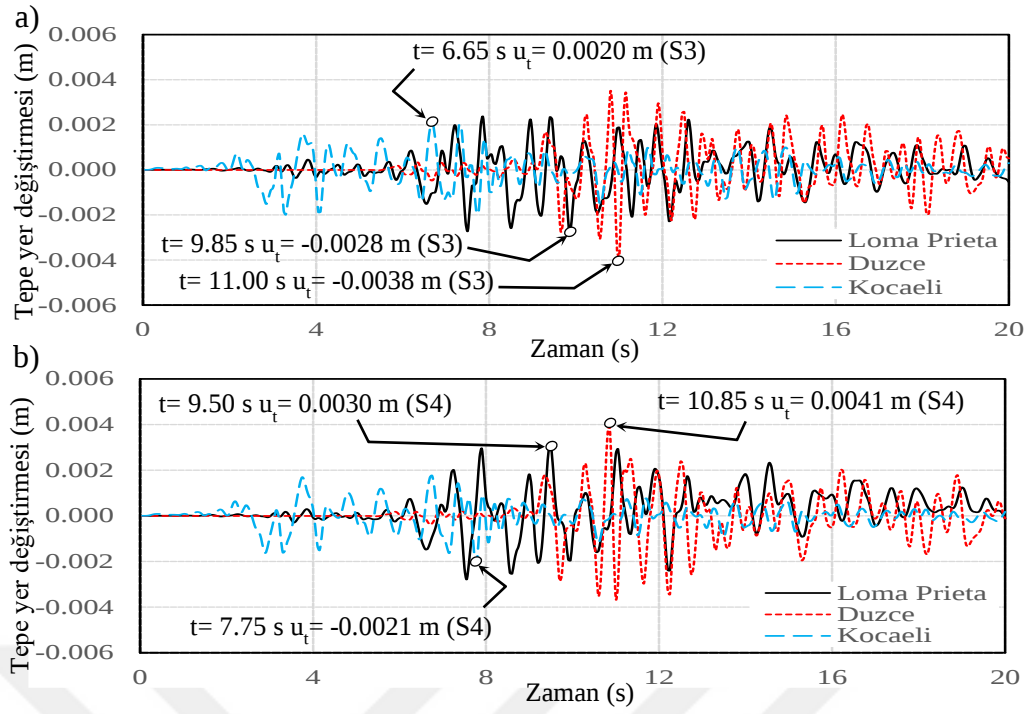
Şekil 72. a) S3 zemini için kanat duvarı ön yüzünde z doğrultusunda, b) S4 zemini için kanat duvarı arka yüzünde z doğrultusunda ve c) S4 zemini için kanat duvarı arka yüzünde y doğrultusunda elde edilen gerilme-zaman ilişkisi

Şekil 73'te S1, S3 ve S4 zeminleri için kanat duvarı yüksekliği boyunca elde edilen göreceli yer değiştirmelerin dağılımı sunulmaktadır. İncelemeye konu olan zemin koşulları için kanat duvar yüksekliği boyunca yatay tepkilerin yer hareketine bağlı olarak değişebildiği açıkça görülmektedir. Bu değişim zemin rijitliğinin azalması ile daha belirgin bir hale gelmektedir. Ayrıca kanat duvarındaki en büyük yatay yer değiştirme, S4 zemininde ve Düzce depremi etkisi altında meydana gelmektedir.

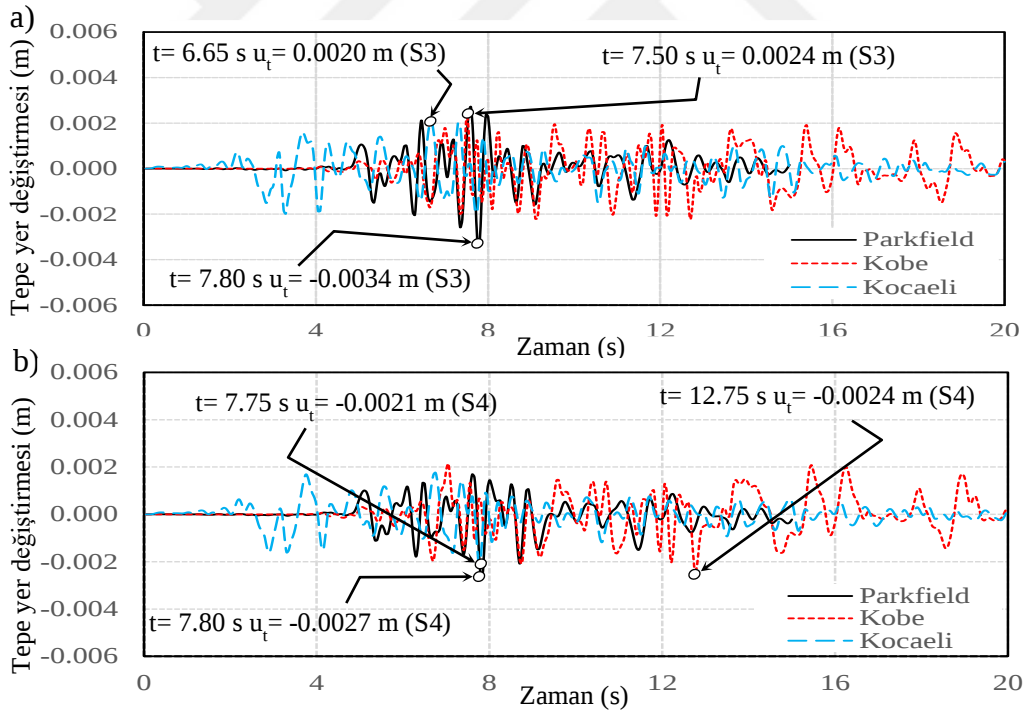


Şekil 73. a) S1, b) S3 ve c) S4 zeminlerinde kanat duvarı yüksekliği boyunca görelî yer değiştirmelerin dağılımı

Şekil 74 ve Şekil 75 farklı depremler altında S3 ve S4 zemin koşullarında elde edilen görelî tepe yer değiştirmelerin zamana bağlı değişimini göstermektedir. Şekil 74a incelendiğinde, Kocaeli depreminde S3 zemini için tepe yer değiştirmesinin 6.65 s’de 0.0020 m olduğu görölürken, Düzce depreminde bu tepkinin 11.00 s’de %90 artışla 0.0038 m civarında elde edildiği görölmektedir. Şekil 74b’de ise Kocaeli depreminde S4 için en büyük yatay yer değiştirmenin 7.75 s’de 0.0021 m civarında, Düzce depreminde 10.85 s’de yaklaşık %95’lik bir artışla 0.0041 m olarak meydana geldiği görölmektedir. Burada sunulan şekil ve tartışmalardan kanat duvarında meydana gelen en büyük yer değiştirmelerin büyüklüğünün depremin frekans içeriği ile zemin koşulları arasındaki karşılıklı ilişkiye bağlı olarak önemli ölçüde değişikliğe uğrayabileceği, tersinir hareketin ortaya çıkabileceği ve kanat duvarının en büyük görelî tepe yer değiştirmesinin yönünün (işaretinin) değişebileceği görölmektedir. Ayrıca en büyük tepkilerin gerçekleşme sürelerinde dikkate değer farklılıklar bulunmaktadır.



Şekil 74. a) S3 ve b) S4 zeminlerinde Loma Prieta, Düzce ve Kocaeli depremleri için elde edilen kanat duvarı tepe yer değıştirmesinin zamana bağılı değışimi



Şekil 75. a) S3 ve b) S4 zeminlerinde Parkfield, Kobe ve Kocaeli depremleri için elde edilen kanat duvarı tepe yer değıştirmesinin zamana bağılı değışimi

4. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Zemin-yapı etkileşimini dikkate alarak kutu menfez ve kutu menfez kanat duvarının farklı deprem yükleri etkisi altındaki davranışlarını araştırmak için gerçekleştirilen bu çalışma kapsamında üç farklı kutu menfez yapısı (Menfez-1, Menfez-2 ve Menfez-3) dikkate alınmıştır. Menfez-1 ve Menfez-2 için zemin-yapı etkileşimi problemi dolgu-menfez ve dolgu-menfez-temel zemini etkileşim sistemleri olarak iki farklı kısımda ele alınmıştır. İlk kısımda ankastre taban koşulunda dolgu-menfez etkileşim sistemi için sayısal ve analitik modeller (Model 1, Model 2 ve Model 3) önerilmiş ve modal analiz yardımıyla önerilen modellerin temsil kabiliyetleri ve kullanılabilirlikleri değerlendirilmiştir. İkinci kısımda ise dolgu-menfez-temel zemini etkileşimini dikkate alabilen sayısal ve analitik modeller (Model 1, Model 2 ve Model 3) önerilmiş ve modal analiz yoluyla ilgili modellerin çözümünden elde edilen temel frekanslar karşılaştırılarak sayısal modelin etkinliği gösterilmiştir. Akabinde farklı frekans içeriğine sahip deprem kayıtları ve dört farklı zemin sistemi dikkate alınarak zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizler gerçekleştirilmiştir. Bu aşamada duvar-dolgu ara yüzey etkisinin, zemin-yapı etkileşiminin, deprem frekans içeriğinin ve menfez duvarı kalınlığının kutu menfezin dinamik davranışı üzerindeki etkileri irdelenmiştir. Ayrıca Menfez-3'ün incelenmesi aşamasında, dolgu-kanat duvarı sisteminin sayısal modeli ve bu etkileşim sistemini dikkate alabilen üç farklı analitik model (Model 1, Model 2 ve Model 3) önerilmiştir. Bu modellerin etkinlikleri irdelendikten sonra dolgu-menfez-kanat duvarı-temel zemini etkileşim sisteminin analizi için geliştirilen sayısal model kullanılarak kanat duvarının dinamik davranışı üzerinde temel zemini esnekliğinin ve deprem frekans içeriğinin etkileri araştırılmıştır. Bu bilgiler ışığında çalışmadan elde sonuçlar aşağıda sunulmaktadır.

➤ Menfez-1'in analizinden elde edilen sonuçlar:

1. Ankastre taban şartlarında hesaplanan temel frekanslar incelendiğinde, farklı zemin koşullarında model duyarlılıklarının değiştiği görülmektedir. S1 zemininde FEM frekansı, Model 1 ve Model 3'ten elde edilen frekanslardan sırasıyla %2.95 ve %2.72 farklılık gösterirken, bu fark Model 2 için %27.40 olmaktadır. S4 zemininde ise FEM ile Model 2 arasındaki farkın yaklaşık %9.25 olduğu, Model 1 ve Model 3 için bu farkın sırasıyla %6.97 ve %6.40 seviyelerinde gerçekleştiği görülmektedir. Bu bağlamda FEM ile en uyumlu modellerin sırasıyla Model 3 ve Model 1 olduğu söylenebilir. Ayrıca

farklı yaklaşımlarla geliştirilen Model 1 ve Model 3'ün dikkate alınan tüm zemin koşullarında birbirlerine oldukça yakın sonuçlar üretebildiği görülmektedir.

2. Dolgu-menfez-temel zemini etkileşim sistemi için önerilen sayısal ve analitik modellerin çözümünden elde edilen temel frekanslar karşılaştırıldığında, sonuçların genel olarak uyumlu olduğu ve frekanslar arasındaki farkın %0.37-%6.71 arasında değiştiği görülmektedir. Model sonuçları arasındaki en iyi uyum S3 zemini koşullarında gerçekleşmektedir. Ayrıca sayısal model sonucu S1, S2 ve S3 zeminlerinde en iyi Model 2 ile S4 zemininde ise Model 3 ile örtüşmektedir.

3. Gerilme ve yer değiştirme tepkileri, dolgu-menfez ara yüzey davranışından etkilenmektedir. Deprem frekans içeriğine ve zemin koşullarına bağlı olarak ara yüzey etkileşimi, tepkilerde bazen artış ve azalışa bazen de ihmal edilebilir düzeylerde bir değişikliğe sebep olabilmektedir. Ara yüzey varsayımına bağlı olarak tepe yer değiştirmelerdeki değişim oranının zemin rijitliğindeki azalmayla azaldığı görülmektedir. Genel olarak FEM-1A modelinden elde edilen yer değiştirmeler daha büyüktür. Sadece S4 zemini için orta frekans içerikli Parkfield ve düşük frekans içerikli Loma Prieta depremleri etkisinde tam yapışma durumunda daha büyük yer değiştirmeler elde edilmektedir.

4. Gerek FEM-1A gerekse FEM-1B modellerinde, Parkfield ve Loma Prieta depremleri etkisi altında zemin rijitliğinin azalmasıyla gerilmelerin tümüyle artma eğiliminde olduğu görülmektedir. Ancak Whittier Narrows depreminde gerilme davranışı karmaşık bir hal almaktadır. Bu durum deprem frekans içeriğinin yerel zemin koşulları ile olan etkileşimine işaret etmektedir.

5. Tüm deprem kayıtları için en büyük gerilmelerin S_{zbc} ve S_{zfm} olduğu ve bu gerilmelerin şiddetlerinin sırasıyla 21.2 MPa ve 20.4 MPa seviyelerine varabildiği görülmektedir. S_{zbc} ve S_{zfm} gerilmelerinin en büyük değerleri, FEM-1B modelinde orta frekans içerikli Parkfield depreminde hesaplanmaktadır. Ayrıca FEM-1A ve FEM-1B modelleri için S_{zbc} ve S_{zfm} gerilmeleri Parkfield ve Loma Prieta depremlerinde S4 zemininde, Whittier Narrows depreminde ise sırasıyla S2 ve S3 zeminlerinde elde edilmektedir. S_{zbc} açısından orta frekans içerikli Parkfield depreminde sırasıyla FEM-1A ve FEM-1B modelleri için S4 zemininde S1'e nazaran 3.45 ve 4.19 kat daha büyük gerilmelerin elde edildiği görülmektedir. Bu değişim, S_{zfm} açısından 3.60 ve 4.08 kat şeklinde ortaya çıkmaktadır. S_{zbc} açısından düşük frekanslı Loma Prieta depreminde sırasıyla FEM-1A ve FEM-1B modelleri için S4 zemininde S1'e nazaran 3.13 ve 3.58 kat daha büyük gerilmelerin elde edildiği görülmektedir. Bu değişim, S_{zfm} açısından

3.16 ve 3.43 kat olarak elde edilmektedir. Ek olarak Parkfield ve Loma Prieta depremlerinin Whittier Narrows depremine nazaran daha kritik olduğu söylenebilir.

6. En büyük tepe yer değiştirmelerinin Parkfield ve Loma Prieta depremleri için S4, Whittier Narrows depremi için S3 zemininde meydana geldiği görölmektedir. Orta frekans içeriğine sahip Parkfield depreminde sırasıyla FEM-1A ve FEM-1B modelleri için S4 zemininde S1'e nazaran 6.74 ve 7.94 kat daha büyük yer değiştirmelerin elde edildiği görölmektedir. Bu değişim, düşük frekans içerikli Loma Prieta depreminde sırasıyla 5.78 ve 6.58 kat şeklinde belirlemektedir.

7. Deprem yer hareketinin frekans içeriği yapı tepkilerini önemli ölçüde değiştirebilmektedir. Zemin yumuşadıkça frekans içeriği etkileri daha belirgin bir şekilde ortaya çıkmaktadır. Gerek yer değiştirmeler gerekse gerilmeler açısından yüksek frekans içerikli Whittier Narrows depremi etkisinde hesaplanan tepkiler, orta frekans içerikli Parkfield ve düşük frekans içerikli Loma Prieta depremlerine nazaran genellikle daha küçüktür. Kritik depremler (Parkfield ve Loma Prieta) açısından durum değerlendirildiğinde, S4 şartlarında orta frekans içerikli Parkfield depremi etkisiyle elde edilen tepkilerin düşük frekans içerikli Loma Prieta depremi etkisiyle elde edilenlerden daha büyük olduğu ancak diğer zemin sistemlerinde tam tersi durumun söz konusu olduğu görölmektedir.

➤ Menfez-2'nin analizinden elde edilen sonuçlar:

1. Ankastre taban çözümlerinden hesaplanan frekanslar incelendiğinde, S1 zemininde Model 1 ve Model 3 için bu değerlerin sırasıyla 8.57 Hz ve 8.55 Hz olduğu, sayısal modelden ise 8.32 Hz değerinin elde edildiği görölmektedir. Sayısal modelden elde edilen frekans, Model 1 ve Model 3'ten elde edilenlerden sırasıyla %2.92 ve %2.69 daha küçüktür. Öte yandan sayısal model ile Model 2 arasındaki fark %25.30'dur. Burada en iyi uyumun FEM ile Model 3 arasında gerçekteştiği görölmektedir. S4 zemininde sayısal model ile Model 2 kıyaslandıkında, farkın yaklaşık %8.85 olduğu görölmekte, aynı fark Model 1 ve Model 3 için sırasıyla %18.68 ve %18.47'ye yükselmektedir. Model 1 ve Model 3'ün dikkate alınan bütün zemin şartlarında birbirine yakın değerler verdiği görölmektedir. Sonuç olarak sayısal modelden elde edilen sonuçların S1 ve S2 için Model 1 ve Model 3 ile S3 ve S4 için ise Model 2 ile daha uyumlu olduğu anlaşılmaktadır.

2. Dolgu-menfez-temel zemini etkileşim sisteminin çözümünden elde edilen frekanslar karşılaştırıldığında, frekanslar arasındaki farkın %1.03-%9.35 arasında değiştiği ve her bir modelde zemin rijitliğindeki azalmayla frekans değerlerinin düştüğü görölmektedir. Sayısal model sonucu S1 zemininde en iyi Model 2 ile S2, S3 ve S4

zeminlerinde ise Model 3 ile örtüşmektedir. Bununla birlikte analitik model sonuçlarının kendi içerisinde oldukça uyumlu olduğu dikkate değer bir başka olgudur.

3. Dolgu-menfez-temel zemini etkileşim sisteminin analizinden elde edilen gerilmeler, zemin etkileşimine ve deprem yer hareketinin karakteristiklerine bağlı büyüklük ve davranış açısından oldukça farklı karakterler sergilemektedir. Yüksek frekans içerikli Coalinga depreminde gerilmeler zemin rijitliğinin azalmasıyla tümüyle azalırken, yine yüksek frekans içerikli Whittier Narrows depreminde zemin rijitliğinin azalmasıyla gerilmeler önce artmakta sonra azalmaktadır. Orta frekans içeriğine sahip Parkfield depreminde gerilmeler zemin rijitliğinin azalmasıyla tümüyle artarken, yine orta frekans içerikli Kobe depreminde zemin rijitliğinin azalmasıyla gerilmeler önce artmakta sonra azalmaktadır. Düşük frekans içerikli Parkfield ve Loma Prieta depremlerinde ise zemin rijitliğinin azalmasıyla gerilmeler tümüyle artmaktadır.

4. En kritik gerilmeler tüm zemin koşullarında S_{zbc} ve S_{zfm} gerilmeleridir. Kritik öneme sahip bu gerilmeler açısından en kritik depremlerin; esnek temel çözümlerinde düşük frekans içeriğine sahip Loma Prieta ve orta frekans içeriğine sahip Parkfield, ankastre taban çözümlerinde ise düşük frekans içerikli Loma Prieta ve Parkfield depremleri olduğu görülmektedir.

5. Farklı frekans içeriğine sahip deprem tesirleri altında göreceli tepe yer değiştirmeleri, zemin rijitliğindeki azalışla genel olarak artma eğilimindedir. Ancak özellikle yüksek frekans içerikli deprem etkileri altında, zemin özelliklerinin değişmesine rağmen aynı büyüklükte tepkiler elde edilebilmekte ve daha rijit zemin koşullarında daha büyük yer değiştirmeler meydana gelebilmektedir. Yer değiştirmeler açısından en kritik depremin düşük frekans içeriğine sahip Loma Prieta depremi olduğu görülmektedir.

6. Eş değer dolgu zemini koşullarında (S_4 zemini), temel zemini etkileşiminin dikkate alınması durumunda, ankastre sisteme nazaran daha büyük yer değiştirmeler meydana gelmekte ve yer değiştirmeler arasındaki farkın orta ve düşük frekanslı depremlerde daha belirgin olduğu görülmektedir. Sırasıyla yüksek frekans içerikli Coalinga, yüksek frekans içerikli Whittier Narrows, orta frekans içerikli Kobe, orta frekans içerikli Parkfield, düşük frekans içerikli Loma Prieta ve düşük frekans içerikli Parkfield depremlerinde 1.54, 2.03, 2.09, 5.18, 4.14 ve 4.44 kat daha büyük yer değiştirmeler ortaya çıkmaktadır.

7. Eş değer dolgu zemini koşullarında (S_4 zemini), ankastre modeller ile esnek tabana sahip modeller en kritik gerilmeler (S_{zbc} ve S_{zfm}) açısından karşılaştırıldığında farklı değişimler gözlemlenebilmektedir. Yüksek frekans içeriğine sahip depremlerde

her iki gerilme değeri ankastre taban koşullarında artarken, düşük frekans içerikli depremlerde azalmaktadır. Öte yandan orta frekans içeriğine sahip Parkfield depreminde her iki gerilme azalırken, Kobe depreminde S_{zbc} azalmakta ancak S_{zfm} artmaktadır.

8. Deprem frekans içeriği, menfez dinamik tepkilerini önemli ölçüde etkileyebilmektedir. Sonuçlar en kritik gerilmeler üzerinden (S_{zbc} ve S_{zfm}) değerlendirildiğinde farklı durumlar göze çarpmaktadır. Esnek tabanlı modellerde S1 zemininde hem S_{zbc} hem de S_{zfm} açısından en büyük gerilmeler Loma Prieta_L, en küçük gerilmeler Kobe_I depreminde meydana gelmektedir. S2 zemininde S_{zbc} açısından en büyük gerilmeler Loma Prieta_L, en küçük gerilmeler Coalinga_H depreminde meydana gelirken; S_{zfm} açısından en büyük gerilmeler Loma Prieta_L, en küçük gerilmeler Kobe_I depreminde meydana gelmektedir. S3 zemininde hem S_{zbc} hem de S_{zfm} açısından en büyük gerilmeler Loma Prieta_L, en küçük gerilmeler Coalinga_H depreminde meydana gelmektedir. S4 zemininde hem S_{zbc} hem de S_{zfm} açısından en büyük gerilmeler Parkfield_I, en küçük gerilmeler Coalinga_H depreminde meydana gelmektedir.

9. Ankastre taban şartlarında kritik gerilmeler büyükten küçüğe sırasıyla Loma Prieta_L, Parkfield_L, Parkfield_I, Kobe_I, Whittier Narrows_H ve Coalinga_H depremlerinde elde edilmektedir.

10. Esnek tabanlı modellerde S1 ve S2 zeminlerinde en büyük yer değiştirmeler Loma Prieta_L, en küçük yer değiştirmeler Kobe_I depreminde; S3 zemininde en büyük yer değiştirme Loma Prieta_L, en küçük yer değiştirme Coalinga_H depreminde ve S4 zemininde en büyük yer değiştirme Loma Prieta_L ve Parkfield_I depremlerinde, en küçük yer değiştirme Coalinga_H depreminde meydana gelmektedir.

11. Ankastre taban şartlarında en büyük yer değiştirmeler büyükten küçüğe sırasıyla Loma Prieta_L, Parkfield_L, Parkfield_I, Kobe_I, Whittier Narrows_H ve Coalinga_H depremlerinde elde edilmektedir.

➤ Menfez-1 ve Menfez-2 kullanılarak menfez duvarı kalınlığının değişimine istinaden yapılan karşılaştırmalardan elde edilen sonuçlar:

1. FEM-1A'dan elde edilen en büyük gerilmeler, FEM-2'den elde edilenlerden genellikle daha büyüktür. S_{zbc} kritik gerilmesi, sırasıyla S1, S2, S3 ve S4 zeminleri için, FEM-1A modelinde FEM-2'ye nazaran, Whittier Narrows depreminde 1.51, 1.70, 1.80 ve 1.97; Parkfield depreminde 1.54, 1.74, 1.98 ve 2.29; Loma Prieta depreminde 1.53, 1.70, 2.00 ve 2.29 kat daha büyük elde edilmektedir. Benzer değişimler diğer kritik gerilme olan S_{zfm} açısından değerlendirildiğinde, söz konusu artışlar Whittier Narrows

depreminde 1.37, 1.56, 1.73 ve 1.93; Parkfield depreminde 1.37, 1.56, 1.80 ve 2.14; Loma Prieta depreminde 1.38, 1.53, 1.82 ve 2.12 kat olarak hesaplanmaktadır. Burada zemin rijitliğinin azalmasıyla farkların daha belirginleştiği ve orta ve düşük frekans içerikli depremlerde yüksek frekans içerikli depreme nazaran genellikle daha büyük artışlar meydana geldiği görülmektedir.

2. Tüm zemin sistemleri ve yükleme koşulları için FEM-1A modelinden elde edilen yer değiştirmeler, FEM-2 modelinden elde edilenlerden daha büyüktür.

➤ Menfez-3'ün analizinden için elde edilen sonuçlar:

1. Ankastre tabanlı modeller karşılaştırılırken önerilen modellerin temsil kabiliyetinin geniş bir perspektifte ele alınabilmesi için dolgu zemini özellikleri geniş bir aralıkta seçilmiştir. Ancak bu tip yapı sistemlerinde uygulamada yaygın olarak karşılaşılan dolgu zeminlerinin genel olarak S_C ile S_E aralığında olduğu göz önüne alındığında, FEM'den elde edilen baskın frekans ve en büyük yer değiştirme değerlerinin Model 2'den elde edilenlerle benzer olduğu görülmektedir. Burada yer değiştirme tepkileri ve frekans değerleri arasındaki en büyük farklar sırasıyla %7.5 ve %7.95'tir. Bu değerler sırasıyla Model 1 için %27.1 ve %1.27 ve Model 3 için %26.5 ve %3.22'dir. Sonuç olarak analiz sonuçları ve hesaplama süreleri dikkate alındığında Model 2'nin FEM'e iyi bir alternatif olabileceği söylenebilir.

2. Dolgu-menfez-kanat duvarı-temel zemini etkileşim sisteminin çözümünden elde edilen en büyük yer değiştirmeler, yer hareketinin değişimine bağlı olarak farklı zeminlerde (S_1 'den S_4 'e kadar değişen bir aralıkta) meydana gelirken en büyük gerilmeler genellikle S_3 ile S_4 arasında yoğunlaşmaktadır.

3. En kritik gerilme ve yer değiştirme değerleri aynı zeminde (S_4 zemini) fakat farklı depremler altında elde edilmektedir. Yer değiştirme için kritik deprem kaydı düşük frekans içerikli Düzce depremi iken, gerilme için kritik deprem kaydı orta frekans içeriğine sahip Loma Prieta depremidir.

4. Kanat duvarında hesaplanan en kritik gerilmeler olan S_{zbn} ve S_{zfm} gerilmeleri zemin rijitliğinin azalmasıyla çoğunlukla artma eğilimindedir. Ancak yer değiştirmeler açısından durum karmaşık bir hal almaktadır. En büyük yer değiştirme Kocaeli depremi için S_1 , Kobe depremi için S_2 , Parkfield depremi için S_3 , Loma Prieta ve Düzce depremleri için S_4 zemininde elde edilmektedir.

5. Zemin-yapı etkileşiminin kanat duvarının dinamik davranışında önemli değişikliklere neden olduğu görülmektedir. En büyük ve en küçük yer değiştirmelerin hesaplandığı zeminlerde bu yer değiştirmeler arasındaki oran en fazla 1.5 iken, en

büyük ve en küçük gerilmeler arasındaki oran 2.8'in üzerindedir. Buradan hareketle zemin-yapı etkileşiminin gerilmeler üzerinde daha etkili olduğu söylenebilir.

➤ Çalışmanın bütününden çıkarılabilecek ortak sonuçlar:

1. Kutu menfez dinamik tepkileri zemin rijitliğindeki değişikliklerden önemli ölçüde etkilenebilmektedir. Zemin rijitliğinin azalmasıyla yapı tepkilerinde zaman zaman artış ya da azalış veya ihmal edilebilir düzeylerde değişiklikler meydana gelmektedir.

2. Deprem frekans içeriği kutu menfez dinamik tepkilerini önemli ölçüde etkileyebilmektedir. Tepkiler, frekans içeriğinin yüksekte düşüğe doğru değişmesiyle genellikle artış eğilimi göstermektedir. Diğer bir deyişle PGA/PGV oranındaki azalma menfez dinamik tepkilerinde önemli mertebelerde artışa neden olabilmektedir.

3. Deprem frekans içeriği ve zemin tipi, en büyük yer değiştirmelerin ve gerilmelerin işareti ve bunların meydana geldiği zamanlar üzerinde oldukça etkilidir.

4. Zemin özelliklerine, yer hareketinin karakteristiklerine ve bunlar arasındaki karşılıklı ilişkiye bağlı olarak elde edilen sonuçlar, zemin-yapı etkileşiminin değişken oranlarda hem yararlı hem de zararlı etkilerinin gözlemlenebileceğine işaret etmektedir.

➤ Yukarıda ifade edilen sonuçlar ışığında aşağıda bazı öneriler sunulmaktadır.

1. Yerel zemin şartları, tesir oranı ve yönü farklılaşmakla birlikte, kutu menfez dinamik tepkilerini değiştirebilmektedir. Bu bağlamda her problem, ilgili sahaya özgü koşullar altında değerlendirilmelidir.

2. Çalışma kapsamında tek gözlü menfezlerin dinamik davranışı incelenmiştir. Zemin-yapı etkileşimi dikkate alınarak iki veya daha fazla gözlü menfezlerin dinamik davranışı incelenebilir.

3. Daha büyük iç açıklığa sahip menfezlerin dinamik davranışı araştırılabilir.

4. Menfezin yapıldığı malzemenin fiziksel ve mekanik özelliklerindeki değişimin menfez deprem davranışı üzerindeki etkileri incelenebilir.

5. Zeminin kayma direnci parametrelerindeki değişimin menfez dinamik davranışı üzerindeki etkileri araştırılabilir.

6. Farklı doğrultularda uygulanacak deprem yer hareketlerinin menfez dinamik davranışı üzerindeki etkileri araştırılabilir.

KAYNAKÇA

- AASHTO. (1996). *Standard specifications for highway bridges*. American Association Of State Highway and Transportation Officials.
- Abuhajar, O., El Naggar, H. ve Newson, T. (2015a). Experimental and numerical investigations of the effect of buried box culverts on earthquake excitation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 79, 130–148. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2015.07.015>
- Abuhajar, O., El Naggar, H. ve Newson, T. (2015b). Seismic soil–culvert interaction. *Canadian Geotechnical Journal*, 52(11), 1649–1667. <https://doi.org/10.1139/cgj-2014-0494>
- Ada, M. ve Ayvaz, Y. (2019). The structure-soil-structure interaction effects on the response of the neighbouring frame structures. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 16(8), 1–3. <https://doi.org/10.1590/1679-78255762>
- Al-Homoud, A. S. ve Whitman, R. V. (1999). Seismic analysis and design of rigid bridge abutments considering rotation and sliding incorporating non-linear soil behavior. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 18(4), 247–277. [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(99\)00004-4](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(99)00004-4)
- Al Atik, L. ve Sitar, N. (2010). Seismic earth pressures on cantilever retaining structures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(10), 1324–1333. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000351](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000351)
- Ameratunga, J., Sivakugan, N. ve Das, B. M. (2016). *Correlations of soil and rock properties in geotechnical engineering*. B. M. Das ve N. Sivakugan (Der.). Springer India. <https://doi.org/10.1007/978-81-322-2629-1>
- Anastasopoulos, I. ve Gazetas, G. (2010). Analysis of cut-and-cover tunnels against large tectonic deformation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(2), 283–307. <https://doi.org/10.1007/s10518-009-9135-4>
- Anastasopoulos, I., Gerolymos, N., Drosos, V., Georgarakos, T., Kourkoulis, R. ve Gazetas, G. (2008). Behaviour of deep immersed tunnel under combined normal fault rupture deformation and subsequent seismic shaking. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6(2), 213–239. <https://doi.org/10.1007/s10518-007-9055-0>
- Anastasopoulos, I., Gerolymos, N., Drosos, V., Kourkoulis, R., Georgarakos, T. ve Gazetas, G. (2007). Nonlinear response of deep immersed tunnel to strong seismic shaking. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(9),

- 1067–1090. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2007\)133:9\(1067\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:9(1067))
- ANSYS INC. (2015). *ANSYS mechanical APDL* [Computer software]. SAS IP.
- ASCE. (2000). *Seismic analysis of safety-related nuclear structures and commentary* (ASCE Standart No. 4-98). American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784404331>
- ASCE. (2017). *Seismic analysis of safety-related nuclear structures* (ASCE Standart No. 4-16). American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784413937>
- Athanasopoulos-Zekkos, A., Vlachakis, V. S. ve Athanasopoulos, G. A. (2013). Phasing issues in the seismic response of yielding, gravity-type earth retaining walls - Overview and results from a FEM study. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 55, 59–70. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.08.004>
- Badry, P. ve Satyam, N. (2016). An efficient approach for assessing the seismic soil structure interaction effect for the asymmetrical pile group. *Innovative Infrastructure Solutions*, 1(1), 8. <https://doi.org/10.1007/s41062-016-0003-1>
- Badry, P. ve Satyam, N. (2017). Seismic soil structure interaction analysis for asymmetrical buildings supported on piled raft for the 2015 Nepal earthquake. *Journal of Asian Earth Sciences*, 133, 102–113. <https://doi.org/10.1016/j.jseaes.2016.03.014>
- Bandyopadhyay, S., Pradhan, M. K., Banerjee, R., Phanikanth, V. S. ve Patil, S. J. (2019). *Geotechnical investigation and its applications in seismic design of structures*. G. R. Reddy, H. P. Muruva ve A. K. Verma (Der.), Textbook of seismic design: structures, piping systems, and components içinde (ss. 135–178). Springer Singapore. <http://link.springer.com/10.1007/978-981-13-3176-3>
- Bardet, J. P. (1997). *Experimental soil mechanics*. Prentice Hall.
- Barnes, G. E. (1995). *Soil mechanics: Principles and practice*. Macmillan Education UK. <https://doi.org/10.1007/978-1-349-13258-4>
- Bentley, K. J. ve Naggar, M. H. El. (2000). Numerical analysis of kinematic response of single piles. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(6), 1368–1382. <https://doi.org/10.1139/cgj-37-6-1368>
- Beskou, N. D., Papagiannopoulos, G. A. ve Chassiakos, A. P. (2018). Seismic analysis of rigid walls retaining a cross-anisotropic poroelastic soil layer over bedrock. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 114, 615–624. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.07.048>
- Bilotta, E., Lanzano, G., Russo, G., Magistris, F. S. De, Aiello, V., Conte, E., Silvestri,

- F. ve Valentino, M. (2007). Pseudostatic and dynamic analyses of tunnels in transversal and longitudinal directions. Proc. of 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, 25-28 June, 2007, Thessaloniki, Greece, Publ. no. 1550.
- Bobet, A. (2003). Effect of pore water pressure on tunnel support during static and seismic loading. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 18(4), 377–393. [https://doi.org/10.1016/S0886-7798\(03\)00008-7](https://doi.org/10.1016/S0886-7798(03)00008-7)
- Bowles, J. E. (1988). *Foundation analysis and design* (4. Baskı). McGraw-Hill Companies.
- Bowles, J. E. (1997). *Foundation analysis and design* (5. Baskı). McGraw-Hill Companies.
- Briaud, J. L. (2013). *Geotechnical engineering: Unsaturated and saturated soils*. John Wiley & Sons.
- Brinkgreve, R. B. J. (2005). *Selection of soil models and parameters for geotechnical engineering application*. J. A. Yamamuro ve V. N. Kaliakin (Der.), Soil constitutive models - evaluation, selection, and calibration içinde (ss. 69–98). American Society of Civil Engineers.
- Budhu, M. (2015). *Soil mechanics fundamentals*. John Wiley & Sons.
- Cai, Z. ve Bathurst, R. J. (1996). Deterministic sliding block methods for estimating seismic displacements of earth structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 15(4), 255–268. [https://doi.org/10.1016/0267-7261\(95\)00048-8](https://doi.org/10.1016/0267-7261(95)00048-8)
- Cakir, T. (2013). Evaluation of the effect of earthquake frequency content on seismic behavior of cantilever retaining wall including soil–structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 45, 96–111. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2012.11.008>
- Cakir, T. (2014a). Backfill and subsoil interaction effects on seismic behavior of a cantilever wall. *Geomechanics and Engineering*, 6(2), 117–138. <https://doi.org/10.12989/gae.2014.6.2.117>
- Cakir, T. (2014b). Influence of wall flexibility on dynamic response of cantilever retaining walls. *Structural Engineering and Mechanics*, 49(1), 1–22. <https://doi.org/10.12989/sem.2014.49.1.001>
- Cakir, T. (2017). Assessment of effect of material properties on seismic response of a cantilever wall, *Geomechanics and Engineering*, 13(4), 601-619. <https://doi.org/10.12989/gae.2017.13.4.601>
- Cakir, T. ve Livaoglu, R. (2013). Experimental analysis on FEM definition of backfill-

- rectangular tank-fluid system. *Geomechanics and Engineering*. 5, 165-85. <https://doi.org/10.12989/gae.2013.5.2.165>
- Cakir, T. ve Ozturk, K. F. (2020). An overview to the dynamic behaviour of the inverted T type cantilever retaining wall taking into account soil structure interaction phenomenon. *Sigma Journal of Engineering and Natural Sciences*, 11(1), 37–50.
- Çakıroğlu, A. ve Özer, E. (1980). *Malzeme ve geometri değişimi bakımından lineer olmayan sistemler*. Matbaa Teknisyenler Basımevi.
- Callisto, L. ve Soccodato, F. M. (2010). Seismic design of flexible cantilevered retaining walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(2), 344–354. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000216](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000216)
- CEN. (2004). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*. European Committee for Standardization
- Cernica, J. N. (1995). *Geotechnical engineering: Soil mechanics* (Vol. 4, Issue 1). John Wiley & Sons.
- Chen, S. L., Abousleiman, Y. N. ve Muraleetharan, K. K. (2012). Closed-form elastoplastic solution for the wellbore problem in strain hardening/softening rock formations. *International Journal of Geomechanics*, 12(4), 494–507. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000157](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000157)
- Chopra, A. K. (2014). *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering* (4. Baskı). Pearson Education Limited.
- Chopra, A. K. (2020). *Earthquake engineering for concrete dams: Analysis, design, and evaluation*. John Wiley & Sons.
- Choudhury, D., Bharti, R. K., Chauhan, S. ve Indraratna, B. (2008). Response of multilayer foundation system beneath railway track under cyclic loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(10), 1558–1563. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2008\)134:10\(1558\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134:10(1558))
- Chowdhury, I. ve Dasgupta, S. P. (2019). *Earthquake analysis and design of industrial structures and infra-structures*. Springer Cham. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-90832-8>
- Cilingir, U. ve Madabhushi, S. P. G. (2011). A model study on the effects of input motion on the seismic behaviour of tunnels. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(3), 452–462. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2010.10.004>
- Clough, R. W. ve Penzien, J. (2003). *Dynamics of structures* (3. Baskı). Computers &

Structures.

- Coduto, D. P., Yeung, M. R. ve Kitch, W. A. (2018). *Geotechnical engineering: Principles and practices* (2. Baskı). Pearson India Education Services.
- Converse, F. J. (1962). *Foundations subjected to dynamic forces*. G. A. Leonards (Der.), Foundation Engineering içinde (ss. 769-824). New York, McGraw Hill.
- Çetin, K. Ö., İlgaç, M., Can, G. ve Çakır, E. (2023). 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş-Pazarcık $M_w=7.7$ ve Elbistan $M_w=7.6$ depremleri ön değerlendirme raporu (No:METU/EERC 2023-01)
- Das, B. M. ve Luo, Z. (2016). *Principles of soil dynamics* (3. Baskı). Cengage Learning.
- Datta, T. K. (2010). *Seismic analysis of structures*. John Wiley & Sons, Ltd. <https://doi.org/10.1002/9780470824634>
- Debiasi, E., Gajo, A. ve Zonta, D. (2013). On the seismic response of shallow-buried rectangular structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 38, 99–113. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2013.04.011>
- Dobry, R., Oweis, I. ve Urzua, A. (1976). Simplified procedures for estimating the fundamental period of a soil profile. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 66(4), 1293–1320.
- Dowling, N. E., Kampe, S. L. ve Kral, M. V. (2019). *Mechanical behavior of materials* (5. Baskı). Pearson Education.
- Drucker, D. C. ve Prager, W. (1952). Soil mechanics and plastic analysis or limit design. *Quarterly of Applied Mathematics*, 10(2), 157–165. <https://doi.org/10.1090/qam/48291>
- Elgamal, A. W., Alampalli, S. ve Laak, P. Van. (1996). Forced vibration of full-scale wall-backfill system. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(10), 849–858. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1996\)122:10\(849\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1996)122:10(849))
- Ertugrul, O. L. (2016). Numerical modeling of the seismic racking behavior of box culverts in dry cohesionless soils. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 20(5), 1737–1746. <https://doi.org/10.1007/s12205-015-0235-1>
- Evangelista, A., Scotto di Santolo, A. ve Simonelli, A. L. (2010). Evaluation of pseudostatic active earth pressure coefficient of cantilever retaining walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(11), 1119–1128. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2010.06.018>
- Fabozzi, S., Bilotta, E., Yu, H. ve Yuan, Y. (2018). Effects of the asynchronism of ground motion on the longitudinal behaviour of a circular tunnel. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 82, 529–541.

<https://doi.org/10.1016/j.tust.2018.09.005>

- Fathi, A., Sadeghi, A., Emami Azadi, M. R. ve Hoveidae, N. (2020). Assessing the soil-structure interaction effects by direct method on the out-of-plane behavior of masonry structures (case study: Arge-Tabriz). *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18(14), 6429–6443. <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00933-w>
- Fu, Y., Wang, G., Hu, Y., Mei, C. ve Zhao, X. (2022). Seismic response of underground subway and aboveground structures considering the tunnel-soil-aboveground structure interaction. *Journal of Earthquake Engineering*, 1–19. <https://doi.org/10.1080/13632469.2022.2120571>
- Gazetas, G. (1991a). *Foundation vibrations*. H. Y. Fang (Der.), Foundation Engineering Handbook içinde (ss. 553-593). Springer New York. <https://doi.org/10.1007/978-1-4757-5271-7>
- Gazetas, G. (1991b). Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(9), 1363–1381. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1991\)117:9\(1363\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:9(1363))
- Güllü, H. ve Jaf, H. S. (2016). Full 3D nonlinear time history analysis of dynamic soil-structure interaction for a historical masonry arch bridge. *Environmental Earth Sciences*, 75(21), 1421. <https://doi.org/10.1007/s12665-016-6230-0>
- Güllü, H. ve Karabekmez, M. (2017). Effect of near-fault and far-fault earthquakes on a historical masonry mosque through 3D dynamic soil-structure interaction. *Engineering Structures*, 152, 465–492. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.09.031>
- Güllü, H. ve Özel, F. (2020). Microtremor measurements and 3D dynamic soil-structure interaction analysis for a historical masonry arch bridge under the effects of near- and far-fault earthquakes. *Environmental Earth Sciences*, 79(13), 338. <https://doi.org/10.1007/s12665-020-09086-0>
- Güllü, H. ve Pala, M. (2014). On the resonance effect by dynamic soil-structure interaction: a revelation study. *Natural Hazards*, 72(2), 827–847. <https://doi.org/10.1007/s11069-014-1039-1>
- Guo, D. ve Hamada, M. (2012). Lessons learnt from seismic damage induced by the 2008 Wenchuan earthquake. *Applied Mechanics and Materials*, 226–228, 889–896. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.226-228.889>
- Hacıfendioğlu, K. (2012). Stochastic seismic response analysis of offshore wind turbine including fluid-structure-soil interaction. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 21(12), 867–878. <https://doi.org/10.1002/tal.646>

- Hallam, M. G., Heaf, N. J. ve Wootton, L. R. (1978). *Dynamic of marine structures: Methods of calculating the dynamic response of fixed structures subject to wave and current action*.
- Hashash, Y. M. A., Hook, J. J., Schmidt, B. ve I-Chiang Yao, J. (2001). Seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16(4), 247–293. [https://doi.org/10.1016/S0886-7798\(01\)00051-7](https://doi.org/10.1016/S0886-7798(01)00051-7)
- Hashash, Y. M. A., Karina, K., Koutsoftas, D. ve O’Riordan, N. (2010). Seismic design considerations for underground box structures. *Earth Retention Conference 3*, 14(2), 620–637. [https://doi.org/10.1061/41128\(384\)64](https://doi.org/10.1061/41128(384)64)
- Hatzigeorgiou, G. D. ve Beskos, D. E. (2010). Soil–structure interaction effects on seismic inelastic analysis of 3-D tunnels. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(9), 851–861. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2010.03.010>
- Hindy, A. ve Novak, M. (1979). Earthquake response of underground pipelines. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 7(5), 451–476. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290070506>
- Homaei, F. ve Yazdani, M. (2020). The probabilistic seismic assessment of aged concrete arch bridges: The role of soil-structure interaction. *Structures*, 28, 894–904. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.09.038>
- Hung, C. J., Monsees, J., Munfah, N. ve Wisniewski, J. (2009). *Technical manual for design and construction of road tunnels — civil elements* (Issue FHWA-NHI-10-034).
- Hunt, R. E. (1986). *Geotechnical engineering techniques and practices*. McGraw Hill.
- Hushmand, A., Dashti, S., Davis, C., Hushmand, B., McCartney, J. S., Hu, J. ve Lee, Y. (2016). Seismic performance of underground reservoir structures: Insight from centrifuge modeling on the influence of backfill soil type and geometry. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(11), 04016058. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0001544](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0001544)
- Hushmand, A., Dashti, S., Davis, C., Hushmand, B., Zhang, M., Ghayoomi, M., McCartney, J. S., Lee, Y. ve Hu, J. (2016). Seismic performance of underground reservoir structures: Insight from centrifuge modeling on the influence of structure stiffness. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(7), 04016020. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0001477](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0001477)
- Iida, H., Hiroto, T., Yoshida, N. ve Iwafuji, M. (1996). Damage to daikai subway station. *Soils and Foundations*, 36(Special), 283–300. https://doi.org/10.3208/sandf.36.Special_283

- Ishihara, K. (1996). *Soil behaviour in earthquake geotechnics* (Issue 46). Oxford University Press. <https://doi.org/10.5860/CHOICE.34-5113>
- ISO. (2005). *Bases for design of structures — seismic actions for designing geotechnical works* (ISO Standart No. 23469). International Organization for Standardization.
- Jadhav, P. R. ve Prashant, A. (2020). Computation of seismic translational and rotational displacements of cantilever retaining wall with shear key. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 130, 105966. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.105966>
- Jain, S. ve Scott, R. (1989). Seismic analysis of cantilever retaining walls. Proc. Of Transactions of the 10th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, 1989, Anaheim, ss. 241–246.
- JRA. (1992). *Guide specifications of design and construction of underground parking lots*. Japan Road Association
- Jennings, P. C. ve Bielak, J. (1973). Dynamics of building-soil interaction. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 63(1), 9–48. <https://doi.org/10.1785/BSSA0630010009>
- Jiang, J., El Naggar, M. H., Huang, W., Xu, C., Zhao, K. ve Du, X. (2022). Seismic vulnerability analysis for shallow-buried underground frame structure considering 18 existing subway stations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 162, 107479. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107479>
- Katona, M. G. (2010). Seismic design and analysis of buried structures with CANDE-2007. *Transportation Research Record*, 2172, 171–181. <https://doi.org/10.3141/2172-19>
- Kausel, E. (2017). *Advanced Structural Dynamics*. Cambridge University Press. <https://doi.org/10.1017/9781316761403>
- Kawashima, K. (2000). Seismic design of underground structures in soft ground: A review. Proc. International Symposium on Geotechnical aspects of underground construction on soft ground, 19 July, 2000, Tokyo, Japan: Editörler: O. Kusakabe, K. Fujita ve Y. Miyazaki, ss. 3–20.
- KGM, (2012). *Standart kutu menfez tipleri (box-culvert)*. Türkiye Cumhuriyeti Ulaştırma Denizcilik ve Haberleşme Bakanlığı, Karayolları Genel Müdürlüğü.
- KGM, (2013). *Karayolu Teknik Şartnamesi*. Türkiye Cumhuriyeti Ulaştırma Denizcilik ve Haberleşme Bakanlığı, Karayolları Genel Müdürlüğü.
- Kheradi, H., Nagano, K., Nishi, H. ve Zhang, F. (2018). 1-g shaking table tests on

- seismic enhancement of existing box culvert with partial ground-improvement method and its 2D dynamic simulation. *Soils and Foundations*, 58(3), 563–581. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2018.01.002>
- Kheradi, H., Ye, B., Nishi, H., Oka, R. ve Zhang, F. (2017). Optimum pattern of ground improvement for enhancing seismic resistance of existing box culvert buried in soft ground. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 69, 187–202. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2017.06.022>
- Kiyomiya, O. (1995). Earthquake-resistant design features of immersed tunnels in Japan. *Tunnelling and Underground Space Technology Incorporating Trenchless*, 10(4), 463–475. [https://doi.org/10.1016/0886-7798\(95\)00033-U](https://doi.org/10.1016/0886-7798(95)00033-U)
- Kontoe, S., Zdravkovic, L., Potts, D. M. ve Menkiti, C. O. (2008). Case study on seismic tunnel response. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(12), 1743–1764. <https://doi.org/10.1139/T08-087>
- Kontoe, S., Zdravkovic, L., Potts, D. M. ve Menkiti, C. O. (2011). On the relative merits of simple and advanced constitutive models in dynamic analysis of tunnels. *Géotechnique*, 61(10), 815–829. <https://doi.org/10.1680/geot.9.P.141>
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Upper Saddle River, Prentice-Hall.
- Kulhawy, F. H. ve Mayne, P. W. (1990). *Manual on estimating soil properties for foundation design*. http://www.osti.gov/energycitations/product.biblio.jsp?osti_id=6653074
- Lee, T. H., Park, D., Nguyen, D. D. ve Park, J. S. (2016). Damage analysis of cut-and-cover tunnel structures under seismic loading. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14(2), 413–431. <https://doi.org/10.1007/s10518-015-9835-x>
- Lees, A. (2016). *Geotechnical finite element analysis: A practical guide*. ICE Publishing. <https://doi.org/10.1680/gfea.60876>
- Li, P., Liu, S. ve Lu, Z. (2017). Studies on pounding response considering structure-soil-structure interaction under seismic loads. *Sustainability*, 9(12), 2219. <https://doi.org/10.3390/su9122219>
- Li, P., Liu, S., Lu, Z. ve Yang, J. (2017). Numerical analysis of a shaking table test on dynamic structure-soil-structure interaction under earthquake excitations. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 26(15), e1382. <https://doi.org/10.1002/tal.1382>
- Li, P., Zhao, P. ve Lu, X. (2011). Parameter identification and analysis of shaking table tests on SSI system. *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*,

- 10(2), 421–428. <https://doi.org/10.3130/jaabe.10.421>
- Li, T. (2012). Damage to mountain tunnels related to the Wenchuan earthquake and some suggestions for aseismic tunnel construction. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 71(2), 297–308. <https://doi.org/10.1007/s10064-011-0367-6>
- Li, X. (1999). Dynamic analysis of rigid walls considering flexible foundation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(9), 803–806. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1999\)125:9\(803\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1999)125:9(803))
- Liu, H. (2012). Soil-structure interaction and failure of cast-iron subway tunnels subjected to medium internal blast loading. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 26(5), 691–701. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000292](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000292)
- Livaoglu, R. (2014). The numerical and empirical evaluation of chimneys considering soil structure interaction and high-temperature effects. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 66, 178–190. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.07.006>
- Livaoglu, R. (2005). *Ayaklı depoların sıvı-yapı-zemin etkileşimleri dikkate alınarak deprem davranışlarının incelenmesi*. Karadeniz Teknik Üniversitesi.
- Livaoglu, R. ve Dogangun, A. (2007a). Effect of foundation embedment on seismic behavior of elevated tanks considering fluid–structure-soil interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27(9), 855–863. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2007.01.008>
- Livaoglu, R. ve Dogangun, A. (2007b). Application of massless foundation model to fluid- elevated tanks-soil/ foundation system. Proc. of 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, 25-28 June, 2007, Thessaloniki, Greece, Publ. no. 1746.
- Lu, C. C., ve Hwang, J. H. (2018). Damage analysis of the new Sanyi railway tunnel in the 1999 Chi-Chi earthquake: Necessity of second lining reinforcement. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 73, 48–59. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2017.12.009>
- Lu, S., Xu, H., Wang, L., Liu, S., Zhao, D. ve Nie, W. (2022). Effect of flexibility ratio on seismic response of rectangular tunnels in sand: Experimental and numerical investigation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 157, 107256. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107256>
- Lu, X., Li, P., Chen, B. ve Chen, Y. (2005). Computer simulation of the dynamic

- layered soil-pile-structure interaction system. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(3), 742–751. <https://doi.org/10.1139/t05-016>
- Lysmer, J. ve Kuhlemeyer, R. L. (1969). Finite dynamic model for infinite media. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 95(4), 859–877. <https://doi.org/10.1061/JMCEA3.0001144>
- Lysmer, J. ve Richart, F. E. (1966). Dynamic response of footings to vertical loading. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 92(1), 65–91. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0000846>
- Mahjoubi, S. ve Maleki, S. (2020). Finite element modelling and seismic behaviour of integral abutment bridges considering soil–structure interaction. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 24(6), 767–786. <https://doi.org/10.1080/19648189.2017.1421483>
- Matsuzawa, H., Ishibashi, I. ve Kawamura, M. (1985). Dynamic Soil and Water Pressures of Submerged Soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(10), 1161–1176. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1985\)111:10\(1161\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1985)111:10(1161))
- Mayoral, J. M., De La Rosa, D., Alcaraz, M. ve Barragan, E. (2023). Tunnel-soil-bridge seismic interaction on soft clay. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 164, 107619. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107619>
- Mirzaie, F., Mahsuli, M. ve Ghannad, M. A. (2017). Probabilistic analysis of soil-structure interaction effects on the seismic performance of structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 46(4), 641–660. <https://doi.org/10.1002/eqe.2807>
- Mononobe, N. ve Matsuo, H. (1929). On the determination of earth pressure during earthquake. Proc. of World Engineering Conference, 1929, Tokyo, Japan, Publ. no. 388, ss. 177–185.
- Mylonakis, G. ve Gazetas, G. (2000). Seismic soil-structure interaction: Beneficial or detrimental? *Journal of Earthquake Engineering*, 4(3), 277–301. <https://doi.org/10.1080/13632460009350372>
- Mylonakis, G., Kloukinas, P. ve Papantonopoulos, C. (2007). An alternative to the Mononobe-Okabe equations for seismic earth pressures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27(10), 957–969. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2007.01.004>
- Nam, S. H., Song, H. W., Byun, K. J. ve Maekawa, K. (2006). Seismic analysis of underground reinforced concrete structures considering elasto-plastic interface element with thickness. *Engineering Structures*, 28(8), 1122–1131.

<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2005.12.003>

- Navarro, C. ve Samartin, A. (1989). Dynamic earth pressures against a retaining wall caused by Rayleigh waves. *Engineering Structures*, 11(1), 31–36. [https://doi.org/10.1016/0141-0296\(89\)90030-8](https://doi.org/10.1016/0141-0296(89)90030-8)
- Okabe, S. (1924). General theory on earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam. *Journal of Japan Society of Civil Engineers*, 10(6), 1277–1323.
- Ostadan, F. (2005). Seismic soil pressure for building walls: An updated approach. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25(7–10), 785–793. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2004.11.035>
- Owen, G. N. ve Scholl, R. E. (1981). *Earthquake engineering of large underground structures*. (Issue FHWA/RD-80/195).
- Ozkan, M. Y., Ulgen, D., Saglam, S., Vrettos, C. ve Chazelas, J. L. (2013). *Centrifuge modeling of dynamic behavior of box shaped underground structures in sand: Final report*.
- Ozturk, K. F., Cakir, T. ve Araz, O. (2022). A comparative study to determine seismic response of the box culvert wing wall under influence of soil-structure interaction considering different ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 162, 107452. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107452>
- Ozturk, K. F., Cakir, T. ve Araz, O. (2023). Influences of wall configurations on earthquake behavior of cantilever retaining walls considering soil-structure interaction effects. *Journal of Earthquake and Tsunami*, 17(01). <https://doi.org/10.1142/S179343112250021X>
- Özçep, F. (2009). *Zeminlerin geoteknik ve jeofizik analizi* (1. Baskı). Nobel Yayın Dağıtım Tic. Ltd. Sti.
- Pais, A. ve Kausel, E. (1988). Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 7(4), 213–227. [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(88\)80005-8](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(88)80005-8)
- Papagiannopoulos, G. A., Beskos, D. E. ve Triantafyllidis, T. (2015). Seismic pressures on rigid cantilever walls retaining linear poroelastic soil: An exact solution. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 77, 208–219. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2015.05.015>
- Park, K. H., Tantayopin, K., Tontavanich, B. ve Owatsiriwong, A. (2009). Analytical solution for seismic-induced ovaling of circular tunnel lining under no-slip interface conditions: A revisit. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 24(2), 231–235. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2008.07.001>

- Patil, M., Choudhury, D., Ranjith, P. G. ve Zhao, J. (2018). Behavior of shallow tunnel in soft soil under seismic conditions. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 82, 30–38. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2018.04.040>
- Paultre, P. (2013). *Dynamics of structures*. John Wiley & Sons. <https://doi.org/10.1002/9781118599792>
- PEER-Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2020, 11 Temmuz). 11 Temmuz 2020 tarihinde <https://ngawest2.berkeley.edu/> adresinden erişildi.
- Penzien, J. (2000). Seismically induced racking of tunnel linings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 29(5), 683–691. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(200005\)29:5<683::AID-EQE932>3.0.CO;2-1](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(200005)29:5<683::AID-EQE932>3.0.CO;2-1)
- Penzien, J. ve Wu, C. L. (1998). Stresses in linings of bored tunnels. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 27(3), 283–300. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199803\)27:3<283::AID-EQE732>3.0.CO;2-T](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199803)27:3<283::AID-EQE732>3.0.CO;2-T)
- Pitilakis, K. ve Tsinidis, G. (2014). *Performance and seismic design of underground structures*. M. Maugeri ve C. Soccodato (Der.), Earthquake Geotechnical Engineering Design içinde (ss. 279–340). Cham, Springer International Publishing. https://doi.org/10.1007/978-3-319-03182-8_11
- Pitilakis, K., Tsinidis, G., Lanza, A. ve Maugeri, M. (2014). Seismic behaviour of circular tunnels accounting for above ground structures interaction effects. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 67, 1–15. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.08.009>
- Power, M. S., Rosidi, D. ve Kaneshiro, J. (1996). *Vol III Strawman: Screening, evaluation, and retrofit design of tunnels*. National Center for Earthquake Engineering Research
- Prakash, S. ve Saran, S. (1966). Static and dynamic earth pressures behind retaining walls. Proc. of the Third Symposium on Earthquake Engineering, 1966, Roorke, India, ss. 277–288.
- Psarropoulos, P. N., Klonaris, G. ve Gazetas, G. (2005). Seismic earth pressures on rigid and flexible retaining walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25(7–10), 795–809. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2004.11.020>
- Qiu, D., Chen, J. ve Fu, H. (2022). Research on the comprehensive evaluating index of seismic performance of underground large-scale frame structures. *Structures*, 37(January), 645–660. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.01.032>

- Resmi Gazete, (2020). Türkiye karayolları ve demiryolları tünelleri ile diğer zemin yapıları deprem yönetmeliği. *T.C. Resmi Gazete* (31266, 06 Ekim 2020).
- Reza Tabatabaiefar, S. H., Fatahi, B. ve Samali, B. (2013). Seismic behavior of building frames considering dynamic soil-structure interaction. *International Journal of Geomechanics*, 13(4), 409–420. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000231](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000231)
- Richards, R. ve Elms, D. G. (1979). Seismic behavior of gravity retaining walls. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 105(4), 449–464. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000783>
- Rostami, A., Moghadam, A. S., Hosseini, M. ve Asghari, N. (2020). Evaluation of formation of plastic hinge and seismic behavior of steel structures due to soil–structure–tunnel interaction. *Journal of Earthquake and Tsunami*, 14(03). <https://doi.org/10.1142/S1793431120500141>
- Salem, A. N., Ezzeldine, O. Y. ve Amer, M. I. (2020). Seismic loading on cantilever retaining walls: Full-scale dynamic analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 130(2020), 105962. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.105962>
- Samata, S., Ohuchi, H. ve Matsuda, T. (1997). A study of the damage of subway structures during the 1995 Hanshin-Awaji earthquake. *Cement and Concrete Composites*, 19(3), 223–239. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(97\)00018-8](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(97)00018-8)
- Schnabel, P. B., Lysmer, J. ve Seed, H. B. (1972). Shake-91. In *SHAKE: a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites*. (Issue EERC 72-12). <https://nisee.berkeley.edu/elibrary/getpkg?id=SHAKE91>
- Scott, R. F. (1973). Earthquake-induced earth pressures on retaining walls. Proc. of 5th World Conference on Earthquake Engineering, 1973, Rome, Italy, ss. 1611–1620.
- Seed, H. B. ve Whitman, R. V. (1970). Design of earth retaining structures for dynamic loads. Proc. of Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, 1970, New York, U.S.A., ss. 103–147.
- Sevim, B., Altunisik, A. C., Bayraktar, A., Akköse, M. ve Calayir, Y. (2011). Water length and height effects on the earthquake behavior of arch dam-reservoir-foundation systems. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 15(2), 295–303. <https://doi.org/10.1007/s12205-011-0815-7>
- Sevim, B., Altunisik, A. C. ve Bayraktar, A. (2012). Earthquake behavior of berke arch dam using ambient vibration test results. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 26(6), 780–792. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000264](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000264)

- Shamsabadi, A., Khalili-Tehrani, P., Stewart, J. P. ve Taciroglu, E. (2010). Validated simulation models for lateral response of bridge abutments with typical backfills. *Journal of Bridge Engineering*, 15(3), 302–311. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000058](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000058)
- Sharma, S. ve Judd, W. R. (1991). Underground opening damage from earthquakes. *Engineering Geology*, 30(3–4), 263–276. [https://doi.org/10.1016/0013-7952\(91\)90063-Q](https://doi.org/10.1016/0013-7952(91)90063-Q)
- Shen, Y., Gao, B., Yang, X. ve Tao, S. (2014). Seismic damage mechanism and dynamic deformation characteristic analysis of mountain tunnel after Wenchuan earthquake. *Engineering Geology*, 180, 85–98. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.07.017>
- Siddharthan, R. ve Maragakis, E. M. (1989). Performance of flexible retaining walls supporting dry cohesionless soils under cyclic loads. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 13(3), 309–326. <https://doi.org/10.1002/nag.1610130307>
- Siller, T. J., Christiano, P. P. ve Bielak, J. (1991). Seismic response of tied-back retaining walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 20(7), 605–620. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290200702>
- Srikar, G. ve Mittal, S. (2020). Seismic analysis of retaining wall subjected to surcharge: A modified pseudodynamic approach. *International Journal of Geomechanics*, 20(9), 06020022. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0001780](https://doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.0001780)
- St John, C. M. ve Zahrah, T. F. (1987). Aseismic design of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology Incorporating Trenchless*, 2(2), 165–197. [https://doi.org/10.1016/0886-7798\(87\)90011-3](https://doi.org/10.1016/0886-7798(87)90011-3)
- Steedman, R. S. ve Zeng, X. (1990). The influence of phase on the calculation of pseudo-static earth pressure on a retaining wall. *Geotechnique*, 40(1), 103–112. <https://doi.org/10.1680/geot.1990.40.1.103>
- Timoshenko, S. ve Woinowsky-Krieger, S. (1959). *Theory of plates and shells* (2. Baskı). McGraw-Hill.
- Towhata, I. ve Islam, M. D. S. (1987). Prediction of lateral displacement of anchored bulkheads induced by seismic liquefaction. *Soils and Foundations*, 27(4), 137–147. https://doi.org/10.3208/sandf1972.27.4_137
- Tsinidis, G. (2017). Response characteristics of rectangular tunnels in soft soil subjected to transversal ground shaking. *Tunnelling and Underground Space Technology*,

- 62, 1–22. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2016.11.003>
- Tsinidis, G. (2018). Response of urban single and twin circular tunnels subjected to transversal ground seismic shaking. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 76, 177–193. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2018.03.016>
- Tsinidis, G., de Silva, F., Anastasopoulos, I., Bilotta, E., Bobet, A., Hashash, Y. M. A., . . . Fuentes, R. (2020). Seismic behaviour of tunnels: From experiments to analysis. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 99, 103334. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2020.103334>
- Tsinidis, G. ve Pitilakis, K. (2018). Improved R-F relations for the transversal seismic analysis of rectangular tunnels. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 107, 48–65. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.01.004>
- Tsinidis, G., Pitilakis, K. ve Anagnostopoulos, C. (2016). Circular tunnels in sand: dynamic response and efficiency of seismic analysis methods at extreme lining flexibilities. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14(10), 2903–2929. <https://doi.org/10.1007/s10518-016-9928-1>
- Tsinidis, G., Rovithis, E., Pitilakis, K. ve Chazelas, J. L. (2016). Seismic response of box-type tunnels in soft soil: Experimental and numerical investigation. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 59, 199–214. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2016.07.008>
- Ugural, A. C. (2017). *Plates and Shells* (4. Baskı). CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9781315104621>
- Ülgen, D. (2011). *An experimental study on the behavior of box-shaped culverts buried in sand under dynamic excitations*. Middle East Technical University.
- Van Nguyen, D., Kim, D. ve Duy Nguyen, D. (2020). Nonlinear seismic soil-structure interaction analysis of nuclear reactor building considering the effect of earthquake frequency content. *Structures*, 26, 901–914. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.05.013>
- Veletsos, A. S. ve Meek, J. W. (1974). Dynamic behaviour of building-foundation systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 3(2), 121–138. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290030203>
- Veletsos, A. S. ve Younan, A. H. (1994a). Dynamic soil pressures on rigid vertical walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 23(3), 275–301. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290230305>
- Veletsos, A. S. ve Younan, A. H. (1994b). Dynamic modeling and response of soil-wall systems. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(12), 2155–2179.

- [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1994\)120:12\(2155\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1994)120:12(2155))
- Veletsos, A. S. ve Younan, A. H. (1997). Dynamic response of cantilever retaining walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(2), 161–172. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1997\)123:2\(161\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:2(161))
- Verruijt, A. (2018). *An Introduction to Soil Mechanics* (Vol. 30). Springer International Publishing. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-61185-3>
- Vrettos, C., Beskos, D. E. ve Triantafyllidis, T. (2016). Seismic pressures on rigid cantilever walls retaining elastic continuously non-homogeneous soil: An exact solution. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 82, 142–153. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2015.12.006>
- Wang, H. ve Zhang, R. (2021). Dynamic structure-soil-structure interaction of piled high-rise buildings under earthquake excitations I: Influence on dynamic response. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 18(3), 1–23. <https://doi.org/10.1590/1679-78256223>
- Wang, J. N. (1993). *Seismic design of tunnels: A simple state-of-the-art design approach*.
- Wang, Z., Gao, B., Jiang, Y. ve Yuan, S. (2009). Investigation and assessment on mountain tunnels and geotechnical damage after the Wenchuan earthquake. *Science in China, Series E: Technological Sciences*, 52(2), 546–558. <https://doi.org/10.1007/s11431-009-0054-z>
- Wang, Z. Z. ve Zhang, Z. (2013). Seismic damage classification and risk assessment of mountain tunnels with a validation for the 2008 Wenchuan earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 45, 45–55. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2012.11.002>
- Waqas, H. A., Waseem, M., Riaz, A., Ilyas, M., Naveed, M. ve Seitz, H. (2023). Influence of Haunch Geometry and Additional Steel Reinforcement on Load Carrying Capacity of Reinforced Concrete Box Culvert. *Materials*, 16(4), 1409. <https://doi.org/10.3390/ma16041409>
- Whitman, R. V. ve Liao, S. (1985). *Seismic design of gravity of retaining walls*. Massachusetts Inst of Tech Cambridge Dept of Civil Engineering
- Wilson, E. L. (2002). *Three-dimensional static and dynamic analysis of structures: A physical approach with emphasis on earthquake engineering* (3. Baskı). Computers ve Structures Inc.
- Wolf, J. P. (1988). *Soil-structure interaction analysis in time domain*. NJ:Prentice-Hall.
- Wolf, J. P. (1997). Spring-dashpot-mass models for foundation vibrations. *Earthquake*

- Engineering and Structural Dynamics*, 26(9), 931–949.
[https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199709\)26:9<931::AID-EQE686>3.0.CO;2-M](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199709)26:9<931::AID-EQE686>3.0.CO;2-M)
- Wolf, J. P. ve Song, C. (1996a). *Finite element modelling of unbounded media*. John Wiley & Sons.
- Wolf, J. P. ve Song, C. (1996b). Finite-element modelling of unbounded media. *Finite-Element Modelling of Unbounded Media*, 70.
- Wong, C. P. (1982). *Seismic analysis and an improved design procedure for gravity retaining walls*. Massachusetts Institute of Technology.
- Wood, J. H. (1973). *Earthquake-induced soil pressures on structures*. California Institute of Technology.
- Wood, J. H. (2007). Earthquake design of rectangular underground structures. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 40(1), 1–6.
<https://doi.org/10.5459/bnzsee.40.1.1-6>
- AFPS/AFTES. (2001). *Guidelines on earthquake design and protection of underground structures*. Working group of the French association for seismic engineering/French tunneling association
- Wu, G. ve Finn, W. D. L. (1999). Seismic lateral pressures for design of rigid walls. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(3), 509–522. <https://doi.org/10.1139/cgj-36-3-509>
- Wu, G. ve Finn, W. D. L. (1996). Seismic pressures against rigid walls. *Analysis and Design of Retaining Structures against Earthquakes*, 1973, 1–18.
<https://doi.org/10.1061/9780784402061.001>
- Wu, K., Ma, J., Chuai, M., Li, C.-H., Chen, Y. ve Lv, F. (2022). Numerical simulation of the near-fault spontaneous rupture and its influence on dynamic soil-structure interaction. *Structures*, 38, 808–819. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.02.044>
- Xu, Z., Du, X., Xu, C., Hao, H., Bi, K. ve Jiang, J. (2019). Numerical research on seismic response characteristics of shallow buried rectangular underground structure. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 116(September 2018), 242–252. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.10.030>
- Yang, H., Wang, H. ve Jeremić, B. (2022). An energy-based analysis framework for soil structure interaction systems. *Computers & Structures*, 265, 106758.
<https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2022.106758>
- Yatsumoto, H., Mitsuyoshi, Y., Sawamura, Y. ve Kimura, M. (2019). Evaluation of seismic behavior of box culvert buried in the ground through centrifuge model

- tests and numerical analysis. *Underground Space (China)*, 4(2), 147–167.
<https://doi.org/10.1016/j.undsp.2018.09.007>
- Yoo, C. (2013). Interaction between tunneling and bridge foundation – A 3D numerical investigation. *Computers and Geotechnics*, 49, 70–78.
<https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2012.11.005>
- Youd, T. L. ve Beckman, C. J. (1996). *Highway culvert performance during past earthquakes*. Brigham Young University
- Younan, A. H. ve Veletsos, A. S. (2000). Dynamic response of flexible retaining walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29(12), 1815–1844.
[https://doi.org/10.1002/1096-9845\(200012\)29:12<1815::AID-EQE993>3.0.CO;2-Z](https://doi.org/10.1002/1096-9845(200012)29:12<1815::AID-EQE993>3.0.CO;2-Z)
- Zamiran, S. ve Osouli, A. (2018). Seismic motion response and fragility analyses of cantilever retaining walls with cohesive backfill. *Soils and Foundations*, 58(2), 412–426. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2018.02.010>
- Zhang, Z., Yuan, Y., Li, C., Yu, H., Chen, H. ve Bilotta, E. (2022). Comparison of seismic responses of atrium-style and frame-box metro stations in soft soil in shaking table testing. *Structures*, 45, 912–931.
<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.09.079>
- Zhong, Z., Shen, Y., Zhao, M., Li, L., Du, X. ve Hao, H. (2020). Seismic fragility assessment of the Daikai subway station in layered soil. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 132, 106044.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106044>
- Zhu, H., Tang, T., Zhang, P. ve Sun, J. (2018). Random vibration analysis of urban underground tunnels under vertical earthquake excitations based on mass–damper–spring model. *Transactions of Tianjin University*, 24(3), 290–300.
<https://doi.org/10.1007/s12209-017-0102-x>

ÖZGEÇMİŞ

Kaşif Furkan ÖZTÜRK, ilk ve orta öğrenimini Sinop Fatih İlköğretim Okulu'nda tamamladı. 2009 yılında Sinop Anadolu Öğretmen Lisesi'nden mezun oldu ve aynı yıl girdiği ÖSS sınavı ile Eskişehir Osmangazi Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nde okumaya hak kazandı. 2013 yılında mezun olduktan sonra saha mühendisi olarak çalışmaya başlayan Öztürk, aynı yılın güz döneminde Eskişehir Osmangazi Üniversitesi İş Sağlığı ve Güvenliği Tezsiz Yüksek Lisans Programı'na başladı. 2015 yılında 4.00 ortalamayla yüksek lisans programını birincilikle bitiren Öztürk, B sınıfı İş Güvenliği Uzmanlığı Sınavı'nda Türkiye 5'incisi olarak uzman olmaya hak kazandı. 2015 yılı Güz Dönemi'nde Eskişehir Osmangazi Üniversitesi Geoteknik Anabilim Dalı'nda tezli yüksek lisans öğrenimine başlayan ÖZTÜRK, 2016 yılında Gümüşhane Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'ne Araştırma Görevlisi olarak atandı. Aynı yıl yüksek lisans öğrencilik kaydını Gümüşhane Üniversitesi'ne aldırıldı. 2018 yılında yüksek lisans öğrenimini tamamlayarak aynı yıl doktora öğrenimine başladı. Evli olan ÖZTÜRK iyi derecede İngilizce bilmektedir. ÖZTÜRK'ün lisansüstü öğrenimi süresince yaptığı akademik çalışmalar aşağıda sunulmaktadır.

Yayınlar:

- Araz, O., Çakır, T. ve Öztürk, K.F. (2022). Effect of earthquake frequency content on seismic-induced vibration control of structures equipped with tuned mass damper. *Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering*, 44(12), 1-14.
- Araz, O., Çakır, T., Öztürk K.F. ve Kaya, D. (2023). Effect of foundation embedment ratio in suppressing seismic-induced vibrations using optimum tuned mass damper. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 171, 1-14.
- Araz, O., Öztürk, K.F. ve Çakır, T. (2022). Effect of different objective functions on control performance of tuned mass damper for a high-rise building considering soil-structure interaction. *Archieve of Applied Mechanics*, 92(4), 1413-1429.
- Çakır, T. ve Öztürk, K.F. (2020) An overview to the dynamic behaviour of the inverted T type cantilever retaining wall taking into account soil structure interaction phenomenon. *Sigma Journal of Engineering and Natural Sciences*, 11(1), 37-50.
- Çakır, T. ve Öztürk, K.F. (2019). An overview to the dynamic behaviour of the T type cantilever retaining wall taking into account the soil-structure interaction

- phenomenon. Proc. of 3rd International Conference on Advanced Engineering Technologies (ICADET), 19-21 September, 2019, Bayburt, Türkiye, ss. 1144-1151.
- Çakır, T. ve Öztürk, K.F. (2019). Evaluating the seismic behavior of an L-shaped cantilever retaining wall considering soil-structure interaction. Proc. of 8th International Geotechnical Symposium, 13-15 November, 2019, İstanbul, Türkiye, ss. 1-12.
- Çakır, T. ve Öztürk, K.F. (2018). Seismic behavior evaluation of a cantilever wall considering soil-structure interaction. Proc. of International Technological Sciences and Design Symposium, 27-29 June, 2018, Giresun, Türkiye, ss. 1636-1648.
- Çakır, T. ve Öztürk, K.F. (2019). A study on the effect of the ground motion characteristics on seismic response of a cantilever wall. Proc. of International Civil Engineering and Architecture Conference 2019 (ICEARC19), 17-20 April, 2019, Trabzon, Türkiye, ss. 557-565.
- Çakır, T., Öztürk, K.F. ve Tüzen, M. (2017). Relationship between seismic response of a cantilever retaining wall and backfill interaction. Third International Conference on Engineering and Natural Sciences (ICENS), 03-07 May 2017, Budapest, Hungary, s. 396.
- Çakır, T., Tüzen, M. ve Öztürk, K.F. (2017). An investigation of the effect of mass density of concrete on dynamic behavior of a cantilever retaining wall. Third International Conference on Engineering and Natural Sciences (ICENS), 03-07 May, 2017, Budapest, Hungary, s. 57.
- Öztürk, K.F. ve Çakır, T., (2019). An Evaluation on the seismic performance of the wing wall of box culvert considering the soil structure interaction. 3rd International Conference on Advanced Engineering Technologies (ICADET), 19-21 September, 2019, Bayburt, Türkiye, ss. 1134-1143.
- Öztürk, K.F. ve Çakır, T. (2019). An overview to the seismic performance of the wing wall of a box culvert without covered soil. Proc. of 8th International Geotechnical Symposium, 13-15 November, 2019, İstanbul, Türkiye, ss. 1-12.
- Öztürk, K.F. ve Çakır, T. (2018). Farklı temel zemini özelliklerine bağlı olarak konsol bir istinat duvarının deprem davranışının irdelenmesi. Proc. of Third International Soil-Structure Interaction Symposium, 18-19 October, 2017, İzmir, Türkiye, ss. 487-497.

- Öztürk, K.F. ve Çakır, T. (2019). On the assessment of soil-structure interaction problem on a cantilever retaining wall with a base key. Proc. of International Civil Engineering and Architecture Conference 2019 (ICEARC19), 17-20 April, 2019, Trabzon, Türkiye, ss. 548-556.
- Öztürk, K.F. ve Çakır, T. (2018) Wall configuration effects on dynamic response of a cantilever retaining wall. International Technological Sciences and Design Symposium, 27-29 June 2018, Giresun, Türkiye, s. 690.
- Öztürk, K.F., Çakır, T. ve Araz, O. (2022). A comparative study to determine seismic response of the box culvert wing wall under influence of soil-structure interaction considering different ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 162, 1-17.
- Öztürk, K.F., Çakır, T. ve Araz, O. (2021). Examination of dynamic displacements of a box culvert backfilled on one side. Proc. of International Online Conference on Engineering and Natural Sciences (IOCENS 21), 05-07 July, 2021, Gümüşhane, Türkiye, ss. 274-285.
- Öztürk, K.F., Çakır, T. ve Araz, O. (2023). Influences of wall configurations on earthquake behavior of cantilever retaining walls considering soil-structure interaction effects. *Journal of Earthquake and Tsunami*, 17(1):1-34.
- Öztürk, K.F., Çakır, T., Araz, O. ve Kara, O. (2021). Soil-structure interaction effects on dynamic behavior of a box culvert. Proc. of International Online Conference on Engineering and Natural Sciences (IOCENS 21), 05-07 July, 2021, Gümüşhane, Türkiye, ss. 265-273.